



UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI

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

Master de Recherche en Géotechnique et Infrastructures Immobilières

Rapport de stage

Thème :

**« ANALYSE DE PRISE EN COMPTE DU CONCEPT TEMPERATURE
DANS LA VERIFICATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES
MELANGES BITUMINEUX : CAS DU TOGO »**

Présenté par :

BassaiHèzouwè BODJONA

Encadré par:

Dr. Agapi K. HOUANOU
Enseignant-Chercheur à l'EPAC

Sous la direction de :

Prof. Antoine C. VIANOU
Professeur Titulaire du CAMES
Enseignant-Chercheur à l'EPAC

Dédicaces

- A mon Père, Jean K. BODJONA,
- A ma mère, Maguilibè BOUKPETI,
- A mes frères Sèrge et Benoit BODJONA,
- A ma femme, Mondonwè BODJONA-MOUZOU,
- A mes deux enfants, Loïce et Loïck BODJONA.

Remerciement

- Je tiens en premier lieux à dire infiniment merci à Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la santé et sa protection dans les trajets Lomé Cotonou et Cotonou Lomé, et de m'avoir conduit à finaliser cette formation;
- Je dis merci à l'école Doctoral de l'Université d'Abomey-Calavi de m'avoir donné cette chance de faire partir de ces étudiants en Master de recherche,
- Je tiens à remercier le Professeur **Antoine C. VIANOU**, Professeur Titulaire, Enseignant à l'EPAC, Directeur de l'Ecole Doctorale des Sciences de l'Ingénieur qui a accepté malgré ces nombreuses occupations d'être mon maître de mémoire,
- Je remercie infiniment Dr **Agapi K. HOUANOU**, qui est non seulement mon Co-maître mais également un grand guide qui a su m'encourager me soutenir durant toute la durée de ma formation, et s'est montré toujours disponible pour moi,
- Je dis merci à M. **Victor S. GBAGUIDI**, Maitre de conférences des universités du CAMES, qui a beaucoup œuvré pour la réussite et à la finalité de notre formation,
- Je dis merci à tous les enseignants de l'école Doctorale des Sciences de l'Ingénieur, qui ont intervenu directement ou indirectement dans notre formation,
- A tout le personnel du LNBTP,
- Enfin, nos remerciements vont également à tous nos amis qui de loin ou de près nous ont soutenus tout le long de ce travail.

A tous je dis grand merci et que la grâce de Dieu les couvre et les élève plus.

Résumé

Ces dernières années, la structure des chaussées est soumise aux sollicitations très complexes, notamment celles dues au trafic et celles dues au climat, dont l'influence sur le comportement des matériaux de chaussée n'est plus à démontrer. La présente étude, consacrée à l'évaluation de la prise en compte du concept température lors du dimensionnement et de la vérification des performances mécaniques des mélanges bitumineux au laboratoire, a permis de montrer que la température n'est pas intégrée ou est insuffisamment considérée dans le contexte du Togo. En effet, l'élévation de la température fragilise la rigidité du liant bitumineux et ce répercute sur les autres couches sous-jacentes, ce qui favorise les déformations permanentes avec l'observation des mouvements dans les matériaux, la remontée des fissures qui se transforme en faïence. Les travaux de recherches ont permis de découvrir que la température est considéré comme un facteur déterminant dans la modification des contraintes de calcul qui se voient supérieure aux contraintes admissibles lors de leur passage dans les différentes couches de chaussées. Dans l'évaluation des différentes méthodes de dimensionnement des chaussées revêtues employées au Togo, il ressort que seule la méthode LCPC SETRA intègre l'action de la température à partir d'un coefficient correcteur qui ajuste la température des essais de laboratoire de 10°C à 15°C représentant la température du chantier. De même, les investigations menées auprès des laboratoires d'essais sur les matériaux installés au Togo révèlent que l'essai Marshall est le seul réalisé sur les matériaux routiers et qui intègre la température mais se voit également limité dans sa pratique.

Mot clé : dégradation prématurée, effet de la température, essai Marshall, mélange bitumineux, méthode CEBTP, méthode LCPC-SETRA.

Abstract

These last years, the structure of roads is submitted to very complex requests, notably those caused by the traffic or climate. Their influence on the materials of roads is evident. Our study which is devoted to assess the consideration of the temperature concept during the sizing and the construction of roads helped us show that temperature is not inserted or it is less considered in the context of Togo. In fact, the rise of temperature weakens the rigidity of the bituminous binder and affects the other underlayers. This phenomenon creates permanent deformities with the observations of movements in the materials and the climbing up of fissures which become earthenware. Researches helped to discover that temperature is seen as a decisive factor in the modification of the calculations constrains that are superior to the acceptable constrains during their passages in the different layers of roads. When we assess the different methods of sizing of asphalted roads in Togo, it should be noted that only the LCPC SETRA method inserts the actions of temperature from a correcting margin which adjust the temperature of the laboratory test from 10°C to 15°C, thereby representing the temperature of the construction site. Similarly, the investigations hold at the test laboratory on the materials installed in Togo reveal that the Marshall test is the only one carried out on roads materials and which includes temperature. However, it is also limited in its practice.

Wordkey: Premature degradation, temperature, Marshall test, the mixed of bitumen, the method of CEBTP, the method of LCPC-SETRA.

Table des matières

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
TABLE DES MATIERES	v
LISTE DES TABLEAUX	viii
LISTE DES FIGURES	ix
NOMENCLATURE	x
LISTE DES ABREVIATIONS	xii
1 INTRODUCTION GENERALE	1
1.1 PROBLEMATIQUE	1
1.1.1 OBJECTIF	2
1.1.2 Objectif général de l'étude	2
1.1.3 Contextes spécifiques	3
1.3 Démarche de l'étude	3
2. Etude des connaissances sur le concept de température dans la construction routière	4
2.1 Introduction	5
2.2 Les différents types de structures de chaussées revêtues	5
2.2.1 Couche de surface	6
2.2.2 Couche d'assise	6
2.2.3 Couche de forme	7
2.3 Les différents types de structures de chaussées revêtues	7
2.3.1 Les chaussées souples	7
2.3.2 Chaussées bitumineuses épaisses	7
2.3.3 Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (semi-rigides)	8
2.3.4 Chaussées à structure mixte	8
2.3.5 Les chaussées à structure inverse	8
2.4 La conception des chaussées	9
2.4.1 Approche empirique de conception des chaussées.	10

2.4.2 Approche semi-empirique de conception des chaussées	10
2.4.3 Approches mécaniques de conception des chaussées.	11
2.5 Différents types de dégradations sur les chaussées revêtues	12
2.5.1 Mécanismes d'endommagement par fatigue	12
2.5.2 Mécanismes d'endommagement par orniérage	12
2.5.3 Dégradation par arrachement de matériaux en surface.	12
2.5.4 Mouvement des matériaux.	13
2.5.5 Endommagement lié au problème interfaces entre couches de chaussée.	13
2.5.6 Fissuration de fatigue des matériaux bitumineux	14
2.5.7 Fissures de vieillissement	14
2.5.8 Fissuration de retrait	14
2.6 Les différentes sollicitations dans les couches de chaussée bitumineuses	15
2.6.1 Effets du trafic	15
2.6.2 Effet liés à la nature des matériaux	17
2.6.2.1 Matériaux non traités	17
2.6.2.2 Matériaux bitumineux	17
2.6.3 Effets des sollicitations d'origine thermique.	18
2.6.3.1 Effets de l'eau	18
2.6.3.2 Effets de la température	20
2.7 Point des travaux de recherche sur le concept de la température	21
2.7.1 Effets de la température selon Absamad EL ABD	20
2.7.2 Effets de la température selon M. Vincent DOMEQ	22
2.7.3 Effets de la température selon Paul Teodor MARC	24
2.7.4 Effets de la température selon Juliette SOHM	25
2.7.5 Effets de la température sur les interfaces selon Malick DIAKHATE	25
2.7.6 Effets de la température selon ZOA AMBASSA	28
2.7.7 Effets de la température selon Delphine LAVEISSIERE	30
2.7.8 Energie et transfert thermique	32
2.8 Conclusion	34
3. Pratique de prise en compte du concept température dans les projets routiers au Togo	34

3-1 Introduction	35
3.2 Pratique à l'étape du dimensionnement des projets routiers au Togo	35
3.2.1 Etat des lieux des infrastructures Togolais	35
3.2.2 Les types de routes et différentes méthodes de dimensionnement au Togo	38
3.2.2.1 Approche empirique de conception des chaussées avec CEBTP	39
3.2.2.2 Approche semi-empirique de conception des chaussées	41
3.3 Prise en compte de la température dans différents essais routier et dans le mélange hydraulique et hydrocarboné	52
3.3.1 Importance de la géotechnique dans les projets routiers	52
3.3.2 Les différents laboratoires installés au Togo et études effectuées	52
3.3.3 Etudes effectuée sur le bitume et mélange bitumineux au laboratoire	53
3.3.4 Etudes sur le traitement de la couche d'assise	60
3.4 Analyse et interprétation des recherches	61
Conclusions générales	65
Références bibliographies	68
Annexe 1: Quelques différents matériels d'essais utilisés sur site par le LNBTP	70
Annexe 2: Quelque différent matériel d'essais utilisés au laboratoire parle LNBTP	71
Annexe3 : Présentation de quelques méthodes d'évaluation de la température trouvées dans la recherche bibliographique	72

Liste des tableaux

Tableau 2.1: valeur de la norme du module complexe, à différentes températures et à 10 Hz, de différents enrobés bitumineux	23
Tableau 3.1 Classification géotechnique des sols tirés du catalogue CEBTP (1980)	39
Tableau 3.2 Classes du trafic et paramètres de la couche du sol tiré du catalogue CEBTP (1980)	40
Tableau 3.3: Détermination de la classe de trafic	40
Tableau. 3.3: classe de trafic	43
Tableau.3.4: Choix du coefficient d'agressivité selon le trafic et le type de chaussée	44
Tableau 3.5: Risques de calcul retenus pour une durée de vie de 20 ans	44
Tableau 3.6: Portance à long terme de la PF	44
Tableau 3.7: Conditions aux interfaces des couches non collées	45
Tableau 3.8: Valeur du module de Young des couches de GNT	45
Tableau 3.9: Caractéristiques mécaniques des graves traitées au LH selon la norme NF P 98 096	45
Tableau 3.10: Caractéristiques mécaniques des sables traités au LH selon la norme NF 98 096	46
Tableau 3.11: Caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrocarbonés selon la norme NF P 98 096	46
Tableau 3.12: Caractéristiques mécaniques des bétons de ciment selon la norme NF P 98 096	46
Tableau 3.13: Coefficient de calage	47
Tableau 3.14: écarts-types	47
Tableau 3.15: Facteur de risque	47
Tableau 3.16: coefficients de la plate-forme	48
Tableau 3.17: Coefficient de discontinuité	48

Table des figures

Figure 2. 1 : coupe d'une chaussée présentant la superposition des couches	5
Figure 2.2 Effet produit par l'action du trafic dans différents types de chaussée revêtue	16
Figure 2.3. Déformations causées suite au passage des roues	17
Figure 2.4 Cycle des effets thermiques sur la chaussée	18
Figure Figure.2.5 : Action de des eaux sur la chaussée	19
Figure 2.6: Effet de la température sur la structure de chaussée (Di Benedetto et Corté, 2005)	30
Figure 3.1 Carte du Togo illustrant la route nationale N°1 revêtue	36
Figure 3.2 : La route du contournement de la RN°1 d'Aledjo (Juin 2018)	37
Figure 3.3 : Faièncage significative très avancé (Juin 2018)	37
Figure3.4: Faièncage, désordres généralisés (Juin 2018)	37
Figure 3.5: Faièncage très avancé accompagné d'une dépression (Juin 2018)	37
Figure 3.6 : Arrachement de la couche de roulement en vue de sa reprise (voie de contournement Alédjo Juin 2018)	37
Figure 3.7: Reprise de la couche de roulement (voie de contournement Alédjo Juin 2018)	37
Figure 3.8 : Modèle de Multicouche	49
Figure 3.9 : Niveau de classification du mélange bitumineux selon LCPC-SOTRA	55
Figure 3.10: Essai de pénétrabilité	57
Figure 3.11 : Essai au point de ramollissement	57
Figure 3.12: essai au viscosimètre	57
Figure 3.13: Essai au pénétromètre	57
Figure 3.14: Malaxeur d'enrobé	57
Figure 3.15: Compacteur Marshall	57
Figure3.16: Bain thermique	59
Figure 3.17: Presse universelle	59
Figure 3.18: Mâchoire contenant l'éprouvette	59
Figure 3.19: Eprouvette d'enrobé	59
Annexe 1: Quelques différents matériels d'essais utilisés sur site par le LNBTP	70
Annexe 2: Quelque différents matériels d'essais utilisés au laboratoire par le LNBTP	71
Annexe3 : Présentation de quelques méthodes d'évaluations de la température trouvées dans la recherche bibliographique	72

Nomenclature

E	Module de young (MPa)
M_r	Module réversible
σ_t	Contrainte de traction flexion (MPa)
N_i	Nombre de cycles de chargement
d_i	Domage élémentaire
θ_i	Température initiale (°C)
t_i	Nombre de charge
θ_{eq}	Température équivalente (°C)
d_{eq}	Domage équivalente
ε	Déformation instantanée
δ	Température à la valeur x (°C)
λ	Conductibilité thermique ($Wm^{-1} K^{-1}$)
c	Chaleur spécifique ($J.kg^{-1}.K^{-1}$)
d	Dosage du liant (; ;)
σ_z	Contrainte verticale (MPa)
C	Facteur de cumule
CAM	Coefficient d'agressivité moyen du trafic
JMA	Trafic moyen journalier annuel
K_r	Coefficient de risque
ν	Coefficient de poisson
\mathcal{E}_6	Déformation de la résistance en fatigue
σ_6	Contrainte de résistance en fatigue (MPa)
k_i	Coefficient d'ajustement
k_c	Coefficient de calage
k_s	Coefficient de plate-forme
k_d	Coefficient de discontinuité
W_r	Déflexion
N	Trafic en essieu de 130 KN

m_{cg}	masse correcteur granulométrique (Kg)
M_{sol}	Masse du sol (Kg)
Q	la masse du produit de traitement Kg)
θ	Température (°C)
R_{c7}	Résistance des matériaux à 7 jours
γ	Poids volumique (KN/m ³)

Liste des Abréviations

<i>A.P.S</i>	Avant-projet sommaire
<i>A.P.D</i>	Avant-projet détaillé
<i>PST</i>	Partie supérieure du terrassement
<i>GNT</i>	Grave non traitée
<i>MG</i>	Matériau granulaire
<i>BBSG</i>	Béton bitumineux semi-grenu
<i>GB1</i>	Grave bitume de classe une
<i>GB2</i>	Grave bitume de classe deux
<i>GB3</i>	Grave bitume de classe trois
<i>EME1</i>	Enrobé à module élevé de classe une
<i>EME2</i>	Enrobé à module élevé de classe deux
<i>MTLH</i>	Matériaux traité aux liants hydrauliques
<i>GB</i>	Grave bitume
<i>CDF</i>	Couche de forme
<i>PF</i>	Plateforme
<i>PST</i>	Partie supérieure de terrassement
<i>LCPC</i>	Laboratoire central des ponts et chaussées
<i>SETRA</i>	Service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements.
<i>ASSHTO</i>	American association of state highway and transportation officials
<i>LNBTP</i>	laboratoire nationale des bâtiments et travaux publiques

1. Introduction générale.

Les structures de chaussée routière sont soumises, en service dans ces dernières années, à des sollicitations très complexes. La circulation automobile et le climat ont une influence importante sur le comportement des matériaux de chaussée, dans la plupart des pays de l'Afrique de l'Ouest tel que le Togo. Les chaussées subissent de grandes amplitudes thermiques provoquant l'observation des fissures et des déformations permanentes prématurées lors du passage du trafic.

Ces dernières années, le phénomène de changement climatique devenu très instable, influence rigoureusement la variation thermique; ce qui n'est sans conséquence sur la dégradation des chaussées revêtues avec l'intensification des charges supportées par les structures de chaussées.

Les enjeux économiques sont importants, face à cette situation soulignée ci-dessus, la détérioration prématurée des différentes couches de la chaussée, oblige les autorités à mettre en place, plus tôt que prévu de grands moyens pour l'entretien du réseau routier. Il apparaît donc nécessaire d'analyser les différents essais routiers réalisés dans les laboratoires Togolais et de voir le niveau de prise en compte du concept température dans la vérification des comportements mécaniques des mélanges bitumineux; dans le but d'une meilleure connaissance des propriétés thermomécaniques des matériaux routiers utilisés en phase de construction.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre thème qui consistera dans un premier temps, dans une analyse bibliographique de ressortir à travers le travail fait par nos prédécesseurs, le rôle de la température dans les différentes dégradations et dans un second temps à travers un bref parcours dans les différents laboratoires, analyser la prise en compte de la température dans les différentes méthodes de dimensionnement et surtout la vérification de la prise en compte de la température dans la détermination des comportements mécanique des mélanges bitumineux au laboratoire.

Ce travail de recherche, ne consistera pas à ressortir une méthode ou une formule intégrant le concept température, mais d'ouvrir un dossier de recherche beaucoup plus poussé en s'appuyant sur le présent travail.

1.1 Problématique.

La route construite doit rendre un certain nombre de niveau de service satisfaisant. Elle doit alors être stable et confortable avec une durée de vie minimale définie lors de la conception et dimensionnement.

Son objectif est de pouvoir reprendre les charges transmises par les véhicules lourds ou légers sans se déformer ni se rompre. Raison pour laquelle de nombreuses méthodes et techniques ont été mises en place qui s'appuient sur beaucoup de paramètres tels que le trafic, la nature des matériaux.

Dans l'ensemble des objectifs recherchés pour la route, c'est-à-dire construire des routes indéformables et durables dans le temps conformément aux critères définis lors de la conception et du dimensionnement, nous avons eu à constater dans notre parcours professionnel à travers plusieurs documents, que plusieurs chercheurs se sont succédés, dont chacun avait les mêmes objectifs que ceux qui les ont précédés. Le travail engagé par ces derniers se justifie, du fait que jusqu'à leur époque, les routes continuent d'être confrontées à d'énormes dégradations prématurées mettant en cause les paramètres mis en place.

Le Togo, pays de l'Afrique de l'Ouest dans la construction de ses routes, s'est permis de choisir certaines méthodes mises en place par certains chercheurs, qu'il juge mieux adaptées aux réalités de notre milieu, il s'agit là de la méthode CEBTP et de celle de LCPC-SETRA. Le même constat qui a poussé certains spécialistes à poursuivre les recherches, est observé au Togo, c'est-à-dire le Togo est confronté depuis des années à une détérioration prématurée de son réseau routier, l'obligeant à débloquer chaque année des milliards de franc Cfa pour l'entretien. Les dommages qui ont plus attiré notre attention sont ceux de la route du contournement d'Aledjo, projet qui a coûté des milliards de franc CFA au gouvernement Togolais, qui, inauguré il y a moins de cinq ans, est à sa deuxième fois de reprise.

Il existe donc un problème réel. Le Togo doit alors joindre à ces nombreux efforts de reconstruction de son réseau routier, la recherche scientifique, car tel que développé plus haut, si on s'en tient aux effets du changement climatique, ils contribuent énormément à une augmentation rapide du taux d'endommagement. Il est alors important dans l'optique de bien comprendre comment les changements climatiques sont susceptibles d'affecter la performance des chaussées en béton bitumineux de mettre en place une méthode de recherche scientifique dans la prise en compte du concept « température équivalente » utilisé dans le dimensionnement au Togo. C'est alors dans ce contexte d'un climat en évolution au Togo que nous nous sommes permis de nous poser d'importantes questions sur l'avenir des performances des chaussées à court et à long terme. Pour avoir des éléments de réponse, nous avons alors orienté notre thème de recherche sur « Analyse de la prise en compte du concept température dans la vérification du comportement mécanique des mélanges bitumineux : cas du Togo ».

1.2 Objectif.

1.2.1 Objectif général de l'étude.

L'objectif général est de vérifier l'existence d'un véritable problème de l'effet de la température sur les chaussées en revêtement bitumineux dans le monde.

1.2.2 Contextes spécifiques.

Pour atteindre l'objectif général, la recherche visera à répondre aux objectifs spécifiques suivants :

- Déterminer les méthodes de dimensionnement adopté au Togo,
- Faire un aperçu le niveau de qualité du réseau routier Togolais et les différentes dégradations observées,
- Analyser le niveau de prise en compte du concept température dans les méthodes de dimensionnement adopté et essais effectué,
- Et finir par une conclusion générale et recommandation.

1.3 Démarche de l'étude.

La démarche adoptée, a consisté à faire en premier lieu, une analyse des différents dommages observés sur l'ensemble des différents types de chaussées dans le monde, et par la suite déterminer les facteurs responsables. La seconde étape, nous a conduit dans une analyse des recherches faites sur la température par nos prédécesseurs, et d'évaluer l'effet qu'il peut avoir sur la durée de vie d'une route. A travers le stage effectué au laboratoire national LNBTP, nous avons pu déterminer les méthodes de dimensionnement adoptées au Togo, le niveau de considération du concept température et les essais qui prennent également en compte ce concept.

*2. Etude des connaissances sur le concept de température dans la
construction routière*

2.1 Introduction.

Tout projet, quel que soit le domaine dans lequel il intervient, nécessite des études successives dont les propriétés et les objectifs seront différents et adaptés aux problématiques propres à chaque niveau de définition. Ce chapitre d'étude de connaissances sur le concept de température nous présentera en premier lieu les types de structure de chaussées et en seconde lieu, consistera à ressortir point par point à travers les recherches et études faites par nos prédécesseurs, les facteurs précurseurs des dégradations prématurées des chaussées en béton bitumineux, en occurrence la variation de la température.

2.2 Les différents types de structures de chaussées revêtues.

Une chaussée est une structure plane et imperméable, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic dans de bonnes conditions de sécurité et de confort pour les usagers et assurer sa fonction sur une période de service minimale fixée au stade d'élaboration du projet. Le rôle de la chaussée, est de reporter sur la plate forme support, les sollicitations dues aux trafics en les répartissant convenablement.

Sa réalisation est l'aboutissement d'une élaboration longue et complexe, nécessitant un enchaînement de choix: Choix économique, politique, social et surtout technique qui est l'élément qui nous importe plus car, lui seul peut influencer considérablement l'aspect économique.

Selon la littérature une chaussée est une superposition de plusieurs couches comme illustré à la figure 2.1, et la fonction jouée par chaque couche est développée ci-dessous.

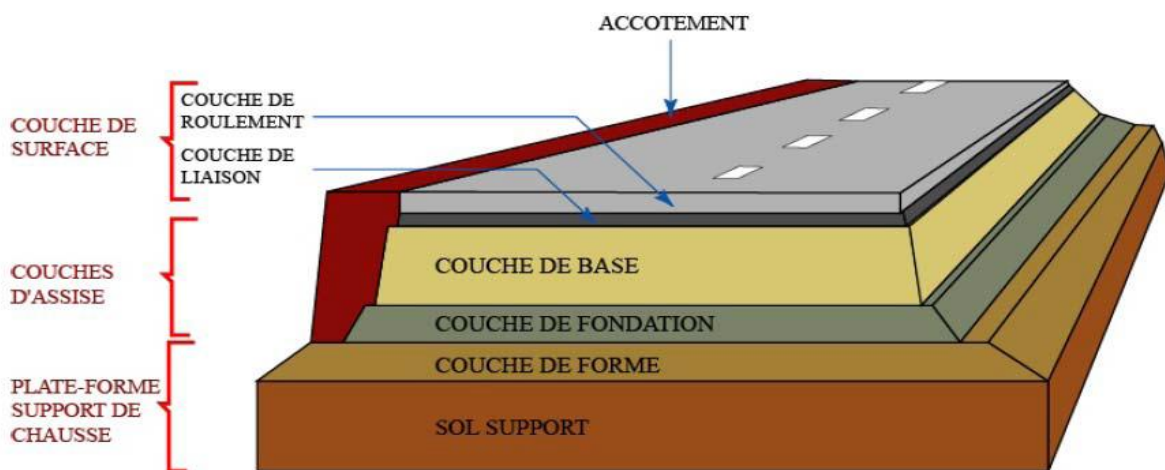


Figure 2. 1 : coupe d'une chaussée présentant la superposition des couches

2.2.1 Couche de surface.

La couche de surface ou de revêtement permet d'adoucir la surface de roulement, d'assurer la distribution des charges transmises dans la chaussée et dans le sol et de protéger l'assise contre les actions du trafic et des intempéries. Elle a aussi généralement une structure bicouche avec la couche de roulement, qui est la couche supérieure, sur laquelle s'appliquent directement les actions du trafic et du climat.

La couche de liaison, dont l'apport structurel est secondaire (sauf pour les chaussées à assise granulaire, dont la couche de surface est la seule couche liée), est plutôt tributaire de la pérennité de la chaussée et doit satisfaire chaque objectif principal.

Cette couche doit avoir un bon revêtement qui doit pouvoir jouer les rôles suivants :

- Résister, sans déformation ni usure trop rapide aux sollicitations et efforts tangentiels exercés par les charges roulantes,
- Présenter un uni de surface durable, de façon à assurer, durant toute sa durée de vie, un confort de roulement aux véhicules,
- Assurer une évacuation rapide des eaux de ruissellement et garantir une adhérence élevée,
- Etre suffisamment imperméable pour empêcher les infiltrations des eaux superficielles.

2.2.2 Couche d'assise.

Les couches d'assise sont généralement constituées d'une couche de fondation surmontée d'une couche de base. Elles apportent à la structure de chaussée l'essentiel de sa rigidité et répartissent (par diffusion latérale) les sollicitations, induites par le trafic, sur la plate forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible, et d'une manière plus détaillée. Chacun des deux couches a pour rôle:

- Couche de fondation

C'est la couche sous-jacente, qui permet d'assurer une répartition homogène des contraintes sur la couche de forme ou sur la plate forme supérieure des terrassements, pour cela elle doit présenter une bonne résistance mécanique.

- Couche de base

Elle autre est soumise à des contraintes verticales, effet de poinçonnement dû à la pression des pneumatiques et des contraintes de cisaillement à la base dans le cas des matériaux traités aux liants hydrauliques d'autant plus important que la couche de surface est mince. Elle doit être

constituée de matériaux suffisamment durs pour résister à l'attrition et avoir un grand indice de portance ou bonne stabilité.

2.2.3 Couche de forme.

La couche de forme ou encore plate-forme support, est constituée du sol terrassé, dit sol support ou partie supérieure de terrassement (PST), surmontée généralement d'une couche de forme en matériaux granulaires, sableux ou limoneux, traités ou non traités au liant hydraulique. Elle est réalisée dans le but de faire reposer la chaussée sur une plate-forme homogène de bonne qualité. Elle doit avoir une épaisseur suffisante et constituée de matériaux de bonne portance. Ainsi elle assurera une transition, entre le sol en place ou rapporté à la chaussée. Elle résistera aussi aux sollicitations des engins de terrassement. Elle doit rester insensible aux variations hydriques et participer au drainage de la chaussée.

2.3 Les différents types de structures de chaussées revêtues.

Selon le mode de fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement six types de chaussées revêtues qu'on peut regrouper en deux grandes familles, il s'agit de la famille des chaussées noires (dont la couche de roulement est composée uniquement de matériaux bitumineux) et la famille des chaussées blanches (dont la couche de roulement est composée uniquement de béton de ciment).

D'après le catalogue des structures types de chaussées neuves (LCPC-SETRA, 1998), on peut regrouper les différents types de chaussées comme suit :

2.3.1 Les chaussées souples.

Ces types de chaussées, traditionnellement comportent une épaisseur d'enrobé bitumineux inférieure ou égale à 12 cm et une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités dont l'épaisseur totale courante varie de 20 à 40 cm, selon le trafic. Etant donnée leur faible rigidité, elles sont utilisées sur les réseaux peu sollicités par le trafic poids lourd. Pour le dimensionnement, les couches sont considérées comme étant collées entre elles.

2.3.2 Chaussées bitumineuses épaisses.

Elle comporte une couche de roulement en matériaux bitumineux d'épaisseur supérieure à 12 cm sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés disposés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 à 40 cm. Les contraintes verticales transmises au sol support sont faibles, car atténuées par leur diffusion importante dans les couches d'assises liées. Celles-ci reprennent donc cette charge en termes de traction et flexion. Selon la qualité de l'interface,

entre les couches d'assises, la déformation horizontale maximale sera située à la base de la couche la plus profonde (collage parfait) ou à la base de chacune des couches (glissement parfait).

2.3.3 Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (semi-rigides).

Cette chaussée comporte une couche de surface bitumineuse (d'épaisseur variable selon le trafic supporté) sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposées en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm. Grâce à sa grande rigidité, ces structures permettent de ne transmettre que des efforts verticaux très faibles au support. Par contre, elles sont elles-mêmes soumises à des contraintes de traction-flexion (σ_t) importantes qui s'avèrent déterminantes pour son dimensionnement. L'interface couche de surface –couche de base est aussi une zone sensible car elle est souvent soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal. Ces assises sont sujettes à des retraites (phénomènes thermiques et de prise du béton) et il est à rappeler que la liaison entre la couche de base et la couche de fondation dépend de la nature du liant, elle peut être soit collée, soit décollée, soit intermédiaire (moyenne des cas collée et décollée). Elles sont utilisées sur les réseaux importants, notamment sur le réseau routier national.

2.3.4 Chaussées à structure mixte.

Elles comportent une couche de roulement et une couche de base en grave bitumineux (épaisseur de base 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de la chaussée soit de l'ordre de $\frac{1}{2}$. Alors que la couche de fondation sert à atténuer et à diffuser les contraintes transmises au sol support grâce à sa grande rigidité, la couche de base en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, grâce à son épaisseur, a pour fonction de ralentir la remontée de la fissuration transversale de la couche inférieure en matériaux traités aux liants hydrauliques. Lors du calcul de ces structures, on considèrera deux phases : initialement toutes les couches sont collées entre elles, et lors de la seconde phase de fonctionnement, l'interface entre la couche de base et la couche de fondation est glissante. Ces chaussées peuvent supporter un trafic conséquent, mais sont moins utilisées que les précédents.

2.3.5 Les chaussées à structure inverse.

Elles se composent de couche bitumineuse, d'une quinzaine de centimètre d'épaisseur totale, sur une couche en grave non traitée d'environ 12 cm, reposant elle-même sur une couche de

fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques dont l'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm. Il est alors remarqué que les structures inverses comportent une couche supplémentaire de matériaux granulaires entre la couche de fondation (traitée aux liants hydrauliques) et les couches supérieures bitumineuses, cette couche de matériaux granulaires a pour rôle d'éviter la remontée des fissures de la couche de fondation. Ces structures sont faiblement utilisées, même si elles peuvent théoriquement supporter un trafic important.

2.4 La conception des chaussées.

La conception des chaussées a longtemps été basée sur l'expérience et l'empirisme. Avant les années 1920, la conception des chaussées consistait principalement, à la détermination des épaisseurs des couches nécessaires pour assurer une protection adéquate du sol d'infrastructure. Les ingénieurs en conception des chaussées utilisaient leurs expériences développées suite à des essais et des erreurs lors de projets précédents.

Ce n'est qu'après la deuxième guerre mondiale que les méthodes de conception des chaussées ont été développées pour permettre de répondre à certaines contraintes du trafic, en tenant compte de la capacité portante des sols d'infrastructure. C'est ainsi que trois approches pour la conception des chaussées, se sont développées parallèlement:

- Les approches empiriques,
- les semi-empiriques et celles dites « rationnelle », et,
- les approches mécaniques

D'autres facteurs ont contribué au développement des méthodes de conception. En effet, l'amélioration des connaissances, ainsi qu'une meilleure compréhension du comportement mécanique et thermomécanique des matériaux, ajoutées à la puissance actuelle des outils informatiques, ont permis de créer des méthodes de conception basées sur l'analyse des contraintes et des déformations.

La conception structurale des chaussées est complexe. Les contraintes induites par le trafic sont produites par un mélange hétérogène de véhicules et de types d'essieux qui varient au cours de la même journée, en fonction de la saison et de la vie de conception de la chaussée. Les matériaux de la chaussée répondent à des états complexes de contraintes et à des facteurs tels que l'exposition aux conditions environnementales et aux cycles de gel dégel, qui ajoutent de nouvelles complications dans le dimensionnement.

Selon Doucet et Doré (2004), le dimensionnement d'une chaussée selon une méthode semi-empirique requiert la détermination des propriétés mécaniques des matériaux de la chaussée. Cette approche permet de dimensionner l'épaisseur de chaque couche de la structure en

fonction des contraintes et des déformations que subit la chaussée sous l'action du trafic et du climat (approche mécaniste), de même qu'en fonction des modèles d'endommagement des matériaux corrigés pour tenir compte des conditions in situ (approche empirique), en ce qui concerne l'approche mécanique, elle se différencie de l'approche rationnelle par le remplacement du module de Young E par le module réversible M_r . Ce type d'approche permet d'évaluer la performance d'une chaussée avant sa construction, selon les matériaux utilisés et les sollicitations prévues. Les types de conception se présentent comme indiqué ci-dessous.

2.4.1 Approche empirique de conception des chaussées.

L'approche empirique de conception fait appel exclusivement à des expériences comparant le comportement à long terme de diverses structures pour différentes conditions climatiques et de trafic. Des essais en vraie grandeur apportent également de nombreuses informations nécessaires à la mise en place des règles empiriques de dimensionnement.

Les modèles empiriques sont souvent associés à des critères de «performance». Ces modèles sont basés soit sur la connaissance historique des détériorations de la chaussée, soit sur l'expérience d'experts, dans le but d'être appliqués par analyse à d'autres routes dont les chaussées ont des structures et des conditions semblables (trafic, climat).

2.4.2 Approche semi-empirique de conception des chaussées.

L'approche semi-empirique est en voie de devenir la plus utilisée pour la conception des chaussées. Elle est composée de deux parties, soit en premier lieu le calcul de la réponse des matériaux sous charge établie par des modèles de comportement analytique et, en deuxième lieu, le calcul de l'effet de ces réponses sur les détériorations de la chaussée à l'aide de modèles empiriques. L'approche mécaniste-empirique utilise les valeurs de la réponse de la chaussée sous sollicitation, déterminées analytiquement, en relation avec des modèles de détérioration structurale et fonctionnelle établis à partir d'équations de régression (Haas et al, 1994).

Selon l'ASSHTO (1993), afin de développer des procédures semi-empiriques de conception, les chercheurs ne présument que ces méthodes, qui sont basées sur des théories établies depuis longtemps, permettant de représenter le comportement d'une chaussée plus correctement que les équations empiriques qui ont été traditionnellement employées pour les chaussées souples et pour certains aspects des chaussées de béton. Les avantages primaires qui pourraient naître de l'application réussie des procédures mécanistes sont :

- la fiabilité améliorée pour la conception,

- la capacité de prévoir les types spécifiques de dégradation, et
- la capacité d'extrapoler des résultats limités de terrain et de laboratoire.

Ainsi, il serait possible de récapituler les avantages qui pourraient résulter du développement des procédures mécanistes comme suit :

- l'évaluation des conséquences de nouvelles conditions de charge. Par exemple, les effets préjudiciables des charges accrues, les pressions élevées des pneus, les essieux multiples, etc., peuvent être simulés en utilisant des procédures mécanistes;
- Une meilleure utilisation des matériaux disponibles suite à l'évaluation de leurs propriétés mécaniques. Par exemple, l'utilisation des matériaux recyclés ou stabilisés dans les chaussées peut être simulée pour prévoir la performance future;
- le développement ou l'analyse de procédures améliorées pour évaluer la fatigue prématurée. En effet, de meilleures techniques diagnostiques peuvent être développées;
- l'inclusion du vieillissement dans les évaluations de performance. Par exemple, les asphaltes durcissent avec le temps, ce qui, alternativement, affecte la fissuration par fatigue et l'orniérage;
- l'intégration des effets saisonniers, tels que l'affaiblissement par dégel dans les évaluations de performance;
- le développement de méthodes pour mieux évaluer les avantages à long terme de l'inclusion d'un drainage amélioré dans la section de chaussée.

Enfin, la méthode de conception semi-empirique offre au concepteur des outils puissants pour évaluer la performance (types spécifiques de dommage) de différentes structures des chaussées, au lieu de compter seulement sur des corrélations ou des opinions fondées sur des données empiriques limitées. Ainsi, la conception mécaniste a le potentiel d'améliorer la conception des chaussées et de fournir une procédure de conception plus fiable.

Il est vrai que l'objectif du dimensionnement est d'offrir à la route, une parfaite résistance et une bonne durée de vie sans dommage remarquable, mais depuis des années, de multiples dommages et dégradations multiples ne cessent d'être observés sur les routes revêtues, mettant en cause les méthodes utilisées pour le dimensionnement. Nous allons dans les lignes qui suivent, voir quelques dégradations observées sur les chaussées revêtues.

2.4.3 Approches mécaniques de conception des chaussées.

Elles sont basées sur le même principe que celles semi-empiriques. Ici on étudie le sol dans son comportement réel en utilisant le module réversible noté M_r . Ces méthodes permettent de

représenter très fidèlement l'état de la contrainte et les conditions de sollicitations des matériaux routiers.

2.5 Différents types de dégradations sur les chaussées revêtues.

2.5.1 Mécanismes d'endommagement par fatigue.

La rupture par fatigue est un phénomène qui se produit après un grand nombre de passage de charges répétitives, même si le niveau de sollicitation est nettement inférieur à la résistance du matériau.

La déformation maximale en traction qui se situe à la base du revêtement est considérée comme paramètre critique de la réaction depuis qu'elle a été associée et corrélée avec les fissures de fatigue du béton bitumineux, aussi bien en laboratoire que sur le terrain. Comme cela a été mentionné, le mécanisme de fissuration par fatigue est l'une des bases des méthodes de conception mécaniste-empiriques.

Les dégradations causées par la répétition du passage de charges lourdes peuvent être prédites par l'utilisation des lois de fatigue.

2.5.2 Mécanismes d'endommagement par orniéage.

La présence des ornières à la surface des chaussées peut relever de causes diverses. Dans certains cas, ces déformations découlent de l'accumulation des déformations de toutes les couches de la chaussée ou d'une partie d'entre elles, et des déformations du sol sous-jacent.

Dans d'autres cas, la déformation est essentiellement produite dans les couches supérieures, en raison du compactage que la circulation fait subir aux enrobés de surface.

Ces déformations s'accumulent graduellement sur toutes les couches de la chaussée et sont à l'origine de l'orniéage et des défauts d'uni causés par les tassements différentiels.

L'orniéage peut avoir des effets néfastes sur la qualité de roulement et sur la sécurité des usagers. Les ornières sont des zones potentielles d'accumulation de l'eau de pluie, susceptibles d'augmenter les risques de glissance et d'aquaplanage. Plusieurs auteurs ont modélisé la loi d'endommagement.

2.5.3 Dégradation par arrachement de matériaux en surface.

Il s'agit ici, de la surface qui est en contact direct avec l'effet du trafic et des agents thermiques. Beaucoup de chercheurs affirment que ce genre de dégradation, est lié à la qualité de cette couche de surface. Ces phénomènes sont dus selon eux, soit à l'usure de la couche de surface, l'arrachement des gravillons de la couche de surface ou bien le départ du liant autour des granulats dans la couche de surface. Pour les chaussées bitumineuses épaisses, ces

infiltrations d'eau accélèrent le désenrobage des granulats, provoquant des épaufrures des fissures aggravant le faïencage et des arrachements des matériaux.

2.5.4 Mouvement des matériaux.

Ces dégradations sont causées par des remontées du liant à la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé en période chaude, les remontées des éléments fins à la surface de chaussée, ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface. Les recherches de (Castaneda-Pinzon and Such, 2004) sur l'existence de l'eau à l'interface entre le liant et le granulat ont permis de montrer ces phénomènes.

2.5.5 Endommagement lié au problème interfaces entre couches de chaussée.

D'une manière générale, l'interface est la frontière, réelle ou fictive, qui sépare deux éléments.

Dans la structure de chaussée, par interface entre couches de chaussée, on définit la zone de contact entre deux couches de matériaux. Plusieurs raisons peuvent être évoquées pour justifier le choix de concevoir et de réaliser la structure de chaussée par empilements successifs de couches de matériaux :

- la diversité des fonctions auxquelles doit répondre la chaussée conduit à l'utilisation de matériaux différents ;
- dans le cas des matériaux liés et non liés, des valeurs limites d'épaisseur de mise en œuvre sont préconisées pour optimiser leurs performances mécaniques.

Pour la plupart des types de structures utilisés dans le domaine routier, leurs succès sont essentiellement liés à l'hypothèse qu'un bon collage est assuré à l'interface de certaines couches de matériaux. A titre d'exemple, pour une chaussée bitumineuse épaisse, la réalisation en plusieurs couches implique le collage à chaque interface. De même, pour les chaussées à structures composites, leur succès est conditionné par le collage entre la couche de béton de ciment et la couche bitumineuse. En effet, d'un point de vue fonctionnement mécanique de la chaussée, l'état de l'interface conditionne la répartition des contraintes et des déformations dans chaque couche de la structure. Tant que les différentes couches de matériaux restent collées entre elles, la structure de chaussée se comporte comme un bloc monolithique et, par rapport à une structure à couches décollées, la rigidité globale est augmentée et les sollicitations (contraintes, déformations) au sein des matériaux sont réduites. Lors du dimensionnement de la chaussée, les épaisseurs des couches (et par conséquent le coût de la chaussée) dépendent, en partie, de la rigidité de la structure.

2.5.6 Fissuration de fatigue des matériaux bitumineux.

Lorsque la chaussée a subi un trafic cumulé supérieur à sa limite, ce type de fissures peut apparaître. C'est un phénomène qui peut affecter les matériaux de toutes les couches de la structure ou se limiter à la couche de base uniquement. Dans un premier temps, les fissures de fatigue, initiées dans la couche de base, sont fines et limitées aux voies circulées. Ensuite, ces fissures peuvent s'étendre sur l'ensemble de la chaussée sous forme de faïençage plus ou moins dense.

2.5.7 Fissures de vieillissement.

Sous l'effet combiné du vieillissement des bitumes et des variations thermiques, la fissuration peut apparaître. Les conditions atmosphériques et environnementales ont un effet important sur le vieillissement des matériaux bitumineux, ce vieillissement des matériaux bitumineux est plus sévère à la surface. Cette fatigue induit une fissuration en surface issue de la combinaison entre les contractions thermiques et les déformations de la chaussée.

2.5.8 Fissuration de retrait.

La fissuration par retrait apparaît lorsqu'une couche de longueur supposée infinie est soumise à des sollicitations liées à un phénomène de retrait empêché. Cette fissuration de retrait peut apparaître à partir du moment où le frottement à la base de cette couche avec le support conduit à atteindre la limite en traction. Les fissures par retrait ou thermique ont lieu essentiellement dans les couches de matériaux traités aux liants hydrauliques mais peuvent exister aussi pour les matériaux traités aux liants hydrocarbonés lorsque les conditions climatiques sont sévères, et c'est qui s'observe plus avec le problème d'anomalie climatique.

Dans le cas d'une chaussée à assise traitée aux liants hydrauliques, le matériau subit des contraintes uniformes systématiques dues au retrait de prise dès sa mise en place (Granju et al 2004), (Bissonnette et al, 2011). La couche d'assise est en traction uniforme sur toute l'épaisseur. Le frottement sur le sol-support provoque alors l'apparition d'une fissure progressant du bas vers le haut. Simultanément, les fissures se développent du haut vers le bas par des différences de valeurs d'hygrométrie. Dans son voisinage immédiat, les fissures n'ont pas un sens de propagation privilégié et la fissuration, même fine, peut se propager rapidement sur toute l'épaisseur de la couche.

L'ensemble des dégradations ou dommages, soulignés ci-dessus ont des origines qui sont soulignées ci-dessous.

2.6 Les différentes sollicitations dans les couches de chaussée bitumineuses.

Les dégradations des structures routières soulignées ci-dessus, peuvent être associées à deux types de sollicitations qui peuvent avoir des origines différentes :

- Sollicitation d'origine mécanique,
- Sollicitation d'origine climatique

Lorsqu'on parle de sollicitation mécaniques, on pense en premier lieu à celles qui sont induites par le trafic circulant sur les infrastructures alors que les processus de dégradations sont en général le résultat de la combinaison de ces deux types de sollicitation, si bien qu'il conviendrait d'envisager le comportement des structures routières sous leurs effets simultanés. Toutefois, il n'existe pas actuellement de méthode d'analyse complète permettant de combiner l'ensemble de ces différents effets. Généralement, quand on parle de dimensionnement d'une structure de chaussée, la plus part des méthodes se concentre plus sur le trafic et le comportement mécanique des matériaux.

Avant de passer sur le point de recherche sur le concept température, nous allons d'abord faire un aperçu sur le plan général, de l'ensemble des éléments qui négligés, peuvent avoir une répercussions néfaste sur la durée de vie de la route.

2.6.1 Effets du trafic.

La structure d'une chaussée routière doit résister aux diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic. Le trafic est le plus souvent considéré comme le facteur prépondérant dans la dégradation d'une chaussée. L'application d'une charge roulante engendre une déformation en flexion des couches de la structure tel que représenté à la figure ci-dessous. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des déformations d'extensions à la base des couches d'enrobés.

Le passage d'un véhicule engendre des contraintes normales et de cisaillement dans toutes les directions des couches de la chaussée. La couche de roulement constituée de matériau bitumineux subit essentiellement le phénomène de fatigue causé par les cycles de traction/compression dans la direction parallèle à l'axe de roulement (De la Roche and Odeon, 1993).

Le calcul des efforts et des déformations s'effectue traditionnellement en considérant le modèle multicouche élastique linéaire isotrope de Burmister (1943), ce qui nécessite la détermination des valeurs du module d'Young et du coefficient de poisson.

En conception et en analyse des chaussées, les deux niveaux qui ont particulièrement d'intérêt sont les déformations horizontales à la base de l'enrobé bitumineux (EB) et des déformations

verticales au sommet du sol d'infrastructure, car ils correspondent aux critères d'endommagement par fatigue, par fissuration et par orniéage structural (Doré & Zubeck, 2009 ; Mallick & El-Korchi, 2013).

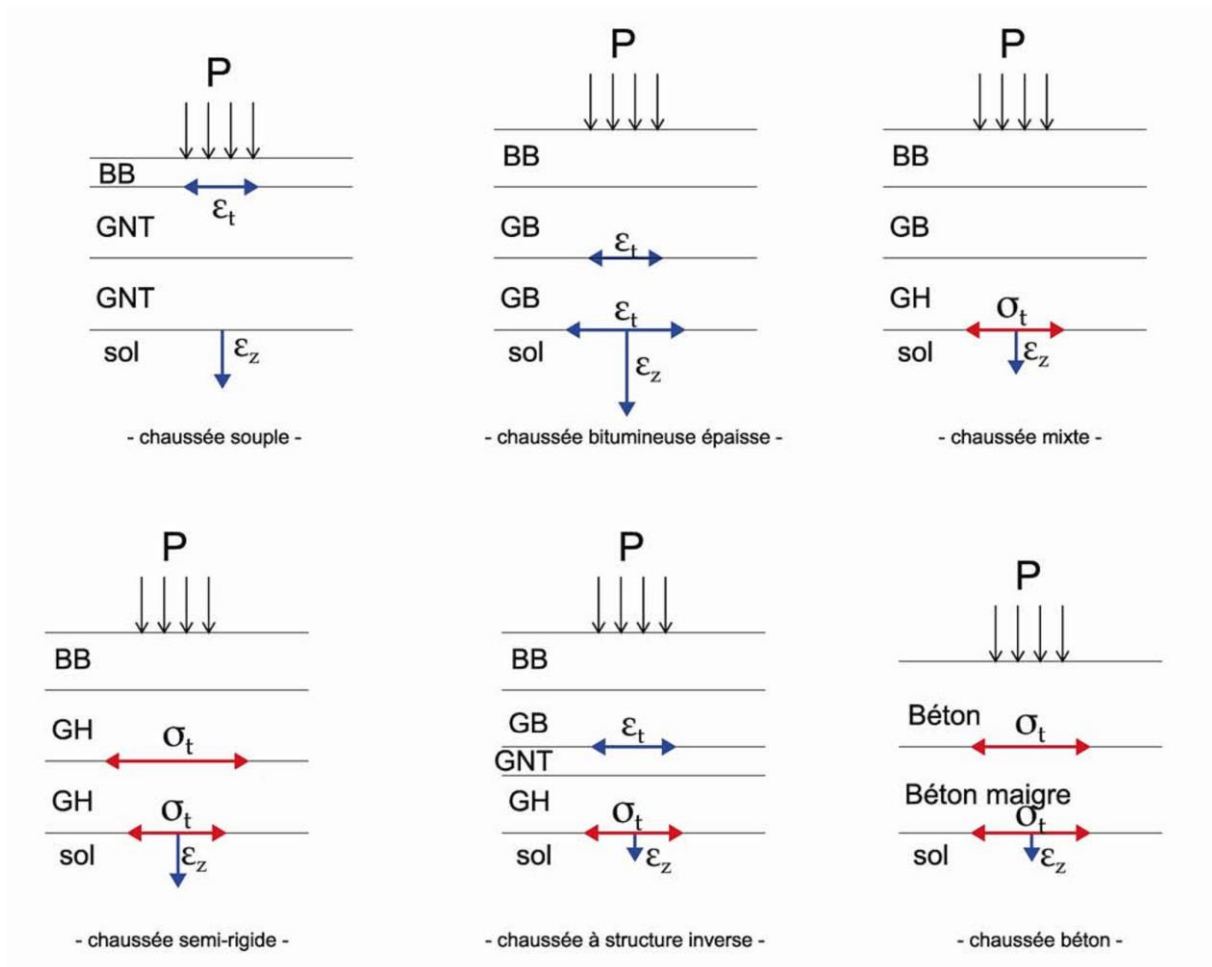


Figure 2.2 Effet produit par l'action du trafic dans différents types de chaussée revêtue

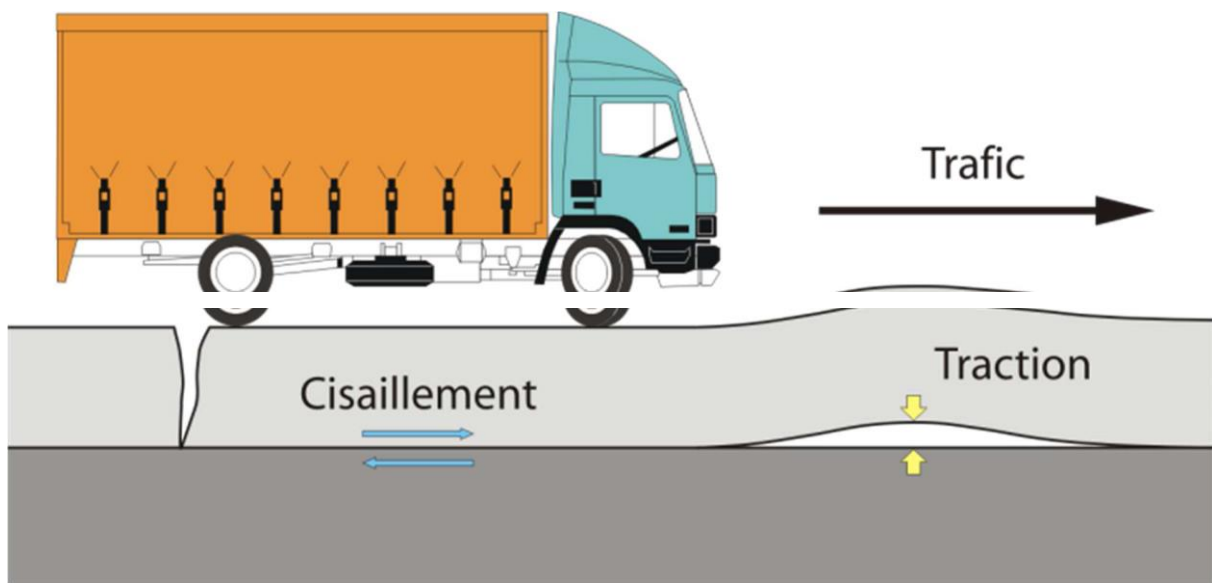


Figure 2.3. Déformations causées suite au passage des roues

2.6.2 Effet liés à la nature des matériaux.

La rigidité d'un matériau de chaussée dépend de son taux de compactage. Tous les matériaux requièrent un niveau de compactage minimal, garantissant une rigidité et un comportement en fatigue. Tout défaut de compactage affecte la rigidité du matériau, et par suite suscite une augmentation de la sollicitation induite au passage des charges lourdes. La durée de vie de la chaussée s'en voit alors réduite.

2.6.2.1 Matériaux non traités.

La rigidité d'un matériau de chaussée dépend de son taux de compactage. Tous les matériaux requièrent un niveau de compactage minimal, garantissant une rigidité et un comportement en fatigue. Tout défaut de compactage affecte la rigidité du matériau, et par suite suscite une augmentation de la sollicitation induite au passage des charges lourdes. La durée de vie de la chaussée se voit alors réduite.

2.6.2.1 Matériaux non traités.

Une teneur en eau trop élevée altère les performances mécaniques de ces matériaux, aussi bien en rigidité qu'en résistance à la déformation permanente.

Cette teneur en eau augmente lorsque les couches supérieures ne sont plus imperméables, due aux fortes fissurations par exemple ou l'observation des ornières liées à la fragilisation de la couche de roulement sous l'effet de la température élevée qui provoque la diminution de la contrainte admissible des matériaux qui devient inférieure à la contrainte admissible transmise par les trafics. Cette situation provoque un grand problème d'interface qui est un facteur déterminant de la durabilité des structures, la teneur en fines est également un facteur déterminant, en ce sens qu'elle contribue à la rétention d'eau libre.

2.6.2.2 Matériaux bitumineux.

La teneur en liant est également un facteur qui a également des répercussions sur la durée de vie d'une chaussée en béton bitumineux.

On remarque souvent qu'un sous dosage conduit à une réduction des performances en fatigue (donc une moindre durabilité des matériaux), une moindre maniabilité du mélange (donc à une plus grande difficulté à atteindre la compacité requise), une plus grande sensibilité à l'eau (décohésionnement de la liaison liant/granulats) et dans une moindre mesure, une perte de rigidité du mélange.

De plus un surdosage en liant a également des répercussions sur la durée de vie, en rendant la structure beaucoup plus sensible aux effets thermique donc à l'orniérage et au ressuage.

2.6.3 Effets des sollicitations d'origine thermique.

Les effets de la température sont relativement complexes car la variation de la température s'effectue à vitesse très variable, du fait des différences entre cycles journaliers d'une part et cycles saisonniers d'autre part. Généralement le comportement mécanique des chaussées est fortement influencé par d'importantes variations saisonnières, les changements de saisons provoquent sans équivoque des modifications non réversibles importantes dans la structure interne de la chaussée.

Les trois principaux facteurs qui expliquent ce phénomène sont les variations de température, la teneur en eau et l'effet de la température sur la teneur en eau (Mallick & El-korchi, 2013). Le facteur température affecte directement le module de l'enrobé bitumineux et sur la rigidité des matériaux des couches d'assise par le phénomène de retrait alors que le facteur eau, grandement influencé par les cycles de gel-dégel et l'infiltration des eaux à travers les fissures sur la couche de roulement, ce qui affecte d'avantage les matériaux granulaires et le sol. Le rythme du cycle thermique est illustré sur la figure ci-dessous.

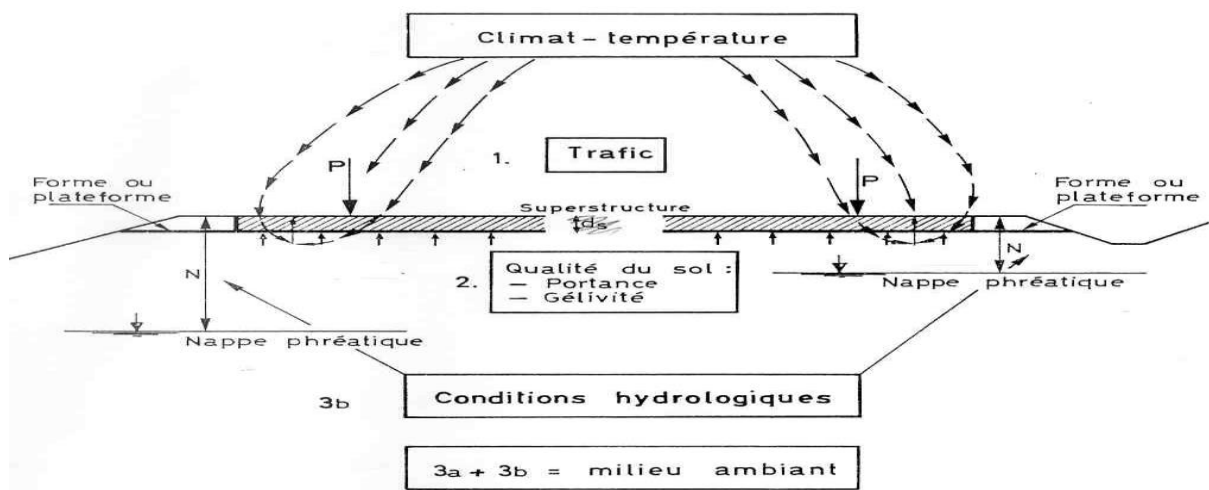


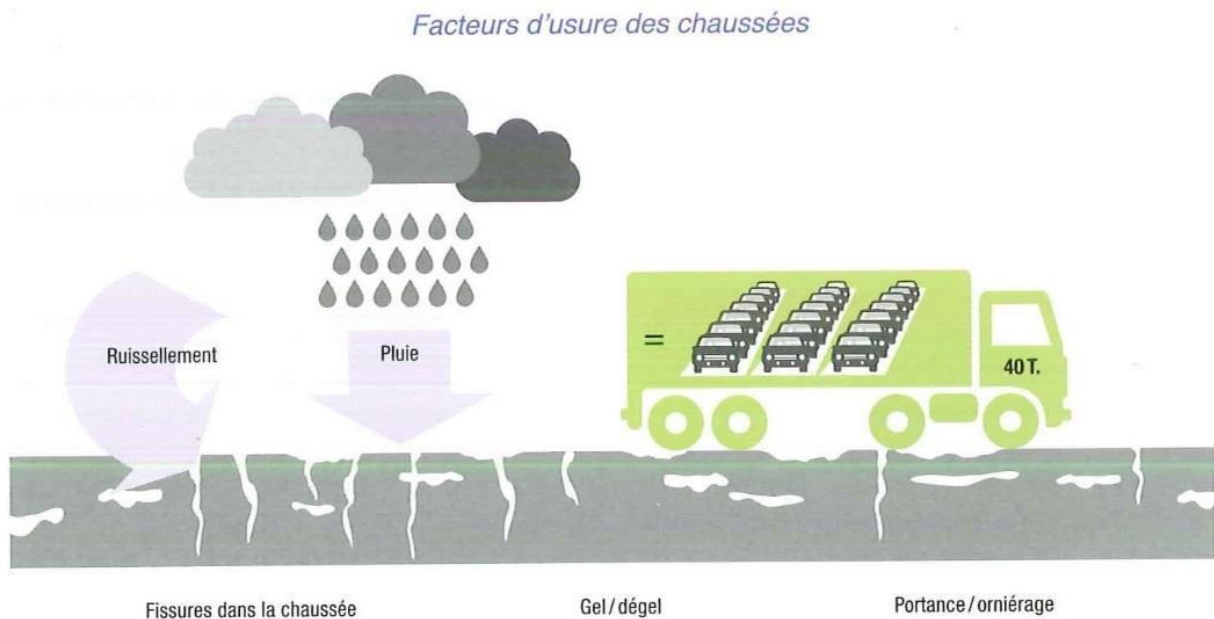
Figure 2.4 Cycle des effets thermiques sur la chaussée

2.6.3.1 Effets de l'eau.

Les dégâts causés par l'eau sont une des causes les plus importantes de la dégradation des chaussées. L'eau est une cause primaire de dégradation prématurée des chaussées puisqu'elle accélère ou cause typiquement des dégradations comme la remontée de fines, l'orniérage, la fissuration et les défauts localisés (nids de poule) (Hicks et al, 2003), (Mauduit et al, 2007), (Vulcano-Greullet et al, 2010).

Les graves non traitées sont généralement non saturées et sont donc soumises à des forces capillaires (pression interstitielle négative ou succion) qui confèrent au mélange granulaire une certaine cohésion. La cohésion et donc la sensibilité à l'eau sont d'autant plus importantes

que la teneur en fines est élevée. De plus, les conditions hydriques dans le sol conditionnent fortement la portance de celui-ci et ont une influence majeure sur la teneur en eau sur les matériaux granulaires en laboratoire ou in-situ. Lors d'une étude menée par Haynes et Yoder (1963), la déformation permanente axiale totale s'élevait de plus de 100% lorsque le degré de saturation passait de 60% à 80%. L'influence de l'état hydrique a également été étudiée sur de nombreux sites réels par Maree (Maree 1982). Il montre que dans le cas de matériaux sensibles à l'eau, les déformations de la chaussée augmentent de façon brutale lorsque l'eau traverse l'enrobé. Selon Thom et Brown (Thom et Brown, 1987), une légère augmentation de la teneur en eau peut produire une forte élévation du taux de déformations permanentes.



Source : Livre Blanc IDRRIM Octobre 2014

Figure.2.5 : Action des eaux sur la chaussée

Comme présenté à la figure ci-dessus, l'eau peut pénétrer dans la structure de chaussée par plusieurs voies :

- Latéralement, par remontée de la nappe phréatique dans le terrain naturel ou par circulation d'eau du terrain naturel vers la chaussée en déblai,
- Par les fissures existantes sur la chaussée ou par les joints situés à la jonction de deux voies ou à la jonction chaussée/ bande d'arrêt d'urgence ou terre-plein central,
- Par remontée capillaire dans les matériaux constituant la structure,
- Par transport et condensation de vapeur d'eau dans les pores des matériaux,
- Par infiltration directe des précipitations à travers le revêtement.

2.6.3.2 Effets de la température.

Outre le vieillissement du matériau, la température a deux effets mécaniques principaux:

- Le changement de la rigidité (module) du matériau du au caractère thermo susceptible du mélange bitumineux et plus particulièrement du liant hydrocarboné,
- La création de contraintes et déformations au sein du matériau en raison des dilatations-contractions thermiques qui peuvent provoquer et faire se propager des fissures avec les cycles thermiques (les couches traitées aux liants hydrauliques sont sujettes quant à elles aux retraits thermique et de prise).

En général, le premier effet est caractérisé par la dépendance du module de rigidité vis-à-vis de la température (thermo-susceptibilité). Le deuxième effet est particulièrement néfaste et développe les effets suivant:

- Lorsque des températures très basses sont appliquées, des fissures peuvent apparaître et se propager avec les cycles thermiques (journaliers ou autres),
- Lorsqu'une couche de base traitée aux liants hydrauliques est mise en place dans la chaussée, cette couche est sujette au retrait thermique, de prise et de dessiccation. Le retrait empêché par le frottement à l'interface peut provoquer une fissure dans le revêtement en enrobé bitumineux. Cette fissure évolue avec les cycles thermiques et peut traverser la couche. C'est le phénomène de remontée de fissure.
- L'ensoleillement et l'exposition aux intempéries provoquent un vieillissement des matériaux, qui se traduit par un durcissement des liants bitumineux et une fragilisation des liaisons granulats/liants,
- Des périodes de grande sécheresse entraînent des dessiccations des matériaux et l'apparition de fissures de retrait en surface des chaussées.

Il est alors observé que la dégradation prématurée des chaussées peuvent avoir plusieurs origines tels que souligné ci-dessus, mais leurs actions peuvent être observées simultanément ou l'une après l'autre. Etant donné que le concept température est celui qui nous importe plus dans la présente étude, nous allons découvrir à travers certains travaux de recherches énumérés ci-dessous, quelle est la place de ce concept dans la dégradation prématurée.

2.7 Point des travaux de recherche sur le concept de la température.

La construction de la route est un ensemble d'opérations qui consistent à mettre en place une structure de chaussée dans la nature et qui reste exposée aux conditions thermiques qui sont difficilement maîtrisables. Depuis quelques années le monde est confronté à une véritable

instabilité de la variation climatique, qui pousse chaque pays à s'unir avec des conventions et accords pour mieux lutter contre ce phénomène. Comme souligné ci-dessus, cette variation n'est sans conséquence sur la dégradation prématurée de nos divers routes revêtue qui malgré toutes les dispositions prises dans la phase de dimensionnement et essais, ont une durée de vie très limitées.

C'est dans cette logique que les recherches que nous allons nous permettre de découvrir ci-dessous ont été orientées sur le concept de l'effet de la température.

2.7.1 Effets de la température selon Absamad EL ABD.

Absamad EL ABD dans sa thèse soutenue en décembre 2006, dont le thème de recherche (chantier expérimental) est « le développement d'une méthode de prédiction des déformations de surface des chaussées à assise non traitées », s'est penché sur les principaux modes de dégradation des chaussées souples en béton bitumineux plus précisément sur « l'orniérage ». Dans l'une de ses expériences, concernant l'influence de la température, Il affirme que la température a une influence prépondérante sur la rigidité des matériaux bitumineux, et par conséquent sur le niveau des contraintes transmises aux couches inférieures constituées de matériaux traités ou pas. De ce fait, il confirme que la prise en compte de la température est nécessaire à une description réaliste du comportement des enrobés bitumineux et de la structure de chaussée complète. Pour lui, c'est un paramètre essentiel de la méthode de calcul de l'orniérage. Dans son étude expérimentale, il a montré que la température a une influence nette sur la profondeur d'ornière de la couche de matériau non traité sous l'effet d'une variation de champ de contrainte. Dans sa recherche il a considéré une structure sur laquelle il a été réalisé plusieurs simulations afin de qualifier l'influence du paramètre « température » sur l'orniérage de la structure après 1,5 millions de chargements. Pour poursuivre le travail, il a choisi 4 types de température allant de 15 à 35°C. Le constat sur l'évolution de la profondeur d'ornière pour différentes températures, a permis de confirmer que la température a eu une influence nette sur la profondeur d'ornière de la couche de matériaux non traités. Le passage de 15° à 35° selon lui, a conduit à une ornière trois fois plus importante (de 3 à 9 mm).

Pour lui, l'expérience faite lui permet d'apporter un regard critique sur les résultats numériques obtenus avec les méthodes de calcul de l'orniérage. Et à l'aide de la détermination du module, il a pu évaluer l'influence de différents paramètres de chargements. Les résultats ont montré d'après lui que, parmi les paramètres testés, la température est celui qui a le plus

d'influence sur l'évolution de l'orniérage. Pour cela, la température est un facteur déterminant dans la dégradation prématurée de la route.

2.7.2 Effets de la température selon M. Vincent DOMEK.

Lui autre, dans sa présentation de thèse en décembre 2005 dont le thème est « Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux en condition de trafic simulé et de température », démontre aussi que la température a un effet sur l'effet d'endommagement des chaussées, il affirme que, les matériaux bitumineux étant thermo-susceptibles (thermosensibles), leurs propriétés varient avec la température. Et selon lui, il y a une variation importante de température dans la chaussée au fil des saisons, et de plus la loi de fatigue des enrobés varie avec la température et selon la saison et les matériaux s'endommagent plus ou moins rapidement.

Pour lui, les matériaux bitumineux étant thermo-susceptibles, leurs propriétés varient avec la température, et cette température correspond à la température pour laquelle le taux de déformation correspondant est égal aux taux de dégradation moyen durant une année.

Dans ses études expérimentales, il a pu montrer la variation qu'il existe entre le module complexe du bitume avec la température. Pour lui, les enrobés bitumineux sont des matériaux dont le module complexe est fortement sensible à la température comme le montre le tableau ci-dessous expérimenté par lui. Nous observons à travers le tableau que le module complexe diminue avec la température d'une amplitude d'autant plus forte que la fréquence de sollicitation est faible.

Tableau 2.1: valeur de la norme du module complexe, à différentes températures et à 10 Hz, de différents enrobés bitumineux.

	-10°C	0°C	10°C	15°C	20°C	30°C	40°C
BBSG	14 800	12 000	7 200	5 400	3 600	1 300	1 000
GB1	18 000	14 000	9 000	7 000	5 000	2 000	800
GB2	23 000	18 800	12 300	9 300	6 300	2 700	1 000
GB3	23 000	18 800	12 300	9 300	6 300	2 700	1 000
EME1	30 000	24 000	17 000	14 000	11 000	6 000	3 000
EME2	30 000	24 000	17 000	14 000	11 000	6 000	3 000

Le tableau montre que, plus la température est élevée, plus la déformation est grande.

Pour lui dans la poursuite de ses recherches, qu'au vu de ses observations, il est important de mettre en place une température équivalente qui se basera sur la loi de Miner (1945).

Dans sa démonstration en se référant à la formule de Miner comme souligné ci-dessus, il affirme que, si, pour un niveau de chargement ε_i , le nombre de cycles à la rupture est N_i , le dommage produit par chaque cycle de chargement sera

$$d_i = \frac{1}{N_i} \quad (2.1)$$

Et compte tenue de la loi de fatigue du matériau, le dommage d_i crée par le passage d'une charge sur la structure à la température θ_i , est égale à :

$$d_i = \frac{1}{N_i} = \frac{\varepsilon(\theta_i)}{\varepsilon(\theta_i)_6} \times \frac{t_i}{b} \quad (2.2)$$

Avec t_i le nombre de charges passées au cours d'une année sur la structure à la température θ_i , le dommage correspondant sera $t_i d_i$.

Alors conformément à ce qu'il a démontré, le dommage accumulé au cours d'un an sera égal à :

$$\sum t_i d_i = \sum \frac{\varepsilon(\theta_i)}{\varepsilon(\theta_i)_6} \times \frac{t_i}{b} \quad (2.3)$$

Et la température équivalente θ_{eq} , découlera de la relation :

$$d_{eq} \sum t_i = \sum t_i d_i \quad (2.4)$$

ou encore,

$$\left[\frac{\varepsilon(\theta_{eq})}{\varepsilon_6(\theta_i)} \right]^{\frac{1}{b}} \sum t_i = \sum \left[\frac{\varepsilon(\theta_i)}{\varepsilon_6(\theta_i)} \right]^{\frac{1}{b}} \times t_i \quad (2.5)$$

Dans l'explication donnée, cette relation signifie que la température équivalente est la température pour laquelle le cumul des dommages, sur une année à cette température, équivaut au cumul des dommages aux différentes températures rencontrées durant la même année.

D'après ses recherches, la température équivalente en France est de 15°, et le dommage subit par un enrobé bitumineux durant une année à 15° C correspond au dommage subi par ce même matériau soumis aux cycles saisonniers de température.

Pour rester toujours sur l'effet de la température, il montre aussi que d'autres essais de fatigue ont été effectués par Moutier [1991], qui a réalisé les essais de fatigue sur une grave bitume de granulométrie 0/14 avec 5,4% de bitume, à différentes températures comprises entre -10°C et 30°C, ce qui lui a permis de montrer que la performance en fatigue est fonction de la température et qu'il existe une relation non linéaire entre la température θ et la valeur de ε_6 est de la forme :

$$\varepsilon_6 = 10^{-4}(1,21 - 0,0088\theta + 0,00148\theta^2) \quad (2.6)$$

Moutier montre que la relation entre la performance en fatigue et la température n'est pas une fonction linéaire monotone croissante contrairement à la relation linéaire utilisée pour le

calcul de la température équivalente dans la méthode de dimensionnement. Vincent DOMEQ, affirme que les essais de flexion quatre points inter laboratoires réalisés par la RILEM [Francken, 1994], confirment la tendance observée par Moutier sur la variation de l' ε_6 avec la température en obtenant un minimum vers 6°C.

Nous observons que M.Vincent DOMEQ, non seulement montre que l'intégration de la température dans le dimensionnement est et reste très important, mais également essaye de prouver que ceux qui ont tenté de l'intégrer ont mis en place une méthode mathématique qui peut être mise en cause.

2.7.3 Effets de la température selon Paul Teodor MARC.

Paul Teodor MARC, dans le résumé de sa thèse dont le thème est « Conception et réalisation de structures routières à hautes performances », dans son travail se propose d'étudier les facteurs qui influencent les chaussées, particulièrement les couches bitumineuses en vue de déterminer leurs propriétés thermo-physiques dans le but d'une éventuelle réalisation d'un revêtement bitumineux ayant de bonnes propriétés physico-mécanique et thermo-physique. Selon lui du point de vue thermique, les conditions d'environnement auxquelles les chaussées routières sont soumises continuellement toute la durée de la phase de construction et de réparation, tout aussi que pendant leur durée de vie, peuvent être combattues par une connaissance approfondie de la distribution de la température dans chaque couche composante. Selon lui, les fluctuations de température de l'air, journalières et saisonnières, l'intensité de la radiation solaire, influencent significativement la stabilité de la chaussée. Alors par conséquent, le succès à long terme de la conception des couches routières conduit alors à une estimation précise du profil de température du milieu de construction, ce qui va beaucoup aidé à l'évaluation des déformations de la structure, à une estimation plus exacte du module de calcul. Pour poursuivre, il affirme qu'une compréhension correcte du comportement du cumul d'énergie et sa détermination correcte aide le processus de prendre des décisions quant aux technologies de construction des routes et à l'étude du phénomène de la chaleur, un problème sérieux de l'environnement.

Dans sa recherche du rôle de la température et de la fréquence sur la structure de chaussée, il montre que le module complexe, varie avec la température. Dans une couche isothermique du module complexe à partir des résultats de l'essai à la fatigue, il affirme que l'influence de la fréquence de chargement est beaucoup plus grande pour les températures hautes que pour les températures basses. Et que l'influence de la température sur le module est aussi très importante car le module se divise à 10 au cas où la température varie de 10°C à 40°C. Cette

observation lui a permis de dire que pour qu'une conception soit bien faite, il faut minutieusement choisir une température et une fréquence de calcul.

Juste pour dire que les changements climatiques ont un effet très néfaste de telle façon que toute négligence ou ignorance laisserait des conséquences néfastes sur la question de durée de vie qui préoccupe tout pays.

2.7.4 Effets de la température selon Juliette SOHM.

Son thème est « Prédiction des déformations permanentes des matériaux Bitumineux » et soutenue en mars 2011. L'influence de la température selon Juliette SOHM, est bien connue et est liée à la susceptibilité thermique du liant bitumineux. Pour elle, Plus la température est élevée, plus le liant perd sa rigidité et sa viscosité. La rigidité du mélange diminue et la résistance aux déformations permanentes qui est assurée par sa cohésion, diminue également. Le mélange est alors plus sensible aux déformations permanentes qui peuvent être directement observées sur les essais en laboratoire.

Conformément aux travaux expérimentaux effectués, elle poursuit en confirmant que l'orniérage constaté sur les chaussées semble essentiellement se produire pendant les périodes les plus chaudes au cours desquelles des températures de l'ordre de 50°C sont couramment atteintes (GRIMAUX et HIERNAUX, 1977).

D'après VERSTRAETEN (1995), HECK (2001) et DI BENEDETTO et CORTE (2005) l'orniérage n'apparaît qu'à de hautes températures. De plus, les observations expérimentales de CORTE et al. (1997) sur le manège de fatigue du LCPC confirme ce résultat. En effet, à partir de 40 ou 45°C, les mécanismes d'orniérage apparaissent, pour un bitume 50/70. A la température de 60 ou 65°C ces phénomènes sont très amplifiés (la profondeur d'ornière est multipliée par deux). Les observations faites lui permettent également de confirmer que les études en laboratoire des déformations permanentes des matériaux bitumineux, nécessitent donc de travailler à des températures élevées, et qui doivent être plus représentatives par rapport aux conditions réelles.

Elle montre alors qu'il est donc important de connaître les profils de températures existant au cœur de la chaussée aux différentes heures de la journée.

2.7.5 Effets de la température sur les interfaces selon Malick DIAKHATE.

Malick DIAKHATE dans son thème intitulé « Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée » soutenu le 29 octobre 2007 s'est permis de vérifier la part de la température sur les différents décollages des interfaces au niveau des couches de chaussée à travers différents essais.

En novembre 1986, le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) faisait paraître une note d'informations relatives au décollement des couches de revêtement de chaussées [SET 86]. D'après cette note d'informations, depuis les années 1970, l'auscultation de certaines chaussées dont la surface se dégradait prématurément, mettait en évidence des défauts de liaison. Les dégradations en surface de chaussée qui peuvent être imputées à un défaut de collage à l'interface, est généralement observées sur des portions de chaussée où la composante horizontale des sollicitations dues au trafic est très élevée (zones de freinage-accelération, virages, pentes, parkings, etc.) [ROM 99]. Ces dégradations en surface sont également constatées, spécialement après des périodes de gel/dégel, sur certaines structures de chaussée à couche de roulement mince (en BBTM, épaisseur 25 mm) voire ultra mince (BBUM, épaisseur 15 mm).

Pour mieux observer le comportement de la structure de chaussée sous l'effet du trafic et de la température, il propose plusieurs essais comme :

- L'essai de traction est l'un des premiers essais développés pour mesurer la résistance à l'arrachement, sous chargement monotone, des couches d'étanchéité sur les tabliers de ponts. L'objectif de l'essai est de générer des contraintes de traction à l'interface de deux couches. Il s'agit alors de mettre en traction une éprouvette bicouche, l'interface étant disposé orthogonalement à la direction de l'effort de traction. Ce type d'essai peut être réalisé aussi bien en laboratoire que sur chaussée.
- L'essai de torsion, est l'essai de cisaillement par torsion, également connu sous le terme « napkin-ring test ». Dans le domaine des matériaux composites, fut développé par Bruyne [DEB 62] et consistait à coller bout à bout deux cylindres de fine épaisseur. Cet essai vise à mesurer la résistance au cisaillement par torsion d'une interface entre deux couches d'enrobés. Ce type d'essai est largement utilisé dans beaucoup de domaines d'ingénierie pour l'évaluation de la performance d'un assemblage collé [GUI 01], [POP 05], mais demeure peu utilisé dans le domaine des chaussées pour l'étude du collage entre couches de chaussée. Cet essai trouve son application aussi bien en laboratoire que sur chantier.
- L'essai de cisaillement direct, C'est le type d'essai fréquemment utilisé pour étudier le comportement mécanique du collage entre deux couches d'enrobés bitumineux. L'essai de cisaillement direct vise à générer directement des contraintes de cisaillement à l'interface de deux couches de matériaux. Plusieurs dispositifs d'essais ont été développés sur la base de ce principe. Dès 1979, Leutner a proposé un dispositif d'essai du style « guillotine » [LEU 79], [COL 03], idée également reprise

par Romanoschi [ROM 99], Mohammad et al. [MOH 02], pour déterminer, sous chargement monotone, la résistance au cisaillement de l'interface entre deux couches d'enrobés. Sur la base de ce style « guillotine », les suisses ont développé un dispositif d'essai (LPDS : Layer-Parallel Direct Shear) et normalisé la procédure d'essai (SN 671 961) [RAA 04]. Ce type d'essai fait intervenir des éprouvettes cylindriques de diamètre 150 mm qui peuvent être carottées sur chantier, ou fabriquées en laboratoire

- L'essai de double cisaillement, afin de réduire les risques de flexion qui peuvent résulter de la pratique de l'essai de cisaillement direct sur une éprouvette, le laboratoire 3MsGC de l'Université de Limoges adopte le principe de l'essai de double cisaillement. Celui-ci est une version symétrisée du principe de l'essai de cisaillement direct en termes de géométrie et de sollicitation. Sur une éprouvette monocouche pré-entaillée, ce principe d'essai permet de caractériser le comportement en cisaillement du matériau, et, à titre d'application, d'étudier le phénomène de propagation des fissures dans les enrobés [LAV 02], [PET 02]. Vis-à-vis de la caractérisation du comportement en cisaillement des interfaces [MIL 96], [DIA 03], [DIA 06], l'essai s'applique sur une éprouvette composée de trois couches, deux à deux collées ou non par une couche d'accrochage.
- L'essai de flexion (3 ou 4 points), l'essai de flexion a longtemps été utilisé comme méthode d'essai pour étudier les phénomènes de délaminage ou de propagation de fissure à l'interface nouveau béton – ancien béton [FUR 72],[DO 92] dans les tabliers de pont et les pistes d'aéroport. L'essai de flexion, 3 ou 4 points, consistera appliquer une sollicitation de flexion à une éprouvette prismatique [CHA 90]. Dans ce type d'essai, l'interface de collage se trouve alors sollicitée par une combinaison de contrainte normale et de contrainte de cisaillement. La structure de chaussée travaille en flexion. L'essai de flexion peut alors être assez pertinent pour reproduire en laboratoire la combinaison de sollicitations rencontrée sur une chaussée réelle.
- L'essai de fendage au coin (The Wedge Splitting test), le principe de l'essai de fendage par coin a été proposé par l'Université de Vienne dès 1986 [LIN 86], [BRÜ 90], [LÖF 04] pour caractériser le comportement de l'interface de collage dans les matériaux composites. Ce type d'essai permet de déterminer l'énergie nécessaire pour faire propager la fissure à l'interface d'une éprouvette [TSC 95] ou dans une couche de béton [LÖF 04]. Plusieurs géométries d'éprouvette sont proposées. L'éprouvette est préalablement rainurée et entaillée au niveau de l'interface. L'effort vertical appliqué

sur une pièce de transfert décharge génère des efforts horizontaux qui font propager la fissure.

Parmi ses différents essais présentés, il a eu à utiliser l'essai de cisaillement et de torsion qui lui a permis de vérifier le comportement mécanique des interfaces entre deux couches d'enrobés bitumineux sous chargements monotone et de fatigue.

Les résultats de ses essais lui ont permis de remarquer que, à la températures 0 et 25°C, l'excès de couche d'accrochage (par rapport au dosage optimum) conduit à une baisse de la résistance au cisaillement. Ceci pourrait être expliqué par la présence d'un film épais glissant et qui réduirait la surface de contact entre les granulats à l'interface, et donc, la part de contrainte de cisaillement apportée par le frottement.

Il a été constaté que la couche d'accrochage qui procure à l'interface une performance de collage optimale dépend également de la sollicitation thermique.

L'effet d'une sollicitation normale à l'interface sur la performance du collage est peu mis en évidence pour des niveaux de sollicitation thermique inférieure à 15°C. L'effet est cependant notable pour des températures d'essai proches de 55°C, et la performance mécanique du collage diminue avec l'augmentation de la sollicitation thermique.

Le travail effectué par **Malick DIAKHATE**, nous a permis de découvrir que la température a un effet direct sur le problème de collage des interfaces des différentes couches, ce qui affecte directement le comportement mécanique voir la capacité de la chaussée de pouvoir amortir les contraintes transmises par le trafic sans se déformer. Cela s'explique par une diminution prématurée de la contrainte admissible dans les matériaux calculés par rapport aux contraintes transmises par le trafic qui est constant ou évolutif.

2.7.6 Effets de la température selon ZOA AMBASSA.

ZOA AMBASSA dans sa thèse intitulée « VERS LA MODÉLISATION DU COMPORTEMENT A LA FATIGUE DES CHAUSSÉES BITUMINEUSES ROUTIERES SOUS CHARGEMENT RÉEL » et soutenue le 21 Janvier 2013, a pu montrer aussi la part de la température dans les différents dommages observés sur nos différentes routes revêtues.

A travers sa plume, il déclare que si le champ de température est en général découplé des actions mécaniques, les champs de contraintes et déformations sont fortement dépendants de la température (Di Benedetto et Corté, 2005). En effet, outre le vieillissement du matériau, la température a deux effets mécaniques principaux.

- A basse température, le bitume possède un comportement fragile. Sous l'effet conjugué des conditions climatiques et des contraintes de trafic, l'enrobé est

susceptible de se fissurer. L'utilisation d'une grave bitume de grade élevé permet d'éviter la fissuration. Néanmoins, un bitume de grade trop élevé devient « mou » à température élevée, l'enrobé rencontre alors des problèmes d'orniérage. Les enrobés doivent donc présenter deux qualités principales en rapport direct avec la dépendance du liant utilisé vis-à-vis de la température :

- La stabilité, c'est-à-dire, la résistance à la déformation permanente qui est aggravée à haute température ;
- La flexibilité, c'est-à-dire, l'aptitude à supporter sans fissures thermiques les basses températures.
 - Le deuxième effet mécanique principal de la température se manifeste lors des changements de température par la création de contraintes et déformations au sein du matériau en raison des dilatations-contractions thermiques. Par exemple, lors d'un refroidissement, la chaussée a tendance à se contracter. Mais, étant donné que les mouvements de contraction sont empêchés dans le sens longitudinal de la chaussée, cela revient à exercer une traction longitudinale, des fissures transversales risquent d'apparaître.

Le travail qu'il a mené nous permet de constater que le problème de remontée des fissures à la surface et le mouvement des matériaux dans la chaussée lors du passage du trafic peuvent avoir une origine liée à l'influence thermique, de plus le problème de contraintes et déformations selon lui, est influencé par l'effet des variations de la température tel que le montre la figure ci-dessus.

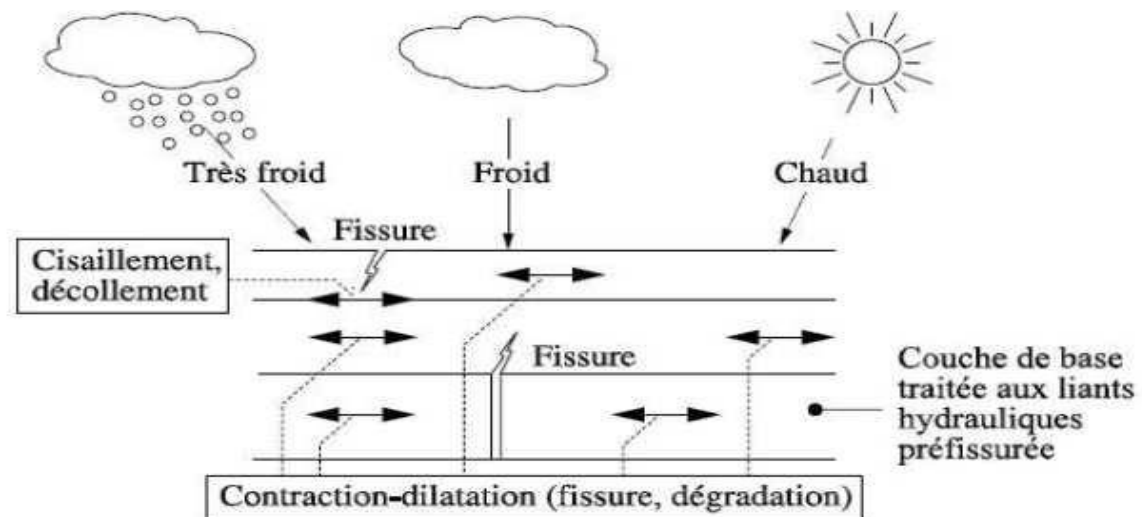


Figure 2.6: Effet de la température sur la structure de chaussée (Di Benedetto et Corté, 2005)

2.7.7 Effets de la température selon Delphine LAVEISSIERE.

Delphine LAVEISSIERE dans son thème intitulé « MODELISATION DE LA REMONTEE DE FISSURE EN FATIGUE DANS LES STRUCTURES ROUTIERES PAR ENDOMMAGEMENT ET MACRO-FISSURATION DE L'EXPERIMENTATION A L'OUTIL DE DIMENSIONNEMENT POUR L'ESTIMATION DE LA DUREE DE VIE » Soutenue le 06 mars 2002 se penche plus sur la remontée de fissures et fatigue des chaussées sous l'effet thermique et de trafic.

Selon elle, les phénomènes de fatigue et de remontée de fissures au travers de la couche de roulement sont des dommages qui n'épargnent malheureusement aucun type de structure de chaussée. Les origines et processus d'amorçage de la fissuration diffèrent quelque peu selon la structure ; mais la fatigue est, en général et majoritairement, la cause de la propagation et donc de l'apparition de la fissure en surface. Les causes identifiées sont le trafic et les conditions environnementales (telles que les variations thermiques).

L'étude qu'elle a menée se penche plus sur les chaussées semi-rigide, sur lesquelles elle s'est consacrée à établir le bilan des connaissances sur la remontée de fissures dans tous les types de structures.

Les structures routières, en général, sont composées de matériaux dont la nature et les propriétés des matériaux constituants varient fortement (graves non traitées, béton bitumineux, graves traitées aux liants hydrauliques...). Toutes ces structures ont en commun des problèmes de fissuration d'origines diverses et dont les formes diffèrent. Le trafic ou les causes environnementales sont à l'origine des problèmes, mais la nature de ces derniers va varier en fonction de la structure. Le contrôle de la fissuration au travers de la couche de roulement est donc une tâche qui s'avère difficile du fait de la diversité des phénomènes. Conformément à cette affirmation, Il apparaît donc important pour elle de diagnostiquer la nature et la cause des fissures afin de lutter efficacement contre la remontée de fissure, car l'une des fonctions premières de la chaussée est de diminuer les contraintes induites par le trafic au niveau du sol support.

Dans la poursuite des recherches menées par Delphine LAVEISSIERE, elle a aussi beaucoup mis l'accent sur l'effet thermique sur les structures semi-rigide. Dans sa localité, les matériaux blancs restent très concurrentiels vis à vis du noir, de plus leur plus grande épaisseur offre une meilleure protection au gel du sol support. Mais, souligne t'elle que le problème majeur de ces matériaux blanc reste la fissuration de retrait (thermique) qui apparaît systématiquement dans l'assise de la chaussée et qui finit inévitablement par remonter jusqu'à la surface.

Comme rappel, La fissuration est définie comme une discontinuité verticale dans le corps de la chaussée et dans le cas de la chaussée semi-rigide, la fissuration est reconnue comme un phénomène inévitable à plus ou moins long terme. La philosophie des solutions à trouver est donc de contrôler les dommages plutôt que de les subir. Pour elle, le phénomène de fissuration des chaussées semi-rigides est reconnu de façon unanime, pour être initié par les effets thermiques ; le trafic est seulement un facteur aggravant [OFR94]. Elle poursuit en affirmant qu'il est couramment admis dans la littérature que ces problèmes sont initiés par les effets thermiques et que le trafic est un facteur aggravant mais non déterminant [BON88], [SHA96].

Une étude sur Planches de Margennes, a été réalisée au laboratoire Régional d'Autun sous la direction de P. Dumas [FAER 34] ; l'expérimentation avait pour but d'étudier le comportement d'un matériau traité aux liants hydrauliques sous variations thermiques en fonction de différents pas de préfissuration. L'instrumentation des planches d'essais a permis de mesurer l'évolution des ouvertures des fissures, en fonction de la température extérieure et de l'ensoleillement, et de connaître la température à différentes profondeurs des structures.

Des corrélations ont pu être établies entre différents facteurs à travers une étude expérimentale afin de mettre en évidence les mouvements des fissures.

Cette expérimentation a enfin permis d'évaluer l'efficacité de la méthode de préfissuration. L'essai a consisté à mettre en place des bandes sous diverses températures:

- Deux bandes sous une température extérieure de 25 °C sous le soleil,
- Mise en œuvre de deux autres bandes avec une température comprise entre 15 et 20 °C sous une couverture nuageuse et une pluie fine.

Le suivi ayant été fait sur deux ans, les deux dalles mises en œuvre par temps chaud se sont fissurées les premières. L'ouverture maximale de la fissure est directement liée à sa date d'apparition : les fissures qui sont apparues en dernier ont une amplitude d'ouverture plus faible. Ceci laisse penser que l'agressivité des fissures de l'assise sur la couche de roulement dépendra directement de leur histoire, du moins au jeune âge. De plus, l'ouverture d'une nouvelle fissure n'engendre pas la redistribution des ouvertures de fissures (Ces constatations sont identiques dans le cas de chaussées en béton armé continu [FLO98]).

Concernant la distribution de température, l'ensoleillement joue un grand rôle dans la température interne de la structure. En surface de chaussée, il est observé de fortes amplitudes de température, avec une évolution rapide avec la température de l'air.

Plusieurs autres chantiers ont été suivis afin de mieux comprendre certains mécanismes de fissuration. Un travail, réalisé par J.P. Poilane [FAER 1.01], moins complet toutefois que les planches de Margennes, recèle quelques observations intéressantes :

Le trafic ne semble pas avoir globalement, d'influence sur l'apparition des fissures. Le pourcentage de sections présentant des espacements faibles entre les fissures est remarquablement constant quel que soit le trafic. Selon Gerritsen et Jongennel [GER88], les contraintes thermiques ne sont pas assez élevées pour générer de la fissuration, mais il est concevable d'imaginer que les variations journalières de température peuvent créer des variations de contraintes qui vont engendrer de la fatigue.

2.7.8 Energie et transfert thermique

Le problème de transmission thermique dans les différentes couches de la chaussée n'est pas totalement maîtrisé jusqu'à aujourd'hui, et dans le but d'aider les recherches sur les effets de déformations prématurées sous l'effet thermique, il est important d'explorer d'autres spécialités.

C'est dans cette logique que nous nous sommes intéressés sur les informations données par certains spécialistes en énergie et transfert thermique.

D'après leurs recherches, l'énergie peut être considérée comme une entité qui caractérise l'aptitude d'un système quelconque à produire un travail, et de plus cette même énergie thermique dans un milieu matériel correspond à l'énergie cinétique et de ses constituants fondamentaux ayant une certaine liberté de mouvement (molécules, atomes, électrons-libre...).

Les constituants fondamentaux peuvent échanger tout ou en partie de leurs énergies thermiques, c'est-à-dire gagner ou perdre de l'énergie cinétique. Les trois systèmes qui suivent, nous montre à travers les formules mathématiques, leurs méthodes de transmission, et cela se fait :

- Soit par interaction directe avec les particules voisines (choc par exemple) ce qui correspond à la conduction.

$$\vec{\varphi} = -\lambda \vec{\text{grad}} T \quad (2.7)$$

Il s'agit de la loi phénoménologique de Fourier qui exprime que la densité de flux est proportionnelle au gradient de température en un point donné des matériaux.

- Soit par convection

Elle s'opère par l'intermédiaire d'un agent étranger qui s'échauffe au contact du corps chaud et se déplace en emportant avec lui la chaleur qui a été cédée et qu'il transfère ensuite au

corps froid. La densité de flux entre la paroi de température T_s et le fluide de température T_f est donnée par la relation :

$$\varphi = h (T_s - T_f) \quad (2.11)$$

Il s'agit de la loi de Newton ou h désigne le coefficient de conversion en w/m^2 . Nous pouvons alors constater que tant que $T_f \neq 0$ et croissant, la valeur de φ ne fera que décroître.

- Soit par absorption ou émission des radiations électromagnétiques, ce qui correspond au rayonnement.

Dans le transfert de chaleur par rayonnement, le transfert thermique s'effectue par des vibrations électromagnétiques qui se propagent en ligne droite sans aucun support matériel, cette relation convient bien pour expliquer la transmission thermique dans la couche en béton bitumineux, appelé encore mélange des granulats avec des produits noirs.

Pour un corps noir, défini comme étant un corps idéal qui absorberait, s'il existait, tout rayonnement qu'il recevrait, quelle que soit sa longueur d'onde ; l'émittance monochromatique dans le vide a pour formule :

$$M_\lambda^0 = \frac{c_1 \lambda^{-5}}{\exp\left(\frac{c_2}{\lambda T}\right) - 1} \text{ avec } c_1 = 3,741 \cdot 10^{-16} \text{ Wm}^2 \text{ et } c_2 = 0,014388 \text{ mK} \quad (2.8)$$

L'émittance du corps noir (M^0) est alors la puissance totale émise par unité de surface en intégrant sur toutes les longueurs d'onde.

L'intégration de cette relation sur l'ensemble des longueurs d'ondes λ , donne:

$$M^0 = \int_0^W M_\lambda^0 \times d\lambda = \sigma T^4 \quad (2.9)$$

On obtient alors la loi de STEFAN-BOLTZMANN qui lie cette grandeur à la température des corps noir. Ainsi pour un matériau à la température T Kelvin, de degré de noirceur ε (émissivité) donné, l'émittance totale s'écrit:

$$M = \varepsilon M^0 = \varepsilon \sigma T^4 \text{ avec } \sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ w/m}^2 \cdot \text{K}^4 \quad (2.10)$$

Ou ε est le degré de noirceur ou le facteur d'émission du corps qui est évidemment compris entre 0% et 100%, et pour les produits noir $\varepsilon = 1$.

Il a été démontré que si la température du corps s'élève, son émission de chaleur par rayonnement augmente également et sa valeur finale dépend alors du degré de noirceur ; de plus nous constatons dans la formule 2.10 que la température est élevée à la puissance quatre (4) contrairement au deux autres énumérées ci-dessus, ce qui augmentera considérablement l'émittance.

L'observation des trois relations, nous montre que le dernier cas qui est la loi d'absorption ou émission des radiations électromagnétiques est celui qui sera le plus indiqué pour l'explication du phénomène de transmission thermique dans la couche de roulement fait avec un mélange de produit noir.

Dans la suite de nos recherches, nous nous pencherons plus sur cette loi, pour avoir plus d'informations et par un travail expérimental, mieux situer son niveau d'intégration dans le domaine routier.

2.8 Conclusion.

Comme nous le constatons, beaucoup de chercheurs se sont penchés sur le concept de l'effet thermique dans les différents dommages prématurés des chaussées revêtues dans le monde. Mais malheureusement, dans notre recherche bibliographique, nous avons constaté que, ces recherches se sont plus penchées sur le problème de gel et dégel, et peu d'informations sont données sur l'effet de l'ensoleillement.

Malgré l'affirmation de Delphine LAVEISSIERE qui dit: « L'influence de la température sur les matériaux bitumineux et de couche d'assise reste un domaine qui est encore beaucoup discuté et que les études expérimentales restent propres à chaque laboratoire en fonction du (ou des) paramètre(s) étudié(s) », nous avons découvert à travers les multiples recherches de spécialité quand bien même que cela reste à être prouvé, que l'effet thermique tel que la température, est un facteur déterminant dans la dégradation prématurée des chaussées.

L'objectif de notre travail étant de nous rassurer à travers les recherches qui ont précédé, que la température a effectivement une répercussion négative sur la durée de vie de la route, a pour but de vérifier, à travers les méthodes de dimensionnement adoptées et essais en laboratoire, le niveau de considération de ce concept dans la construction du réseau routier au Togo.

Le travail que nous allons effectuer ne consiste pas dans un premier lieu à ressortir les grandes démonstrations mathématiques. Mais de nous rassurer que nos inquiétudes de l'effet que peut avoir la température sur l'endommagement prématuré de nos routes au Togo est réel (surtout quand on prend la voie de contournement d'Aledjo récemment construite et qui vient d'être fermée pour la deuxième fois) et cela dans le but d'ouvrir un dossier de recherche beaucoup plus approfondi dans nos futurs travaux.

3. Pratique de prise en compte du concept température dans les projets routiers au Togo.

3-1 INTRODUCTION.

La question sur le rôle joué par les infrastructures routières sur la croissance économique ne date pas d'aujourd'hui. Ce secteur a toujours été considéré comme un facteur important du développement non seulement sur le plan de la croissance économique, mais également dans sa capacité à réduire la pauvreté.

Conscient de cette affirmation, le Togo depuis 2012, a décidé de donner un nouveau souffle à son réseau avec la mise en place de nouveau projet, tels que les projets de construction et reconstruction par endroit sur le tronçon Lomé Cinkassé sur une distance de 760 km.

Mais plusieurs questions importantes demeurent. Quel sera à court et à long terme, l'état de ce nouveau réseau ? Quelles sont les dispositions prises en amont et en aval pour maintenir ces infrastructures beaucoup plus durables et en bon état, dans le but d'orienter les milliards réservés chaque année pour l'entretien routier pour de nouveaux projets.

3.2 Pratique à l'étape du dimensionnement des projets routiers au Togo.

3.2.1 Etat des lieux des infrastructures Togolais.

La Direction Générale des Travaux Publics (DGTP), a été créée par le décret n°88-11/PR du 28 janvier 1988 et chargée de la conception, l'application de la politique du pays en matière d'infrastructures routières. Elle a pour rôle, d'appliquer la politique du gouvernement en matière des travaux publics aux bâtiments et aux infrastructures de transports, d'élaborer les textes réglementaires y afférant et de veiller à leur application, de gérer et d'entretenir le réseau routier national.

Le réseau routier se compose de routes nationales (revêtues et non revêtues), de pistes rurales (classées et non classées) et d'une voirie urbaine.

Au lendemain de l'indépendance, le réseau routier était caractérisé par une prépondérance de routes en terre, dont la plupart était des pistes saisonnières inaccessibles pendant la saison des pluies.

En 2010, le réseau routier était composé de routes revêtues (1750 km) et non revêtues (1600 km), de voiries urbaines (1400 km) et de pistes rurales classées (1000 km) et non classées (6000 km).

Le pays dispose de deux axes principaux d'interconnexion goudronnée :

- l'axe Lagos-Abidjan via Cotonou, Lomé et Accra
- l'axe Sud-Nord est complété par une route bitumée jusqu'à Ouagadougou (Burkina Faso).

Sur le second axe, la qualité du réseau routier n'est pas trop appréciable, dans l'ensemble, le pourcentage du réseau routier en « bon état », qui était en 2005 de 33 % pour les routes nationales revêtues, 13 % pour les routes nationales non revêtues, 5% pour les pistes rurales et 7 % pour la voirie urbaine est passé en 2012 respectivement à 5%, 2%, 30% et 12%.

A partir de 2010, le Togo s'est engagé dans une vaste campagne de mobilisation de fonds pour la construction et la reconstruction des routes revêtues et ouvrages d'arts. Le Gouvernement, dans le souci d'apporter son appui à la facilitation des transports et du commerce, a entrepris un certain nombre de travaux dont :

- La réhabilitation de la route nationale N° 2 (corridor Cotonou-Accra).
- La construction des voies de contournement de la faille d'Alédjo et des monts Défalés les travaux tirent à leur fin. Il faut rappeler que les failles d'Alédjo et de Défalé ont toujours représenté des obstacles majeurs pour les pays de l'hinterland dans le cadre du transit de leurs marchandises. La construction de la voie de contournement de la CEDEAO qui devrait contourner la ville de Lomé pour rejoindre le Poste de Contrôle juxtaposé de Nopé en construction à la frontière avec le Ghana.
- La route nationale n°1 qui relie Lomé à Ouagadougou est en cours de réhabilitation par endroits et est aussi celle qui nous intéresse plus pour nos présentes recherches.

La carte du Togo présentée ci-dessous montre les différents axes revêtus sur cette route nationale N°1, suivi des figures 3.2 à 3.6, qui présentent le niveau de dégradation.

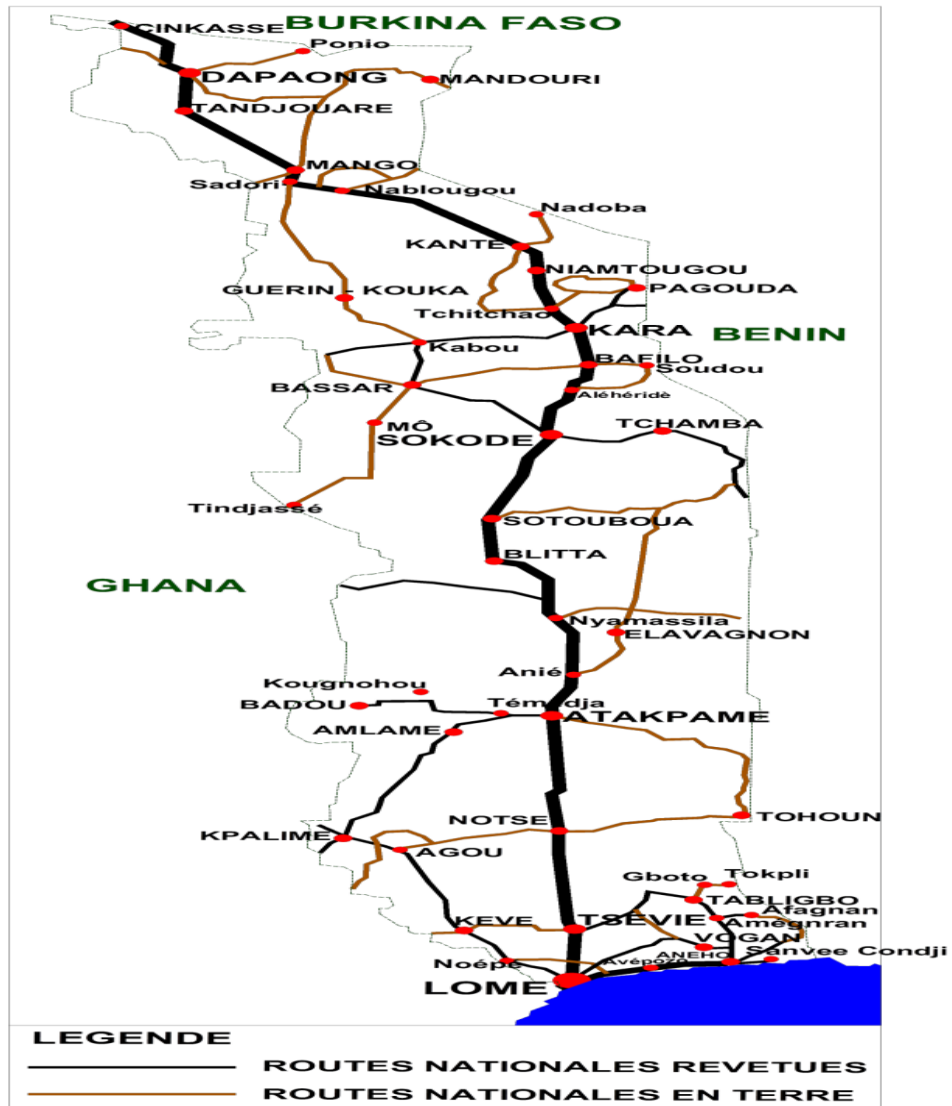


Figure 3.1 Carte du Togo illustrant la route nationale N°1 revêtue



Figure 3.2 : La route du contournement de la RN°1 d'Aledjo (Juin 2018)



Figure 3.3 : Faïençage significatif très avancé (Juin 2018)



Figure 3.4: Faïençage, désordres généralisés (Juin 2018)



Figure 3.5: Faïençage très avancé accompagné d'une dépression (Juin 2018)



Figure 3.6 Arrachement de la couche de roulement en vue de sa reprise (voie de contournement Alédjo Juin 2018)



Figure 3.7: Reprise de la couche de roulement (voie de contournement Alédjo Juin 2018)

L'analyse visuelle des différents dommages observés sur ce tronçon, nous révèle que la couche de roulement est celle qui est la plus atteinte avec un excès de pression transmise par le trafic. L'observation de la nature des dépressions, des ornières et des faïences peuvent nous conduire à déduire que l'agressivité de l'excès de contrainte du trafic, aurait été précédée par un autre agent nuisible. Il est à rappeler comme souligné ci-dessus, que la RN^o1, est le tronçon de route le plus sollicité par les poids lourds du fait que le Togo est sollicité par les autres pays enclavés pour les desservir des arrivages du port. Cette observation rend très sensible la déformation si d'autres agents viennent s'intégrer. Il est alors important de revoir les méthodes de dimensionnement et essais effectués pour les tronçons à fort trafic engendrant de fortes amplitudes.

3.2.2 Les types de routes et différentes méthodes de dimensionnement au Togo.

Les routes Togolaise contribuent énormément à la mobilité des citoyens et des marchandises,

voire a une croissance économique. La plupart des routes revêtues rencontrées au Togo se résument en deux types, qui sont les chaussées souples et les chaussées mixtes.

Au Togo, deux méthodes sont utilisées, il s'agit de la méthode empirique avec CEBTP et la méthode semi-empirique (méthode multicouche) qui a été développée en 1885. Les deux méthodes de conception sont basées sur les principes énumérés ci-dessous.

3.2.2.1 Approche empirique de conception des chaussées avec CEBTP

L'approche empirique de conception fait appel exclusivement à des expériences comparant le comportement à long terme de diverses structures pour différentes conditions climatiques et de trafic. Des essais en vraie grandeur apportent également de nombreuses informations nécessaires à la mise en place des règles empiriques de dimensionnement.

Les modèles empiriques sont souvent associés à des critères de «performance». Ces modèles sont basés soit sur la connaissance historique des détériorations de la chaussée, soit sur l'expérience d'experts, dans le but d'être appliqués par analyse à d'autres routes dont les chaussées ont des structures et des conditions semblables (trafic, climat).

La méthode CEBTP s'appuie sur « le guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux et désertiques » qui regroupe les résultats des recherches combinées de 1972 à 1984. C'est une méthode empirique dont le dimensionnement de la structure de base est fait à partir des abaques. Elle est complétée par l'évaluation des contraintes et des déformations basées sur des travaux empiriques en utilisant l'essieu standard de 130 KN. Elle tient uniquement compte seulement sur deux critères, dont le premier est la prise en compte de l'intensité du trafic conduisant à la détermination de la portance de la plate-forme qui autre permet de déduire l'épaisseur de la couche de fondation, de la couche de base et de la couche de roulement; le second critère toujours en s'appuyant sur l'intensité du trafic, conduit aux choix de la nature des matériaux dont sera composé les différentes couches, afin de vérifier les spécifications pour leurs possibilités d'utilisation.

L'évaluation structurale comprend les étapes suivantes :

- La détermination de la contrainte compression admissible au niveau du sol par l'équation

$$\sigma_z = 0,3 \frac{CBR}{[1+0,07 \log N]} \quad (3.1)$$

avec σ_z en Kg/m², N qui est le trafic en essieu de 130 KN et CBR du sol

- La vérification de la loi de fatigue des matériaux à travers l'équation suivante

$$\log\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) = \alpha \log\left(\frac{N}{N_0}\right) \quad (3.2)$$

$\alpha = 5$ pour les enrobés et 1 à 4 pour les matériaux traités au liant hydrauliques, σ et σ_0 sont respectivement les contraintes admissibles et calculées, N et N0 sont les nombres de passages calculés et celui du trafic (essieu 130 KN).

- Les modules des matériaux sont déterminés à partir des formules ci-dessous

- Pour les matériaux granulaires non liés et le sol (module statique)

$$E_{statique} = 50 \times CBR \quad (3.3)$$

pour les matériaux moyens à grossier,

$$E_{statique} = 30 \times CBR \quad (3.4)$$

pour les matériaux fin à très fin.

- Pour les matériaux traités au liant hydraulique (ciment)

$$E_{statique} = 1000 \text{ à } 2000 R_{c7} \quad (3.5)$$

Avec R_{c7} , la résistance des matériaux à 7 jours [1000 pour les matériaux plastique et 2000 pour les matériaux granulaires]. Tandis que les valeurs du CBR (%) du sol et les classes de trafic retenues correspondent aux données restituées dans le tableau

Tableau 3.1 Classification géotechnique des sols tiré du catalogue CEBTP (1980)

Classe de CBR	Valeur courante (%)	Description des sols
S1	< 5	Sol silteux, argileux ou sol tourbeux
S2	5 à 10	Argile, sable argileux, limons, argile latéritique
S3	10 à 15	Sable et grave
S4	15 à 30	Graviers et arènes à grains moyens
S5	> 30	Arènes à grains grossiers

Tableau 3.2 Classes du trafic et paramètres de la couche du sol tiré du catalogue CEBTP (1980)

Débit journalier moyen annuel (DJMA)	Classe du trafic (Ti)	Valeur pour l'essieu équivalent (N.E) de 13 tonnes (130 KN)	Pourcentage des fines (<80µm) et indice de plasticité [valeur]
300	T1	$T1 < 0,5 \cdot 10^6$	35 et [Ip =30]
300 à 1 000	T2	$5 \cdot 10^5 < T2 < 1,5 \cdot 10^6$	
1 000 à 3 000	T3	$1,5 \cdot 10^6 < T3 < 4 \cdot 10^6$	
3 000 à 6 000	T4	$4 \cdot 10^6 < T4 < 10 \cdot 10^6$	30 et [Ip =20]
6 000 à 12 000	T5	$10 \cdot 10^6 < T5 < 20 \cdot 10^6$	

La détermination du trafic selon la méthode CEBTP se fait par la formule ci-dessous :

$$ESE = A \frac{(1+u)^k - 1}{u} t_{pL} \times 365 \quad (3.6)$$

Avec t_{pL} est le trafic de poids lourd en service, A est l'agressivité du trafic, et u en pourcentage (%) est le taux de croissance par an, k la durée de vie et ESE Nombre cumulé de trafic qui permet de déterminer la classe de trafic à laquelle appartient notre route et déterminer à partir de la figure ci-dessous. Cette méthode quand bien même étant simple et pratique, n'intègre pas la température dans sa pratique.

Figure 3.8: Détermination de la classe de trafic

Classe de trafic	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅
Nombre d'ESE (en 10 ⁶)	0,5	1,5	4	10	20

3.2.2.2 Approche semi-empirique de conception des chaussées.

L'approche mécaniste est en voie de devenir la plus utilisée pour la conception des chaussées. Elle est composée de deux parties, soit en premier lieu le calcul de la réponse des matériaux sous charge établi par des modèles de comportement analytique et, en deuxième lieu, le calcul de l'effet de ces réponses sur les détériorations de la chaussée à l'aide des modèles empiriques. L'approche mécaniste utilise les valeurs de la réponse de la chaussée sous sollicitation, déterminées analytiquement, en relation avec des modèles de détérioration structurale et fonctionnelle établis à partir d'équations de régression (Haas et al, 1994). Cette méthode permet:

- l'évaluation des conséquences de nouvelles conditions de charge. Par exemple, les effets préjudiciables des charges accrues, les pressions élevées des pneus, les essieux multiples, etc., peuvent être simulés en utilisant des procédures mécanistes;
- Une meilleure utilisation des matériaux disponibles suite à l'évaluation de leurs propriétés mécaniques. Par exemple, l'utilisation des matériaux recyclés ou stabilisés dans les chaussées peut être simulée pour prévoir la performance future;
- le développement ou l'analyse de procédures améliorées pour évaluer la fatigue prématurée. En effet, de meilleures techniques diagnostiques peuvent être développées;
- l'inclusion du vieillissement dans les évaluations de performance. Par exemple, les asphaltes durcissent avec le temps, ce qui, alternativement, affecte la fissuration par fatigue et l'orniérage;
- l'intégration des effets saisonniers, tel que l'affaiblissement par dégel dans les évaluations de performance;

- le développement de méthodes pour mieux évaluer les avantages à long terme de l'inclusion d'un drainage amélioré dans la section de chaussée.
- Enfin, la méthode de conception mécaniste offre au concepteur des outils puissants pour évaluer la performance (types spécifiques de dommage) de différentes structures des chaussées, au lieu de compter seulement sur des corrélations ou des opinions fondées sur des données empiriques limitées. Ainsi, la conception mécaniste a le potentiel d'améliorer la conception des chaussées et en lien avec les objectifs du projet, le processus de conception mécaniste se base sur l'hypothèse qu'une chaussée peut être modélisée comme une structure élastique ou viscoélastique multicouche sur une fondation élastique.

La méthode des catalogues du LCPC-SETRA, est l'une de ces méthodes encore appelé méthode analytique développée par les services techniques et de génie-conseils de l'administration française (LCPC-SETRA) en coupant la théorie de Burmister (1943-1948) appliquée à l'analyse linéaire d'une multicouche (homogène isotrope) et les résultats de Wohler-Miner pour la variation de l'endommagement par fatigue. L'essieu de référence est celui d'un poids lourd de 130 KN (662 kPa de pression de contact, 125 mm de rayon).

En pratique, le dimensionnement est réalisé selon les mêmes principes que la méthode CEBTP. Mais les abaques sont remplacés par le logiciel ALIZÉ qui propose une bibliothèque des caractéristiques des matériaux et des guides de sélection.

La performance de la structure est liée principalement à la capacité portante de la couche de fondation (base). L'évaluation mécanique de la structure proposée consiste à effectuer la vérification de la satisfaction de l'inéquation mathématique (valeur calculée \leq valeur admissible) pour les contraintes et pour la déformation. Les valeurs admissibles (contrainte et déformation) sont constituées par des données de performances des matériaux issues des résultats des essais au laboratoire ou par des tests de simulation avec le manège de fatigue (qui rappelle le système linéaire de charges roulantes du TRL) ou par des données d'auscultation avec le réflectomètre LACROIX. Par contre, les valeurs calculées (ou analytiques) sont obtenues en utilisant la théorie de comportement en fatigue dont la validation des résultats est basée sur le modèle de calcul linéaire de dommages (Miner) jusqu'à un seuil probabilistique proche de 2.10^6 cycle pour se conformer à la loi de Wöhler. Enfin, les données issues des retours d'expériences sont incorporées pour faire le calage (validation) final entre les valeurs calculées et les valeurs admissibles en conformité avec les différentes sollicitations présentes (Balay et al. 2010).

Cette démarche permet de dimensionner par itération successive une structure de chaussée composée par un ensemble de couches superposées sur une plateforme sélectionnée qui représente le sol support (LCPC, 1994-1998). Les étapes de la démarche Alizé sont :

- Détermination des données :
 - Type de charge,
 - Trafic,
 - Portance support (PF)
- Choix du type de structure et pré-dimensionnement : couches, matériaux, épaisseur, interfaces, module, coefficient de poisson,
 - Calcul :
 - σ et ϵ calculées dans la structure choisie : contraintes et déformations sous l'essieu de référence (130kN),
 - σ et ϵ admissible dans les matériaux : vérification en fatigue de la structure et de la déformation du support.
- Vérification de la structure : comparaison des valeurs calculées aux valeurs admissibles. σ et ϵ calculées $<$ σ et ϵ admissibles. Si ce n'est pas le cas, il faut ajuster les épaisseurs des couches.
- Et enfin la vérification de la tenue au gel-dégel de la structure Le travail par cette méthode est aujourd'hui plus exécuté par le logiciel ALIZE, la gestion de la modélisation se fait à travers trois (3) menus ayant des fonctions spécifiques utilisées pour :
 - La définition de la structure,
 - L'identification des valeurs admissibles/sous-menu disponibles à chaque couche,
 - Le calcul des contraintes et des déformations pour la structure avec prise en compte des variations.

En ce qui concerne le trafic, l'essieu de référence tel que souligné plus haut est un jumelage de 130 KN, la roue simple a un rayon de A (cm) et une charge Q (MPa), et pour le cas de l'essieu quelconque on a un rayon A (cm), une charge Q (MPa) et un entraxe D (3*A en cm). Le trafic est déterminé par le nombre de poids lourds (PL) sur la voie la plus chargée. Les poids lourds sont définis comme des véhicules de charge utile supérieure ou égale à 5 T. le volume journalier de trafic PL, moyenne journalière annuelle (MJA) donne une classe de trafic telle que décrit dans le tableau ci-dessous :

Tableau. 3.9: classe de trafic

Classe MJA	T_5		T_4		T_3		T_2		T_1		T_0		T_s		T_{ex}
	T_5^-	T_5^+	T_4^-	T_4^+	T_3^-	T_3^+	T_2^-	T_2^+	T_1^-	T_1^+	T_0^-	T_0^+	T_s^-	T_s^+	
	0	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000		

Il est à rappeler que pour le calcul de dimensionnement il est important de définir le trafic équivalent NE défini par un nombre d'essieux de référence. Il se calcule à partir du trafic cumulé N, et du coefficient d'agressivité moyen du trafic CAM. Le trafic se calcule à partir du nombre MJA et d'un facteur de cumul C sur la période de calcul, correspondant à la durée initiale pour laquelle la chaussée a été calculée, les formules qui permettent d'aboutir à NE sont:

$$C = \frac{(1+T)^P - 1}{T} \quad (3.7)$$

Avec P = durée de vie (nombre d'année) et T = taux de croissance géométrique

$$N = 365 \times MAJ \times C \quad (3.8)$$

$$NE = N \times CAM \quad (3.9)$$

Tableau.3.4: Choix du coefficient d'agressivité selon le trafic et le type de chaussée

Chaussée à faible trafic					
Classe	T_5	T_4	T_3^-	T_3^+	$\geq T_2$
CAM	0,4	0,5	0,7	0,8	1
Chaussée à moyen et fort					
Matériaux/ Structure de chaussée				CAM	
Chaussée mixte, inversée et bitumineuse				0,8	
Chaussée bitumineuse épaisse/ sol support				1	
MTLH, béton de ciment/ structure semi-rigide				1,3	

La détermination du risque de dimensionnement est définie selon le matériau et le niveau de trafic pour une durée de vie donnée et énuméré dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.5: Risques de calcul retenus pour une durée de vie de 20 ans

	T_0	T_1	T_2	T_3
Matériaux bitumineux	2	5	12	25
MTLH	2,5	5	7,5	12

La détermination de la plate forme est défini par la caractérisation d'un module, selon la classe PF et un coefficient de poisson ($\nu = 0,35$). La couche de forme (CDF) fait l'objet d'un

sur classement de PF ou est considérée comme une couche de chaussée énumérée dans le tableau suivant :

Tableau 3.6: Portance à long terme de la PF

Module de calcul (MPa)	20	50	120	200
Classe de PF	PF1	PF2	PF3	PF4

Le problème d'interface est considéré comme étant collées (non glissant) sauf pour les couches listées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.7: Conditions aux interfaces des couches non collées

Couche	Interfaces
Fondation et CDF traitée, GCV/GCV	Glissantes
GH/GH	Semi-glissantes

La détermination des caractéristiques des matériaux est faite en tenant compte du module E et du coefficient de poisson ν . Pour les matériaux traités il faut la résistance en fatigue (σ_6 et ϵ_6), ainsi que les écarts-types SN et Sh. Avec SN, la dispersion de la fatigue du matériau et Sh les disparités d'épaisseur de la couche à la mise en œuvre et b la pente de fatigue.

Les tableaux ci-dessous donnent les paramètres de calcul pour chaque type de matériaux

- Matériaux granulaires non traités (GNT)

Tableau 3.8: Valeur du module de Young des couches de GNT

Faible trafic ($T \leq T_3$)				
Couche de base	GNT1 : E= 600 MPa ; GNT2 : E= 400 MPa, GNT3 : E= 200 MPa			
	EGNT = K EPF ou EGNT =K EGNT-1			
Couche de fondation	Catégorie	1	2	3
	K	3	2,5	2
	Max = E couche de base			
Trafic moyen (T2 et T1) : structure GB/GNT				
Couche de fondation	EGNT = 3EPF ou EGNT = 3 EGNT-1, max = 480 MPa			
Structure inverse	E = 480 MPa			

- Matériaux traités aux liants hydrauliques (MTLH)

Tableau 3.9: Caractéristiques mécaniques des graves traitées au LH selon la norme NF P 98 096

Matériau	E (MPa)	σ_6 (MPa)	$-1/b$	SN	Sh	v	kc
GC3	23 000	0,75	15	1	0,03	0,25	1,4
GC4	25 000	1,20	15	1	0,03	0,25	1,4
GCV	30 000	1,40	16	1	0,03	0,25	1,5
GLg	15 000	0,60	12,5	1	0,03	0,25	1,5
GLp	20 000	0,70	13,7	1	0,03	0,25	1,5
GLp + chaux	15 000	0,60	12,5	1	0,03	0,25	1,5
GLR	23 000	0,75	15	1	0,03	0,25	1,4

Tableau 3.10: Caractéristiques mécaniques des sables traités au LH selon la norme NF 98 096

Matériau	E (MPa)	σ_6 (MPa)	-1/b	SN	Sh	N	kc
SL3	12 500	0,65	10	0,8	0,025	0,25	1,5
SL2	8 500	0,425					
SL1	3 700	0,175					
SC3	17 200	0,75	12	0,8	0,025	0,25	1,5
SC2	12 000	0,50					
SC1	5 000	0,21					

- Matériaux traités aux liants hydrauliques

Tableau 3.11: Caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrocarbonés selon la norme NF P 98 096

<i>Matériau</i>	<i>E (MPa)</i>	<i>ε6 (10⁻⁶)</i>	<i>-1/b</i>	<i>SN</i>	<i>N</i>	<i>Kc</i>
GB1	7 000	70	5	0,4	0,35	1,3
GB2	9 000	80	5	0,3	0,35	1,3
GB3	9 000	90	5	0,3	0,35	1,3
GB4	11 000	100	5	0,3	0,35	1,3
EME1	14 000	100	5	0,3	0,35	1
EME2	14 000	130	5	0,25	0,35	1
BBSG1	5 400	100	5	0,25	0,35	1,1
BBSG2-3	7 000	100	5	0,25	0,35	1,1
BBDr	3 000	-	-	-	0,35	-
BBME1	9 000	-	-	-	0,35	-
BBME2	12 000	-	-	-	0,35	-

- Pour le béton de ciment

Tableau 3.12: Caractéristiques mécaniques des bétons de ciment selon la norme NF P 98 096

Classe	E (MPa)	σ6 (MPa)	-1/b	SN	N	Kc
BC5	35 000	2,15	16	1	0,25	1,5
BC4	24 000	1,95	15	1	0,25	1,5
BC3	24 000	1,63	15	1	0,25	1,5
BC2	20 000	1,37	14	1	0,25	1,5

Les valeurs k_i ($i=c$ et $i=r$) sont les coefficients d'ajustement, qui permettent d'adapter le modèle de calcul au cas étudié.

Pour k_c qui est le coefficient de calage est énuméré dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.13: Coefficient de calage

	Kc
GCV, GL, SH, Béton	1,5
GC, GLR	1,4
Grave-Bitume GB	1,3
Béton bitumineux BB	1,1
EME	1

Pour k_r qui est le coefficient de risque, se détermine à travers la formule :

$$K_r = 10^{-ub\delta} \quad (3.10)$$

$$\text{avec } \delta = \left[SN^2 \frac{C^2}{b^2} Sh^2 \right]^{0,5}$$

c = 0,02, SN est la dispersion de la fatigue du matériau, u est la fractile du risque et Sh la dispersion de l'épaisseur de la couche à la mise en œuvre.

Tableau 3.14: écarts-types

<i>Grave traitées LH et béton compactés</i>	<i>Sh = 3 cm (= 2 cm si maîtrise stricte qualité)</i>			
	Sh fonction épaisseur couche bitumineuse (e)			
Matériaux traités aux liants hydrocarbonés	E	e ≤ 10	10 < e < 15	15 ≤ e
	Sh	1	1 + 0,3(e-10)	2,5
	Sh = 1 cm (couche de base sur fondation traitée)			
Béton de ciment	Sh = 3 cm (autre)			

Tableau 3.15: Facteur de risque

<i>Fractile</i>	<i>-2,326</i>	<i>-2,054</i>	<i>-1,960</i>	<i>-1,881</i>	<i>-1,645</i>	<i>-1,439</i>	<i>-1,282</i>	<i>-1,175</i>	<i>-0,674</i>	<i>0</i>
Risque	1	2	2,5	3	5	7,5	10	12	25	50
r										

Pour ks qui est le coefficient de la plate-forme est lié à la nature du compactage, à l'hétérogénéité locale de portance et énuméré dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.16: coefficients de la plate-forme

<i>Module PF</i>	<i>E < 50 MPa</i>	<i>50 MPa < E < 120 MPa</i>	<i>E > 120 MPa</i>
Ks	1/1,2	1,1	1

Pour kd, le coefficient de discontinuité pour les matériaux hydrauliques est énuméré dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.17: Coefficient de discontinuité

<i>Matériau</i>	<i>Kd</i>
MTLH de classe T4 ou T5 Béton compacté	1/1,25
Bétons armés continus Dalle goujonnées	1/1,47
Béton de ciment	1/1,70
Tous les autres matériaux MTLH	1

L'ensemble des éléments énumérés ci-dessus se calcul à partir des formules listées ci-dessous :

- Sollicitations dans la structure par la charge de référence :

Les calculs des contraintes et déformations dans la structure sous la charge de référence (demi essieu 65 KN, pression $p = 0,662$ MPa uniformément répartie sur un cercle de rayon A) sont réalisés à l'aide d'un modèle multicouches élastique linéaire semi-infini de type modèle de Burmister.

La rigidité d'une couche se mesure par son module E (module de Young). La loi de Hooke met en relation ce module E avec la contrainte σ et la déformation ε par la relation

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.11)$$

Les principes de la mécanique des sols permettent de calculer la contrainte verticale en tout point d'un sol par la relation qui existe entre le poids volumique du sol (γ) et son épaisseur (h),

$$\sigma_z = \gamma \times h. \quad (3.12)$$

Les résultats des calculs de structure effectués par la méthode Alizé traduisent cette relation entre l'épaisseur de la couche, son module et la déformation engendrée, en incluant un autre facteur qu'est le trafic. Ainsi les contraintes de déformations ne se calculent pas seulement au regard du poids propre mais également en prenant en compte une charge supplémentaire.

La méthode de calcul selon le modèle multicouche est présentée ci-dessous.

- Les modèles multicouches

La structure de chaussée du modèle multicouche est décrite par un ensemble de couches considérées comme des solides élastiques (et non plus des plaques) d'épaisseurs finies et constantes en plan. La couche inférieure, dont la limite supérieure correspond à la PF, est un massif-infini. Les interfaces entre couches peuvent être collées ou décollées (glissantes), une continuité des déplacements (collages) ou à des contraintes de cisaillement nulles (glissement). Le calcul est fait sous une charge de référence de 65 KN (demi-essieu à roues jumelées). La charge est représentée par 2 disques de rayon 12,5 cm, dont les centres sont distants de 37,5 cm et appliquant une pression uniforme en surface de chaussée de 0,662 MPa. Les sollicitations (contraintes et déformations réversibles) sont calculées à la base des couches de matériaux liés et au sommet des couches non liées. La méthode suppose un calculateur numérique (d'où le programme Alizé ou les abaques bicouches) car la résolution des problèmes d'élasticité suppose un grand nombre d'opérations.

On peut toutefois retenir les formules d'Odemark (et Kirk pour la contrainte) permettant de calculer la contrainte verticale sur le sol et le déplacement vertical au niveau du sol support (déflexion). Il s'agit d'un multicouche élastique de n couches, d'épaisseur h_i , de module E_i et

de coefficient de poisson ν tous égaux à celui du massif ν , soumis à une charge schématisée par une pression uniforme q appliquée sur une aire circulaire de rayon a . le moule de massif est noté E_n .



Figure 3.8 : Modèle de Multicouche

Le déplacement vertical w au niveau du sol support et dans l'axe de la charge :

$$W = \frac{P}{\left[2E_n h_e \left(1 + \frac{a}{h_e}\right)^{0,5}\right]} \quad (3.13).$$

Dans le cas de bicouche, il faut prendre 0,9 à la place de 0,8

La contrainte verticale sur le sol support :

$$\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{a}{h_e}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}\right\} \quad (3.14).$$

h et a sont en mètre, P en N, q et E en MPa, w en millimètre.

- Sollicitations admissibles

Il s'agit de la vérification en fatigue de la structure et de la déformation du support. La méthode de dimensionnement distingue trois mécanismes différents d'endommagement par fatigue associés aux grandes familles de matériaux :

- Matériaux bitumineux : déformation horizontale, allongement relatif ϵ_t ,
- Matériaux traités aux liants hydrauliques : contrainte de traction σ_t ,
- Les matériaux non traités (de type GNT ou sol support) : déformation verticale ϵ_z .

Les sollicitations admissibles se calculent selon ces critères.

- Déformation admissible du sol support ou matériau non traité :

$$\epsilon_{z,ad} = A(NE)^{-0,22} \quad (3.15).$$

A dépend du trafic : $A = 0,016$ pour les chaussées à faible trafic ($T < T3$),

$A = 0,012$ pour les chaussées à moyen et fort trafic ($T \geq T3$)

- Déformation admissible des matériaux bitumineux (dits noir),

$$\epsilon_{t,ad} = \epsilon_t(NE) \times k_r \times k_c \times k_s \quad (3.16)$$

Sachant que k_r , k_c , k_s ont été déjà définies ci-dessus avec leurs méthodes de déterminations. Et $\varepsilon_t(NE)$ se détermine à travers la formule ci-dessous

$$\varepsilon_t(NE) = \varepsilon_6 \left[\frac{E(10^0 C)}{E(\theta_{eq})} \right] \times \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (3.17)$$

Les essais de fatigue au laboratoire selon cette méthode, sont exprimés pour une température de 10°C et une fréquence de 25 Hz. On néglige, en général, la correction de fréquence entre 10 et 25 Hz. La valeur du module de ces matériaux est donnée pour une température de 15°C (considérée comme température équivalente) et une fréquence de 10Hz. Le module d'un enrobé diminue quand la température augmente et la fréquence des sollicitations décroît. La température équivalente (θ_{eq}) est telle que la somme des dommages subis par la chaussée pour une distribution de températures soit égale aux dommages que subirait la chaussée soumise au même trafic mais pour une température constante dite équivalente.

- Contrainte admissible des matériaux traités aux liants hydrauliques (dits blancs)

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE) \times k_r \times k_c \times k_s \times k_d \quad (3.18)$$

$$\sigma_t(NE) = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (3.19)$$

Comme rappel, les constante K sont des coefficients de régression/facteurs de calibration (température, risque de calcul, portance de la plateforme) qui sont déduits du comportement et de la stabilité des matériaux observés in-situ ou au laboratoire. La constante b est le coefficient de la pente de la droite de fatigue des matériaux, tandis que σ_{NE6} et ε_{NE6} sont respectivement la contrainte en flexion et la déformation calculée pour 1×10^6 passages d'essieux standards de 130 KN.

La dernière partie de la méthode Alizé est la vérification du gel/dégel que nous nous réservons de présenter.

Avant de faire des commentaires sur les deux méthodes nous allons d'abord faire un aperçu sur le niveau de prise en compte de la température dans les différents essais routiers au laboratoire.

3.3 Prise en compte de la température dans différents essais routier et dans le mélange hydraulique et hydrocarboné.

3.3.1 Importance de la géotechnique dans les projets routiers.

La géotechnique est une discipline qui étudie le comportement des terrains constitutifs de notre planète en relation ou non avec la construction d'ouvrage par l'homme. Elle s'inscrit

dans une démarche de science expérimentale dont la connaissance s'appuie sur l'observation et la mesure permettant la compréhension des phénomènes et leur modélisation à des fins d'actions. La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de projet routier, si nous nous limitons dans le domaine routier.

Les études géotechniques doivent donc lever un maximum d'incertitudes sur le sol et sous-sol ou sur tout autre matériau entrant dans la construction dans le but d'éviter toutes surprises après l'exécution des projets. Pour ce faire, il est nécessaire de donner aux études géotechniques toute leur importance, une rigueur, et les moyens (techniques, humaines financières, etc.) nécessaires pouvant conduire à cette finalité.

3.3.2 Les différents laboratoires installés au Togo et études effectuées.

Au Togo, trois laboratoires seulement sont en charge des différents essais et études dans le domaine routier, il s'agit de:

- Geotech, laboratoire d'études de contrôles géotechniques et de contrôle de qualité sur les matériaux de construction,
- LAB TP, laboratoire d'études et de contrôle géotechnique et,
- Le LNBTP, laboratoire nationale des bâtiments et travaux publics.

Le dernier laboratoire (LNBTP) est celui qui nous a accueillis pour nos travaux d'information, il est créé depuis 1968 et joue un rôle stratégique dans la qualité des infrastructures.

Notre stage a consisté à rencontrer en premier lieu les responsables chargés des études dans une discussion technique et en second lieu, à toucher du doigt les différentes études et les essais effectués intégrant la température. Il a été souligné que plusieurs essais routiers comme soulignés ci-dessous, sont effectués dans ce laboratoire sur les matériaux de construction sur site comme au laboratoire, on effectue les essais comme :

- l'essai granulométrique (norme NF 94-056 et NF P 94-057) qui peut être par tamisage ou par sédimentométrie,
- essai au bleu de méthylène (VBS) (norme NF P 94-068),
- essai de teneur en eau qui permet de déterminer la teneur en eau d'un matériau,
- essai de détermination de la masse volumique minimale et masse volumique maximale selon la norme NF P 94-059,
- essai de détermination de la masse des particules solides selon la norme NF P 94-054,
- essai de teneur en matières organiques, définie par la norme XP P 94-047, qui permet de déterminer la teneur en matières organiques d'un sol,

- essai de détermination en matière organique selon la norme NF P 94-048, qui autre permet de déterminer la teneur en carbonate de calcium d'un sol,
- essai d'atterberg (norme NF P94-051),
- essai d'équivalent de sable (ES) selon la norme NF P 18-598,
- essai de vérification de la dureté du sol par Los Angeles (LA) (norme P 18-573) et micro Deval en présence d'eau (MDE) (norme P 18-572),
- essai de détermination du coefficient de friabilité des sables (FS) (norme P 18-576)
- essai CBR (norme NF P 94-078),
- essai Proctor (norme NF P 94-093)
- essai de la teneur en eau (norme NF P 94-050), etc.

L'ensemble des essais énuméré ci-dessus dont le matériel présenté en annexe, est le minimum qu'un laboratoire puisse disposer pour qu'il puisse être classé parmi les laboratoires routiers. Dans la recherche bibliographique nous avons découvert que d'autre matériel (présenté en annexe) permettent de mieux avoir des informations sur la variation de la température.

3.3.3 Etudes effectuées sur le bitume et mélange bitumineux au laboratoire.

Les chaussées autoroutières et la majorité des routes sont composées de deux couches d'enrobés soit celle de base et celle de surface. Le choix de ces matériaux et l'épaisseur des différentes couches sont dictés par des considérations économiques et par l'étude de dimensionnement. Pour tous les types d'usages, un revêtement bitumineux performant doit assurer la sécurité et le confort des usagés. La performance est aussi fonction de la durée de vie anticipée du revêtement tout en ayant un minimum d'intervention pour son entretien, donc doit pouvoir résister à l'arrachement, au désenrobage, à la remontée des fissures, à la fatigue , à l'abrasion et à l'usure et avoir des performances d'imperméabilité et de texture.

Un enrobé est défini selon la méthode LCPC comme « un mélange uniforme de granulats enrobés de bitume » chaque type d'enrobé est défini selon la nature et le dosage de ses constituants, par ses performances particulières et par la couche de chaussée à laquelle il est destiné. Les paramètres influençant la performance des enrobés sont la granulométrie, l'angularité et la forme des granulats, les teneurs en fines, la dureté et le dosage en liant et l'énergie de compactage lors de la mise en œuvre.

Le bitume enrobe le squelette granulaire et confère la cohésion et l'imperméabilité des enrobés.

Le bitume contribue également à la rigidité et à la résistance aux déformations des enrobés. Il est un matériau viscoélastique, c'est-à-dire que la réaction du matériau dépend de différents

facteurs tels que la durée et la vitesse d'application d'une charge, l'amplitude de la sollicitation d'une charge surtout la température. Effectivement, le bitume est un matériau ayant la propriété d'être plus souple à de haute température et plus rigide à de basse température. Raison pour laquelle les bitumes sont classés en fonction de leurs performances. Raison pour laquelle les enrobes bitumineux sont analysés en laboratoire pour vérifier la teneur en bitume, la granulométrie, la densité maximale, la teneur en espaces vides et les autres caractéristiques physicomécaniques du mélange.

Les analyses fourniront les données de densité maximale et de teneur en espace vides permettant d'établir le plan de compactage. Il est nécessaire de rappeler que, le liant bitumineux possède un comportement qui est thermiquement et cinétiquement susceptible. Sous une température élevée et/ou une longue durée d'application de charge, le liant bitumineux réagit asymptotiquement comme un fluide visqueux. C'est avant tout dans ces propriétés visqueuses du liant bitumineux que réside l'origine physique des déformations permanentes des matériaux bitumineux. Le choix d'un liant bitumineux ne se fait pas au hasard mais est fonction de la combinaison des facteurs suivants :

- La méthode de construction,
- La nature et la composition des agrégats,
- Les propriétés cohésion-viscosité des bitumes à pénétration, et des bitumes fluides,
- La température ambiante.

Pour cela, une étude minutieuse est sensée être faite sur le bitume comme souligné ci-dessus, en fonction du type d'ouvrage à construire tout en tenant compte de la variation thermique du milieu de construction. Les propriétés les plus importantes des enrobés bitumineux sont la susceptibilité à la température, la viscoélasticité et le vieillissement. Ces propriétés sont influencées par la température, de sorte qu'au moment où celle-ci augmente, le bitume devient visqueux et présente une réponse plastique quand il est soumis à des chargements plus.

Notre passage à LNBTP (laboratoire), nous a permis de savoir que les spécialistes du domaine et chargés des études sont conscients de la particularité qu'il faut accorder à l'études du liant hydrocarboné, et font de leur mieux pour donner de bon résultats en fonction des moyens dont ils disposent (moyens techniques). Comme il a été souligné, les méthodes de dimensionnement utilisées par les trois laboratoires est le LCPC-SETRA. Conformément à cette méthode, nous avons cherchés à savoir le niveau d'observation de la température par rapport aux études du bitume et du mélange bitumineux. Les informations recueillis nous ont permis de constater que cette méthode n'est pas utilisée à cent pour cent compte tenue de la

disponibilité du matériel d'essai, néanmoins nous allons nous permettre de présenter sommairement la démarche d'étude du mélange bitumineux adopté par la méthode LCPC-SETRA.

- Méthode d'étude du liant et de formulation d'enrobé selon LCPC-SETRA

L'épreuve d'étude et de formulation des enrobés appliquée par la méthode Française est définie par les normes. Elle se caractérise par une approche fondée le plus possible, sur les performances du mélange. La démarche fondée sur ce principe est en vigueur depuis une trentaine d'années, elle a été formalisée au début, dans des documents techniques SETRA-LCPC puis dans les normes françaises NF P. La méthode LCPC-SETRA est une méthode qui est fonction de l'utilisation projetée, du type d'enrobé et des sollicitations. Les exigences peuvent être différentes et faire varier les performances de l'enrobé, du type de bitume choisi et des essais à effectuer, ce qui a conduit les chercheurs à mettre en place plusieurs niveaux de formulation de l'enrobé allant de 0 à 4 comme présenté sur la figure ci-dessous.



Figure 3.9 : Niveau de classification du mélange bitumineux selon LCPC-SETRA

Le niveau 0 (sans essais) correspond aux enrobés destinés aux zones non circulées. Les autres différents niveaux de l'épreuve varient du plus simple (niveau 1) au plus complet (niveau 4), les niveaux supérieurs englobant les exigences des niveaux inférieurs. Pour le niveau 1, le mélange doit satisfaire une fenêtre de pourcentage de vide à l'essai de Presse à Cisaillement Giratoire ainsi que le seuil de tenue à l'eau. À l'exception du niveau 0, ce niveau est commun à toutes les épreuves. Dans le cas d'applications à faible niveau de sollicitation, le niveau 1 peut être suffisant sans essai complémentaire. La tenue à l'eau est mesurée selon NF EN 12697-12, méthode B en compression.

Le niveau 2 comporte les essais du niveau 1 (Presse à Cisaillement Giratoire et tenue à l'eau), auxquels on ajoute un essai d'orniérage alors que le niveau 3 comporte les essais du niveau 1 et ceux du niveau 2 auxquels s'ajoute la caractérisation du module du mélange.

L'essai de module est spécifié dans le cas de chantiers importants et lorsque la couche concernée intervient dans le fonctionnement structurel de la chaussée. Ce niveau implique que le produit est considéré appartenir à l'approche Fondamentale au sens des normes EN. Les valeurs de module à 15°C, 10 Hz ou 0,02s sont directement utilisées dans les modèles de calcul de dimensionnement.

Nous remarquons que cette méthode, oblige les laboratoires désireux d'adopter cette technique de formulation à disposer obligatoirement du matériel d'essais équivalent au niveau choisi pour la vérification des différents aspects mécaniques correspondants.

Le LNBTP comme les deux autres laboratoires n'ayant pas le matériel de vérification (essai de détermination du module et essai de détermination de la fatigue) les permettant d'observer totalement les principes de la méthode, ont préféré adopter le modèle Marshall.

- **Méthode Marshall**

Cette méthode classée parmi les méthodes empirique, a pour objectif de vérifier pour une température et une énergie de compactage donnée, le pourcentage des vides, la « stabilité » et le « fluage » dit Marshall d'un mélange hydrocarboné à chaud. Il s'applique aux mélanges hydrocarbonés en laboratoire ou prélevés sur chantier (grave bitume, béton bitumineux, autre mélanges hydrocarbonés à chaux) de dimension D, selon la norme P 18-101, inférieure ou égale à 20 mm, utilisés dans le domaine de travaux publics.

Avant d'effectuer le mélange, plusieurs essais sont susceptibles d'être réalisés. En fonction de la nature du projet, le choix du granulat est effectué suivant plusieurs spécifications et bien défini dans une maille à travers l'essai granulométrique tout en les passant par la suite à d'autres types d'essais (essai du bleu de méthylène, d'atterberg, de LA, de MED, détermination de la masse volumique).

La nature des granulats est validée lorsque les résultats des différents essais sont vérifiés et surtout lorsque sa courbe granulométrique est comprise entre les deux courbes de référence. Nous tenons à souligner que les trois laboratoires disposent des différents matériels d'essais sur le granulat souligné ci-dessus.

En ce qui concerne les essais sur le bitume, nous nous sommes plus limités au laboratoire LNBTP qui est le plus équipé que les deux autres. Les différents matériels d'essais effectués sur le bitume dont dispose le laboratoire sont listés comme suit:

- Essai de viscosité, qui consiste à mesurer l'importance des frottements internes qui s'opposent au glissement des couches fluides les unes sur les autres. C'est une propriété qui en retarde l'écoulement d'un fluide.
- Essai de pénétration, est un essai qui permet de déterminer la dureté d'un bitume en mesurant la pénétration verticale d'une aiguille standard à pointe émoussée dans un échantillon de bitume de consistance semi-solide dans les conditions de température. Cet essai se fait à température de 25°C à l'aide d'une aiguille sous une charge de 100g. durant 5 secondes. Et l'unité de pénétration est le 1/10 de millimètre et la pénétration est d'autant plus grande que le bitume est plus mou.
- Essai de point de ramollissement, bille et anneau, permet de mesurer la température à laquelle le matériau acquiert une consistance donnée, L'essai de ductilité est exécuté sur le bitume à la température de 25°C.

Le matériel utilisé au LNBTP pour effectuer l'ensemble de ces essais est illustré ci-dessous.



Figure 3.10: Essai de pénétrabilité



Figure 3.11 : Essai au point de ramollissement



Figure 3.12: essai au viscosimètre



Figure 3.13: Essai au pénétromètre

Une fois que l'ensemble des propriétés des granulats et bitume est validés, le mélange de bitume peut alors être effectué. La mise au point des mélanges bitumineux n'est pas codifiée, il suffit que les critères de formulation soient bien définis, tout en sachant que chacun d'eux est préalablement chauffé à la température indiquée, puis à l'aide du malaxeur d'enrobé présenté ci-dessous, le mélange est fait.



Figure 3.14: Malaxeur d'enrobé



Figure 3.15: Compacteur Marshall

Le mélange d'enrobé est mis dans des moules cylindriques de hauteur théorique de 63,5 mm, le moule est placé, pendant au moins 15 min, sous le jet circulaire d'eau froide maintenu de telle façon qu'il ne mouille pas l'éprouvette. Le moule est conservé 1 heure au moins à température ambiante (15 à 25°C) avant demoulage. Après demoulage, les éprouvettes numérotées sont pesées à 1 gramme près. On détermine la masse volumique apparente MVA à partir des mesures géométriques. Si la masse MVA d'une éprouvette s'éloigne de la masse volumique apparente moyenne des éprouvettes de plus ou moins 2%, la série est rejetée. Pour chaque éprouvette la moyenne des six mesures de hauteur doit être comprise entre 62,5 et 65 mm, avec une tolérance pour chaque mesure de plus ou moins 1,5 mm par rapport à la moyenne, si non la série est rejetée. La masse volumique apparente par pesée hydrostatique

est faite suivant la norme NF P 98-250-6 sans paraffinage. Les éprouvettes sont conservées 5 heures au moins à température ambiante après compage.

Avant d'effectuer l'essai de stabilité et de fluage Marshall, les éprouvettes et les mâchoires d'écrasement sont immergées dans l'eau à 60°C plus ou moins 1°C pendant 30 min plus ou moins 1 min dans un bain thermique indiqué sur la figure ci-dessous. Compte tenu de la durée de l'essai il est nécessaire d'échelonner les mises en d'immersion des éprouvettes, toutes les 5 min.

Les éprouvettes sont placées dans le mâchoire d'écrasement et l'ensemble est porté entre les plateaux de la presse universelle pour être soumis à l'essai de compression comme représenté sur la figure ci-dessous. La vitesse de plateau de presse est réglée à 0,85 mm/s plus ou moins 0,1 mm/s. Ces opérations doivent être réalisées en moins d'une minute.

La vérification de la stabilité Marshall est la valeur de la charge maximale à la rupture de l'éprouvette, et le fluage Marshall est la valeur de l'affaissement de l'éprouvette, selon son diamètre vertical, au moment de la rupture (ou à l'instant où on atteint le maximum de la charge).

La stabilité Marshall ainsi trouvée est exprimée en décanewtonnes et représente la moyenne des résultats d'au moins trois éprouvettes, et le fluage Marshall autre est exprimé en dixièmes de millimètre, représente la moyenne des affaissements d'au moins trois éprouvettes.

La formulation à retenir sera alors le résultat le mieux convenable.

Ainsi alors est déterminé la formulation du mélange du bitume avec vérification de la stabilité et de l'ornièrage par l'essai Marshall après conservation dans le bain thermique à 60°C pendant 30 minutes.



Figure 3.16: Bain thermique



Figure 3.17: Presse universelle



Figure 3.18: Mâchoire contenant l'éprouvette Figure 3.19: éprouvette d'enrobé

3.3.4 Etudes sur le traitement de la couche d'assise.

Le traitement du sol en liant hydraulique, consiste en un mélange du granulat étudié et additionné à un liant hydraulique dans une proportion bien définie. Le traitement du sol est une technique qui s'effectue en trois niveaux de couche de la chaussée, la partie supérieure du terrassement (PST) qui dépend de l'état hydrique du sol en place et des performances du sol recherchées, au niveau de la couche d'assise dont le traitement peut concerner les deux couches (base et fondation) dans le cas des chaussées rigides ou la couche de fondation seule dans le cas des chaussées mixtes.

Nous avons eu à souligner plus haut que les types de chaussées construites au Togo, sont les chaussées souples et les chaussées mixtes, dont le traitement en liant hydraulique ne concerne que la couche de fondation. Le traitement du sol est une technique qui a pour but de conférer aux matériaux des performances largement supérieures à celles des matériaux granulaires naturels.

Les liants hydrauliques sont, la chaux qui autre est plus utilisée au niveau de la couche de forme ou la partie supérieure du terrassement et prend l'appellation amélioration du sol qui a un effet à court terme, et le ciment autre utilisé au niveau de la couche d'assise qui autre prend l'appellation traitement du sol qui a un effet à long terme.

Le traitement du sol, exige une étude préalable sur le sol dans le but de pouvoir identifier les sols qui peuvent être traités et de déterminer le dosage qui convient le mieux permettant de réduire les effets de retrait susceptible de provoquer des fissurations qui peuvent remonter au niveau de la couche de roulement.

Le granulat destiné à être traité doit pouvoir remplir certains critères que seuls les essais au laboratoire peuvent donner. Cette étude s'effectue par identification en se référant à la classification géotechnique des matériaux selon la classification des graves de terrassement

routier (GTR) et selon la norme NF P11-300. Les essais indispensables pour qualifier un sol susceptible d'être traité et effectués au LNBTP sont :

- Essai granulométrique, un paramètre qui permet de distinguer les sols à traiter grâce à la dimension de leurs grains. Et la dimension maximale autorisée est de 50 mm et orientée dans des proportions bien définies.
- Essai d'atterberg,
- Essai du bleu de méthylène,
- L'essai d'équivalence de sable,
- Essai LA,
- Essai MDE,
- Essai FS,
- Essai Proctor,
- Essai CBR,
- Essai de compression simple selon la norme NF P 98-232-1,
- Essai de traction directe selon la norme NF P 98-232-2,
- Essai de traction indirecte selon la norme NF P 98-232-3,

Dès que le choix des granulats est validé, l'étude de la formulation est alors lancée. Ce sont les études qui déterminent la nature du produit de traitement et son dosage. Le dosage se calcule notamment en fonction des performances visées.

Le dosage se détermine en pourcentage (%) de la manière suivante :

$$d = \frac{100Q}{M_{sol} + Q + m_{cg}} \quad (3.20)$$

Avec Q la masse du produit de traitement, M_{sol} la masse du sol à traité et m_{cg} la masse correcteur granulométrique (éventuellement).

La détermination du besoin en liant (en tonnes de liant) :

$$\text{Apaisseur traitée} \times \varphi_d \times \left(\frac{d}{100} - d \right) \quad (3.21)$$

Avec d le dosage du liant exprimé en pourcentage.

L'étude du mélange du liant hydraulique au laboratoire tel que observé, n'intègre pas la température, elle se limite aux essais CBR et Proctor qui autre montre la portance immédiate sans l'intégration de la température.

3.4 Analyse et interprétation des recherches.

Comme souligné, il existe plusieurs méthodes de dimensionnement. Le travail de dimensionnement ne se fait pas au hasard, il est toujours confié aux spécialistes ou structures

du domaine dans le but d'effectuer un travail purement professionnel. Cela peut être un bureau d'étude ou un laboratoire. Que se soit l'un ou l'autre, il est à savoir qu'aucun dimensionnement ne peut être fait sans passer par un laboratoire géotechnique qui est sensé faire une étude dans le but d'orienter le dimensionnement ou pour confirmer un dimensionnement.

Au Togo, tel que souligné, le travail de dimensionnement est souvent confié au laboratoire et conformément aux informations que nous avons reçues, le laboratoire LNBTP comme les deux autres (GETHEC et LAB-TP) utilisent les mêmes méthodes de dimensionnement, la méthode empirique par CEBTP, et la méthode rationnelle à travers le modèle multicouche avec le logiciel Alizé (LCPC-SETRA). Les détails de ces deux méthodes ont été développés plus haut.

L'analyse de la méthode CEBTP dans sa description tient seulement compte de deux critères, le trafic et les caractéristiques des matériaux, sur lesquels la vérification de la consistance se fait. Elle dérive de la méthode CBR, car c'est l'indice CBR de la plate-forme ainsi que l'importance du trafic qui permet de déterminer les épaisseurs des couches de fondation et de base. La vérification des comportements mécaniques des matériaux surtout du mélange bitumineux n'intègre pas le concept température.

Au delà de nos constats, nos recherches bibliographiques nous ont permis de découvrir également l'existence des limites de la méthode CEBTP [Thiaw (2006), Ba (2008), Cambéré (2011)] que nous présentons comme suit :

- Les valeurs de la porosité/drainage des matériaux sont obtenues par déduction au lieu d'une détermination expérimentale,
- La remise en cause de la formulation des caractéristiques des matériaux notamment les graves traitées aux liants hydrauliques,
- La détermination du module des matériaux consacrés à partir du CBR,
- La pondération du pourcentage des fines par l'essai d'équivalence de sable,
- L'usage des valeurs pessimistes de performance mécanique des graves naturelles non traitées (GNT) déterminées en utilisant la norme française basée uniquement sur les mesures de dureté (teste du LA et Micro-Deval) des éléments granulaires.

En ce qui concerne la méthode LCPC-SETRA, nous nous sommes permis de plus développer la méthode de dimensionnement sans trop toucher le mélange du bitume qui n'est pas utilisé dans nos laboratoire, tout compte fait nous avons montré qu'il existe à travers les différentes épreuves, la vérification du comportement mécanique des mélanges bitumineux. Ce que nous

avons constaté, quand bien même que la méthode LCPC-SETRA, n'est pas utilisée jusqu'au bout, la vérification du reste des performances des matériaux est faite par le logiciel Alizé, dont les données sont introduites dans sa bibliothèque. Cette technique selon nous ne permet pas d'avoir les vraies performances des matériaux, ce qui justifie selon nous les surprises que nous ne cessons d'avoir sur nos diverses chaussées revêtue.

Cette méthode contrairement à CEBTP, intègre la température, mais malheureusement la prise en compte de la température sur la vérification des performances mécaniques des différents matériaux locaux des concepteurs du logiciel, n'a donné que des résultats qui répondent plus aux réalités de leurs milieux et non des conditions du Togo. L'intégration de la température dans les différents essais, selon ce qui est développée ci-dessus, consiste à mettre en place un coefficient de corrélation avec une température équivalente qui tourne autour de 10 à 15°C, alors que le Togo est dans une zone où les températures dépassent largement 15°C.

Nos recherches bibliographiques, nous ont permis comme la méthode CEBTP de compléter les insuffisances de la méthode LCPC-SETRA, détaillé comme suit :

La méthode Alizé est basée sur l'analyse des systèmes des couches linéaires élastiques, cependant d'après les recherches effectuées ces trente dernières années, les matériaux granulaires utilisés en couches de chaussée ont révélé un comportement élastique non linéaire, car il a été constaté que lors de l'application des charges, le comportement linéaire n'est que de courte durée influencé par la variation de la température et du trafic, donc la théorie de la relation contrainte déformation n'est plus linéaire. En plus après la publication des guides de dimensionnement et d'utilisation des matériaux en 1998, l'année 2005 ouvre une page dans la remise en cause de certaines lois qui gouvernent le fonctionnement de la méthode rationnelle, à la suite de l'observation de nombreuses pathologies structurales des chaussées enregistrées en France et en Afrique (au Togo). En effet, les résultats des travaux de Domec (2005) ont révélé que l'orniérage et la fissuration par fatigue qui affectent 60% environ des chaussées flexibles dimensionnées par la méthode française sont causés par un déficit structural. Cette faible portance est engendrée par des erreurs d'évaluation au niveau de deux (02) paramètres notamment :

- La détermination du module qui contrôle la rigidité des matériaux,
- Et la norme de l'essai de formulation des matériaux.

Or, nous avons vu que la détermination du module est influencée par la température d'où l'introduction du concept température équivalente par cette méthode de dimensionnement. Il a constaté, par exemple, que la rigidité des matériaux est affectée par une augmentation de

température de plus de 1°C dans la couche de base et de l'enrobé. Cette variation de température engendrerait 5% d'erreurs dans le calcul de module de rigidité des matériaux [De la Roche (2001) cités par Domec (2005)]. Ces observations nous poussent à nous poser la question suivante, l'insertion de la température équivalente n'est elle pas suffisamment équilibrée pour résoudre les problèmes d'orniérages et de remonter de fissures ? De nombreuses incohérences sont également notées dans l'hypothèse statistique d'estimation de la température équivalente dont aucun coefficient de calibration ou de correction spécifique n'a été défini surtout pour la température. En d'autres termes, Domec (2005) démontre que les valeurs prévues pour les contraintes et les déformations présentent des écarts importants tant pour les valeurs admissibles que pour les valeurs calculées pour différentes classes de bitumes et de graves utilisées. Cela laisse sous-entendre que même si la méthode LCPC-SETRA était observée à cent pour cent, le même constat de dégradation prématurée ne sera pas totalement raillé.

Pour revenir sur la méthode Marshall, elle se base plus sur deux facteurs :

- La vérification de la stabilité de l'enrober et,
- L'effet de fluage (déformation par orniérage).

Il consiste à déterminer la teneur en bitume d'un mélange bitumineux dont la composition granulométrique est donnée et d'en apprécier les qualités mécaniques à l'aide de l'essai Marshall. Cet essai consiste tel que souligné ci-dessus à mesurer après imbibition à 60°C dans l'eau pendant une durée de 30 mn ou dans une étude à la même température pendant deux heures du temps, la résistance maximale et la déformation correspondante d'une éprouvette de mélange soumise à l'écrasement entre deux mâchoires cylindriques. Cette méthode prend effectivement compte de l'effet de la température qui se joint aux deux autres (la pression du trafic et la nature des matériaux à mettre en place), mais le constat est que, les mêmes effets qui ont poussé les spécialistes du domaine, énumérés dans le chapitre précédent, sont également observés sur le réseau routier Togolais (problème d'ornière prématurée, fissures prématurées qui conduisent à la rupture). L'effet de la fatigue prématurée avec l'observation des faïençages sur différents tronçons tels que illustré sur les figure 3.2 à 3.7 montre que la méthode Marshall a également des limites. S'il faut se référer à la méthode LCPC-SETRA qui démontre le niveau de résistance du mélange bitumineux lié aux différents essais effectués, il montre qu'il y a quatre niveaux de considération de la performance du mélange bitumineux, et l'analyse de la méthode Marshall, nous permet de le positionner au niveau deux qui consiste à la vérification du pourcentage en vide, le seuil de tenue à l'eau et la vérification de l'orniérage

qui est équivalent à l'essai au fluage. Or pour la méthode LCPC-SETRA, le niveau 2 correspond aux chantiers à un trafic moyen. Ce qui sous en tant que le réseau routier sur la RN°1 est sous dimensionné (hypothèse qui sera plus vérifié dans nos futures recherches), car nos investigations nous a permis de savoir que le trafic sur la RN1 peut être classé dans la classe T3 (50 à 150), T2 (150 à 300) et T1 (300 à 750) (selon la classification LCPC) dépendant des périodes. Pour cela, nous pensons que le temps de conservation du mélange bitumineux pendant trente (30 mn) minute dans le bain thermique à 60°C ne permet pas d'avoir des résultats d'une manière plus représentatives, surtout que sur le terrain, la couche de roulement est exposée à l'ensoleillement pendant plusieurs heures et répété sur plusieurs jours et semaines voire plusieurs mois.

Conclusions générales.

Notre travail de recherche dont le thème est intitulé «Analyse de prise en compte du concept température dans la vérification du comportement mécanique des mélanges bitumineux au laboratoire», avait pour objectif d'analyser le niveau de prise en compte du concept température dans la vérification des comportements mécaniques des mélanges bitumineux au laboratoire suite aux nombreuses dommages prématurés observés sur le réseau routier Togolais, surtout sur la RN°1 (contournement d'Alédjo).

Dans le but de parvenir à ses objectifs, nous avons fait en premier lieu une étude bibliographique qui nous a permis de découvrir que notre inquiétude a été également débattue par d'autres. Sur ce point, ils ont démontré qu'en plus du trafic et des caractéristiques des matériaux qui sont des facteurs qui influencent la dégradation prématurée des chaussées revêtues lorsqu'ils sont mal pris en compte dans le dimensionnement et dans les différentes études géotechniques, l'effet thermique devrait également être inclus, car son exclusion dénaturerait les résultats des performances (module) recherchés au niveau de chaque couche de chaussée. Dans leur développement, ils ont souligné que le problème de décollement des interfaces, l'excès de charges dans les couches de chaussée, les remontées de fissures, l'observation des ornières, des arrachements de la couche de roulement, le faïençage est un ensemble de dommages qui conduit à la ruine prématurée de la structure dont la température en tire une grande part de responsabilité ce qui leur permet de conclure que la température est un facteur déterminant dans la dégradation prématurée des chaussées revêtues et que le trafic n'est qu'un facteur aggravant. Juste pour dire que, comme le trafic, la température doit être aussi considérée comme une sollicitation qui doit être intégrée dans les différentes vérifications des performances mécaniques des matériaux surtout du mélange bitumineux.

L'analyse du réseau routier togolais sur la nationale N°1, particulièrement au niveau du contournement, nous a révélé que les mêmes problèmes soulignés par ces chercheurs concernant la dégradation prématurée de leur réseau routier, sont observés également au Togo. Etant donné que nos recherches portaient sur les effets de la température; notre passage au laboratoire national (LNBTP), nous a permis de mieux savoir le niveau de prise en compte de la température dans les différentes méthodes de dimensionnement surtout la vérification des performances mécaniques des mélanges bitumineux adoptés dans les laboratoires géotechniques au Togo. Les informations reçues, nous ont permis de découvrir que, deux méthodes de dimensionnement sont retenues au Togo: il s'agit ici de la méthode CEBTP et LCPC-SETRA observées par tous les laboratoires.

L'analyse de ces méthodes nous a révélé que seule la méthode LCPC-SETRA intègre la température dans son dimensionnement et également dans la vérification des performances mécaniques. Mais cette méthode n'est pas en totalité prise en compte, suite à la non disponibilité de certains matériels d'essai, ce qui les oblige à vérifier les performances mécaniques du mélange par autre méthode qui n'est que la méthode Marshall considéré comme empirique. Dans son application (méthode Marshall), elle tient effectivement en compte la température, mais ne se limite qu'à la vérification de l'orniérage du mélange. Or d'autres aspects importants tels que le module des matériaux et la résistance à la fatigue, sont indispensables pour la vérification de la bonne tenue de la chaussée, ce qui rend cette méthode très limitée dans le dimensionnement des routes à fort trafic et à forte amplitude. Nous avons également remarqué que dans l'application de cette méthode, le temps de conservation du mélange qui est de trente (30mn) minutes dans le bain thermique, ne permet pas d'apprécier en vraie grandeur les résultats du fluage, étant donné que la route est exposée à l'ensoleillement pendant plusieurs heures et répété sur plusieurs jours et mois.

La recherche bibliographique nous informe que, les problèmes générés par l'effet de la température peuvent être combattus grâce à la connaissance parfaite des fluctuations de la température de l'air journalière et saisonnière du milieu de construction du projet, de même par une maîtrise parfaite de l'intensité de la radiation solaire et de sa distribution dans les couches. Malheureusement notre passage au laboratoire nous a permis de constater qu'aucune étude détaillée n'a été faite permettant une parfaite maîtrise de la variation de la température sur toute l'étendue du territoire togolais et sa variation dans les différentes couches. Nous croyons que c'est dans cette optique que Paul Teodor MARC à travers ces écrits déclare que « le succès à long terme de la conception des couches routières conduisent alors à une estimation précise du profil de température du milieu de construction, ce qui aide beaucoup particulièrement à l'évaluation des déformations de la chaussée, à une estimation correcte du mode de calcul ».

Cela nous permet d'affirmer que l'Afrique en générale et le Togo en particulier, doit se définir des méthodes de dimensionnement et d'essais qui doivent plus répondre aux réalités de leurs milieux.

Dans le but de mettre en place des données beaucoup plus concrètes et réalistes, il est souhaité qu'une étude soit faite sur la variation de la température sur toute l'étendue du territoire et effectuer des études expérimentales sur la propagation de la température dans les différentes couches par l'utilisation des capteurs de température et si possible faire des simulations avec

les déformations. Ces études permettront si possible de développer une méthode de calcul plus réaliste aux conditions de notre milieu.

Références bibliographiques

- 1- A. Aegerter, Dr A. Von Moos (Aout 1963). Essais Aasho et dimensionnement des chaussées en Suisse romande,
- 2- Absamad El ABD (Décembre 2006). Développement d'une méthode de prédiction des déformations de surface des chaussées à assises non traitées. Thèse Doctorat,
- 3- BakhitDikiBakaï (Juin 2011). Etudes techniques détaillées d'aménagement, de bitumage et environnementales de la voie de contournement Farcha-Milezi. Mémoire de Master en ingénieur de l'eau et de l'environnement,
- 4- Bauer Pascal, Deleval Emmanuel, Grin Lionel (version du 07-2007). Diagnostique et conception des renforcements de chaussées. Guide technique,
- 5- Bassem ALI (Octobre 2006). Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées : Application à l'analyse de l'orniérage. Thèse Doctorat,
- 6- Chantal de la ROCHE, Jean-Luc DELORME, Louise WENDLING (Septembre 2007). Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés. Groupe de travail RST,
- 7- Denis St-Laurent, ing (juillet 2006). CHAUSSEE 2 ; Logiciel de dimensionnement des chaussées souples. Québec,
- 8- Dr J. Perret, ing, Prof. A. G Dumont. Modélisation des charges d'essieu. Septembre 2004,
- 9- E. Barbé, H. Backaert, J. De Baets (Janvier 1947). Code de bonne pratique, pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques,
- 10- ENGAMBE Octave Noël (Juin 2009). Essais géotechniques au Laboratoire pour le dimensionnement des chaussées. Mémoire d'ingénieur génie civil,
- 11- G. GUINARD, G. LAURENT, P. BORDES (Edition 1996). Entretien courant des chaussées, Guide pratique,
- 12- Guy Doré ing Ph.D ; Jean-Pascal Bilodeau ing, Ph.D ; MasseurThiam, ing (Juin 2014). Impact des changements climatiques sur les chaussées des réseaux routiers Québécois. Département de génie civil et de génie des eaux, Université de Laval,
- 13- Hervé BRUNEL (2008). Cours de route. Université d'Orléans I.U.T de Bourges, Département génie civil,
- 14- Isis BRABET (Juin 2012). Le traitement des sols pour la couche de forme, plateforme de chaussée. Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur CNAM,
- 15- Jean-Pascal Bilodeau, GUY Doré (Avril 2017). Détermination de la résistance à la déformation permanente des matériaux granulaires de fondation de chaussées. Rapport final du groupe de recherche en ingénierie des chaussées,
- 16- Joannie Poupart (2013). Etude du comportement en déformation permanente des matériaux granulaires non liés de fondation de chaussées en condition de gel. Mémoire de Maitrise en génie civil,

- 17- JULLIETTE SOHM (17 mars 2001). Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux. Thèse de Doctorat,
- 18- Laurant Porot (Novembre 2010). Structures des chaussées souples, dimensionnement des chaussées souples par méthode mécanique. Formation technique,
- 19- M. Gunther GIDEL (27 Septembre 2001). Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. Thèse de Doctorat,
- 20- M. Vincent DOMECH (16 décembre 2005). Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux en Condition de trafic simulé et de température. Thèse de Doctorat,
- 21- Nadine TACHON (Juin 2008). Nouveaux types de liants routiers à hautes performances, à teneur en bitume réduite par addition de produits organiques issus des agroressources. Thèse de Doctorat,
- 22- Olivier PILATE, Xavier COCU (Décembre 2007). Agressivité du trafic –Mise à jour,
- 23- OUEDRAOGO Abdoul RAHIM (Juin 2011). Etude technique et détaillée des travaux de construction et de bitumage de l'interconnexion de la RN 01 et RN 04. Mémoire de Master en ingénierie de l'eau et de l'environnement,
- 24- Paul Teodor Marc (2011). Conception et réalisation de structures routières à hautes performances. Thèse de Doctorat,
- 25- Pessiezoum ADJOUSSE, (2001). Changement climatique global : Evaluation de l'évolution des paramètres climatiques au Togo. Mémoire de maitrise à Université de Lomé département de géographie,
- 26- Pierre GAUTHIER (2011). Etude du concept de structure inverse pour le renforcement de chaussées soumises aux charges d'autobus urbains. Mémoire pour l'obtention du grade de Maitrise en génie civil,
- 27- Saga Web pour LCPC-Labo Central Ponts Chaussées (Janvier 2009). Essai Marshall,
- 28- Sandoumbé THIAW (2006). Dimensionnement mécanique-empirique des structures de chaussée. Mémoire d'ingénieur génie civil.

Annexe 1: Quelques différents matériels d'essais utilisés sur site par le LNBTP



Figure 3.20: L'essai de sondage pressiométrique



Figure 3.21: Essai au Pénétrömètre dynamique



Figure 3.22: Essai à la plaque



Figure 3.23: Essai au Pénétrömètre dynamique

Annexe 2: Quelques différents matériels d'essais utilisés au laboratoire par le LNBTP



Figure 3.24: essai de la résistance à la Fragmentation



Figure 3.25: Essai CBR (California Bearing Ratio)



Figure 3.26: Appareillage pour essai au bleu de méthylène

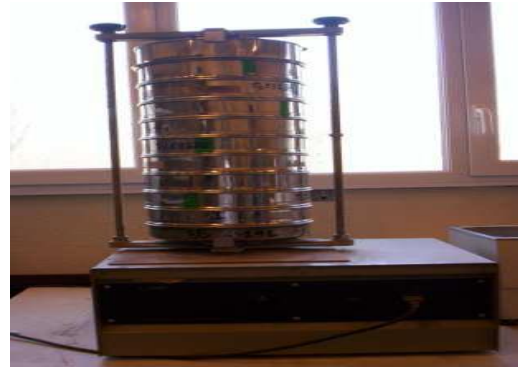


Figure 3.27: Dispositif de tamisage dynamique



Figure 3.28: Densimètre utilisé pour l'analyse granulométrique par sédimentation



Figure 3.29: Essai de limites d'Atterberg

Annexe3 : Présentation de quelques méthodes d'évaluations de la température sur site et au laboratoire trouvées dans la recherche bibliographique



Figure 3.30: Mise en place des capteurs de température, de la fabrication jusqu'à la pose dans la couche de GNT

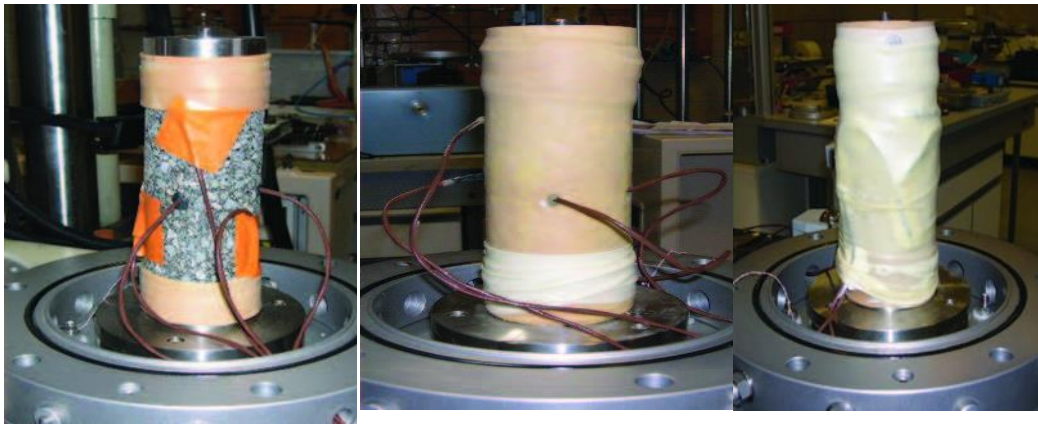


Fig 3.31: Disposition des sondes de température sur et dans l'éprouvette d'enrobé pour le test réalisé dans l'air



Figure 3.32: Les instruments pour suivre l'évolution des températures et déterminer l'indice de gel



Figure 3.33: Le réglage et l'étalonnage des instruments de mesure des températures