

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1. PRÉSENTATION DE L'AFRIQUE SUB-SAHARIENNE	5
1.1 Limites et étendues	5
1.2 Conditions environnementales.....	6
1.2.1 Climat.....	6
1.2.2 Sol et roc	8
1.2.3 Matériaux de construction.....	12
1.3 Réseau routier: état des chaussées et type de trafic	13
1.4 Conclusion	15
CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE ET PERSPECTIVES DE LA RECHERCHE	17
2.1 Problématique	17
2.2 Perspectives.....	19
2.2.1 Hypothèse de la recherche	19
2.2.2 Limitations et objectifs de la recherche	20
2.2.3 Méthodologie de la recherche.....	22
2.3 Conclusion	23
CHAPITRE 3 REVUE DE LITTERATURE.....	25
3.1 Différents types de chaussées et leur dimensionnement structural.....	25
3.1.1 Méthodes de dimensionnement.....	26
3.1.2 Chaussées non-revêtuées	27
3.1.3 Chaussées revêtues.....	31
3.2 Méthodes de dimensionnement des chaussées flexibles.....	44
3.2.1 Méthodes mathématiques formelles	44
3.2.2 Méthodes d'approximation mathématique	51
3.3 Chaussées rigides ou route en couches de béton	55
3.4 Chaussées semi-rigides ou chaussées mixtes.....	60
3.5 Conclusion	60
CHAPITRE 4 DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES EN AFRIQUE SUB-SAHARIENNE	63
4.1 Outils de conception structurale et leurs limitations.....	63
4.1.1 Catalogue du CEBTP	63
4.1.2 Catalogues du TRL et du TRL/SADC	67
4.1.3 Outils et démarches de conception spécifiques à certains pays	69
4.1.4 Catalogue du LCPC -SETRA	74
4.1.5 Catalogue du SAPDM de l'Afrique du Sud.....	79

4.2	Performance des chaussées et des outils utilisés en ASS	85
4.3	Identification des besoins des administrations routières.....	88
4.4	Conclusion	91
CHAPITRE 5 DÉVELOPPEMENT ET VALIDATION DU NOUVEAU CATALOGUE		93
5.1	Choix du type des chaussées pour le nouveau catalogue.....	93
5.2	Cadre conceptuel et théorique.....	94
5.3	Modélisation mathématiques et Algorithme	95
5.3.1	Estimation de la capacité structurale.....	96
5.3.2	Estimation de la durée de vie structurale	100
5.3.3	Charge et Essieu de référence pour le trafic	102
5.3.4	Classification du trafic	103
5.4	Caractéristiques des matériaux	104
5.5	Conditions environnementales.....	105
5.6	Conditions aux limites pour l'analyse structurale.....	106
5.7	Calibration structurale des données de l'OCS-Chaussée.....	108
5.8	Dimensionnement des chaussées avec l'OCS-Chaussée	115
5.9	Composition du nouveau catalogue	116
5.10	Conclusion	118
CONCLUSION GÉNÉRALE.....		121
RECOMMANDATIONS		123
ANNEXE I	FICHES DES CHAUSSÉES TYPES POUR L'ESSIEU DE 80 kN	125
ANNEXE II	FICHES DES CHAUSSÉES TYPES POUR L'ESSIEU DE 130 kN.....	131
ANNEXE III	BIBLIOTHÈQUE DES MATERIAUX DU SAPDM 2011	137
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		139

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau 1.1	Types de routes et leur état fonctionnel	13
Tableau 3.1	Types de structures de chaussées revêtues.....	31
Tableau 4.1	Classification géotechnique des sols.....	65
Tableau 4.2	Classes du trafic et paramètres de la couche du sol	65
Tableau 5.1	Classes de trafic utilisées pour le catalogue.....	103
Tableau 5.2	Valeurs du CBR en fonction de la position du niveau statique	106
Tableau 5.3	Données comparatives de WINJULEA vs OCS-Chaussée	110
Tableau 5.4	Sélection des valeurs de base du coefficient de calibration.....	110
Tableau 5.5	Données comparatives de I3C & WINJULEA vs OCS-Chaussée	111
Tableau 5.6	Données comparatives FWD & VSN-Excel vs OCS-Chaussée	112

LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1.1	Vue d'ensemble de l'Afrique Sub-Saharienne	5
Figure 1.2	Pluviométrie annuelle et types de sols	9
Figure 3.1	Principaux éléments structuraux d'une chaussée revêtue	34
Figure 3.2	Convention et présentation de la charge du trafic.....	35
Figure 3.3	Propriétés des matériaux et leur loi de comportement analytique	36
Figure 3.4	Analyse linéaire d'une couche selon Boussinesq.....	45
Figure 3.5	Analyse linéaire d'une couche selon Foster & Ahlvin (1954)	46
Figure 3.6	Analyse linéaire multicouche selon Burmister (1943).....	47
Figure 3.7	Caractérisation des matériaux (loi de Mohr-Coulomb)	49
Figure 3.8	Maille pour une structure tricouche (logiciel CESAR).....	49
Figure 3.9	Analyses par réseau de Neurones	50
Figure 3.10	Transposition géométrique d'Odemark	52
Figure 3.11	METd'Odemark utilisant la couche de sol comme référence.....	53
Figure 3.12	Comportement mécanique d'une couche en béton (dalle)	57
Figure 3.13	Localisation des points de faiblesse des chaussées rigides	57
Figure 3.14	Exemple type d'endommagement des chaussées rigides.....	58
Figure 5.1	Comparaison des coûts de projets entre les types de chaussées.	94
Figure 5.2	Écran de travail avec OCS-Chaussée.....	96

Figure 5.3	Réponse mécanique et performance de la chaussée.	97
Figure 5.4	Analyse de la structure de Classe A / 3 à 10 millions d'ESALs (TRH4)	113
Figure 5.5	Analyse de la structure de Classe A / 3 à 10 millions d'ESALs (TRH4)	113
Figure 5.6	Organigramme de dimensionnement avec l'OCS- Chaussée.	116

Rapport.Gratuit.Com

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHO	American Association of State Highway Officials.
AASHTO	American Association of State Highway Transportation Officials.
AC	Asphalt Cement.
ACC	Association Canadienne du Ciment.
AICD	Africa Infrastructure Country Diagnostic.
AGEPAR	Association des Gestionnaires et Partenaires Africains de la Route.
AIPCR	Association Internationale Permanente des Congrès de la Route.
AL	Analyses linéaires.
ANL	Analyses Non Linéaires.
AMADEUS	Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures.
APT	Accelerated Pavement Test.
ASS	Afrique Sub-Saharienne.
CAPSA	Conference on Asphalt Pavements in Southern Africa.
CBR	California Bearing Ratio.
CEA	Commission Économique de l'Afrique.
CEBTP	Centre Expérimental et de Recherches du Bâtiment et les Travaux Publics.
CEDEAO	Communauté Économique et Douanière de l'Afrique de l'Ouest.
CEEAC	Communauté Économique des États de l'Afrique Centrale.
CRCP	Continuously Reinforced Concrete Pavements.
COMESA	Communauté Monétaire et Économique au Sud de l'Afrique.
COST	Committee on Science and Technology.
CSIR	Council for Scientific and Industrial Research.
C-SHRP	Canadian Strategic Highway Research Program.
DJMA	Débit Journalier Moyen Annuel.
EG	Equivalent Granulaire.
ERDC	Engineer Research Development Center.
FEM	Finite Element Method.
GAMES	General Analysis of Multi-layered Elastic System.
GNL	Grave Non Traitée.
GTR	Guide de Terrassement Routier.
HDM	Highway Design and Maintenance of Standards Model.
HVS	Heavy Vehicule Simulator.
IRI	Institut de Recherches Interdisciplinaire.
IP	Indice de Plasticité.
ISTED	Institut des Sciences et des Techniques, de l'Équipement et de l'Environnement.
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
ME	Méchanique Empirique.
MEPDG	Mechanistic Empirical Pavement Design Guide.
MET	Method of Equivalent Thickness.
MTQ	Ministère des Transports du Québec.

NCHRP	National Cooperative Highway Research Program.
NE	Nombre d'Essieux (ou nombre de cycles de répétition ou de passages).
NEPAD	New Economical Partnership for African Development.
OCDE	Organisation pour la Coopération et le Développement Économique.
OCS	Outil de Conception Structurale.
ONU	Organisation des Nations Unies.
PCA	Portland Cement Association.
PMC	Performance Management Consultiong.
RTFOT	Rolling Thin Film Oven Test.
SADC	Communauté de Développement au Sud de l'Afrique.
SAMDM	South African Mechanistic Design Method.
SAPDM	South African Pavement Design Method.
SATCC	Southern Africa Transport and Communications Commission.
SETRA	Services des Études Techniques des Routes et Autoroutes.
SN	Nombre Structural.
SSA	Sub-Saharan Africa.
TG	Technical Guide.
TRH	Technical Recomandation for Highways.
TRL	Transport Research and Laboratory.
USACE	U.S Army Corps of Engineers.
USCS	Unified Soil Classification System.
USD	Dollars américains.
VS	Versus (locution de comparaison).

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

a	rayon.
cm	centimètre.
C	constante de cohésion.
°C	degré Celsius.
C	matériaux cimentés.
E	composante du module des matériaux.
EG	équivalent granulaire.
D	valeur du ratio dans la loi de Miner.
F	fréquence.
f	facteur ou coefficient de régression/corrélation (laboratoire ou terrain).
G	module de cisaillement.
Gi	matériaux granulaires.
h	épaisseur.
h _e	épaisseur équivalente.
I	composantes des contraintes de l'état de saturation en eau.
K	module de réaction du sol.
k (k _e)	coefficient de régression.
kg	kilogramme.
km ²	kilomètre carré.
mm	millimètre.
m	mètre.
MPa	mégapascal.
N	nombre de passages (ou cycles) des poids lourds.
N _J	débit journalier moyen des poids lourds.
P	pression de contact des pneus.
q	charge appliquée à chaque roue.
r	distance entre le centre et le point d'application de la charge.
R	Rayon de courbure du bassin de déflexion
S	ratio de contraintes.
T	température considérée.
V	volume.
VD	densité volumique.
W	composante de la déflexion.
Y	période de service ou durée de vie.
Z	cote de profondeur ou épaisseur.
A%	taux d'accroissement annuel.
Θ	somme des contraintes.
Log	logarithme de base 10.
Ln	logarithme népérien.
π	3.1416

ε	composante de la déformation.
σ	composante de la contrainte
Φ	angle de friction.
μ, v	coefficent de poisson.
τ	composante de la contrainte de cisaillement.
Σ	somme.
\emptyset	angle de friction.
Ψ	succion.
γ	poids unitaire de l'eau.
α, δ, β	coefficent de régression estimé au laboratoire.
η	viscosité de l'enrobée.
wPI	coefficent de calibration de la plasticité.
M_R	module résilient.
S_u, C_u	résistance au cisaillement non drainé.
E_{oed}	module oenométrique.
Rc_7	résistance des matériaux à 7 jours.

INTRODUCTION

L’Afrique Sub-Saharienne (ASS) est un territoire en croissance démographique qui a enregistré une nouvelle dynamique d’urbanisation au début des années 1980. Selon les estimations de l’Organisation pour la Coopération et le Développement Économique (OCDE), cette zone abritera 1,7 milliard d’habitants en 2012, avec des disparités de répartition régionales et locales entre les zones urbaines et rurales [OCDE (2006), Thiam (2009)]. La mobilité de cette population et le transport de leurs marchandises crée un besoin important en infrastructures qui doivent être viables sur une longue durée. Avec une incidence d’environ 35% sur le prix de revient des produits et 80 à 90% du trafic réalisés au moyen des camions, le transport routier est devenu un des principaux leviers qui favorise le développement socio-économique et soutient l’intégration sous-régionale [Howe (2001), Kessides (2005), Noyoulewa (2009), Thiam (2009)]. Cette position de seconde locomotive a renforcé le choix des projets de construction et de modernisation des chaussées parmi les enjeux majeurs en cours de financement par les fonds substantiels du Nouveau Partenariat de Développement pour l’Afrique (NEPAD). Cependant les travaux de construction, d’entretien et de réhabilitation de ces ouvrages nécessitent des budgets très importants et exigent une expertise pointue pour assurer l’équilibre entre les buts, les moyens effectifs à mobiliser, l’état de service sécuritaire, le confort à garantir aux usagers et l’esthétique des chaussées construites (Assaf, 2011). Les résultats d’analyses économiques des projets routiers effectuées en ASS ont estimé les coûts des travaux entre 240 et 750 milliers de dollars américains (USD) au kilomètre de bitumage pour un trafic moyen à lourd [Béré (2007), Assaf (2011)]. Mais dans le même temps, plusieurs données obtenues sur des auscultations post-travaux ont permis de constater que plus de la moitié des ouvrages existants ont été endommagés avant la fin de leur durée de vie estimée. Diverses causes ont été identifiées au nombre desquelles figurent : les erreurs de dimensionnement structural, la gestion inadéquate des ressources mobilisées ainsi que le non-respect des échéanciers pour l’entretien et/ou la réhabilitation des axes routiers. La conciliation de ces différents aspects et des avantages attendus (en termes de sécurité, de confort au roulement et de durée de vie) s’est traduite par l’utilisation de plusieurs outils scientifiques et techniques pour faciliter le dimensionnement

et la construction des chaussées. A cela ont été ajoutées diverses lois sur le transport et les différentes normes techniques à respecter. Toutefois, les coûts élevés des travaux d'entretien routiers (jusqu'à 5,2 milliards USD par an) et les données d'auscultations des chaussées réalisés à partir de 2004 ont montré que la recherche de solutions à la problématique du dimensionnement structural et de la durabilité des routes en ASS demeurait à l'ordre du jour (Riverson *et al.* 1991). Le Togo par exemple a dépensé 97% des recettes enregistrées par les postes de péages entre 1997 et 2006 dans l'entretien routier et de nombreux dommages socio-sanitaires ainsi que des bris au niveau des équipements ont été observés (Noyoulewa, 2009). Avec un tel rendement, la contribution des routes à l'accroissement des revenus et à la compétitivité économique est sérieusement compromise. Ce constat n'est pas propre à ce pays; plusieurs autres situations critiques ont été mentionnées dans l'espace sub-saharien [Riverson *et al.*(1991), Jooste (2004), CAPSA/Zimbawé (2004) cité par Theyse *et al* (2011), Béré (2007), Kannemeyer *et al.* (2008), Ngagnon *et al.* (2008)]. Un pool d'experts de l'OCDE a résumé la situation en ces termes :

«Le problème des infrastructures en Afrique est autant une question politique et de capacité qu'un enjeu de financement, puisqu'il relève du manque de capacités et de compétence organisationnelle des bureaucraties étatiques dans le processus de prise de décision.» OCDE (2006, p.3)

C'est donc pour apporter une contribution à la résolution de cette problématique que ce travail de recherche et développement a été entrepris afin que les résultats apportent à l'administration routière des outils d'aide à la prise de décision pour réaliser des diagnostics sur la performance structurale initiale (à l'étape de conception) ou résiduelle (planifier la réhabilitation), la gestion des chaussées et comme support lors des formations. Cette contribution scientifique et technique a été également inspirée par l'existence des résultats probants sur l'amélioration de la conception structurale des chaussées en utilisant de façon sécuritaire les outils disponibles (Vaillancourt et Perraton, 2010). Cette approche a été mise en œuvre par le ministère des transports du Québec (MTQ) qui partant du modèle de l'AASHTO 1993 (*American Association of State Highway Transportation Officials*) a pu développer des outils (comme le logiciel Chaussée-2 et des manuels d'évaluation des

détériorations) de conception structurale des chaussées performantes pour la résistance à la fissuration et à l'orniérage malgré les effets conjugués du volume du trafic des poids lourds et de la rigueur du climat nordique (cycles de gel/dégel).

Les résultats de cette recherche ont été regroupés en cinq (5) chapitres structurés de la façon suivante :

- le premier chapitre présente les traits généraux de l'Afrique subsaharienne;
- le second chapitre comprend les points ci-après: la problématique, l'hypothèse, les objectifs, les limitations de la recherche et la méthodologie de la recherche;
- le troisième chapitre contient les résultats de la revue de littérature sur les principaux paramètres et les méthodes de dimensionnement des chaussées;
- le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des méthodes de conception en génie routier subsaharien et leurs limitations ainsi que l'analyse de la performance des structures de chaussées existantes et des besoins des administrations;
- le cinquième chapitre restitue tout le processus ayant conduit au développement d'outil de conception structurale (OCS-Chaussée) et du nouveau catalogue de dimensionnement structural qui est constitué des chaussées flexibles.

Dans chaque chapitre, les résultats obtenus ont été, au fur et à mesure, analysés, commentés et interprétés en utilisant les données de l'état des connaissances et des règles de l'art actuel combinées aux résultats des retours d'expériences professionnelles, personnelles, avec les administrations béninoise (Office Béninois des Recherches Géologiques et Minières, la Direction Générale de l'Eau) et congolaise (Bureau du Contrôle de Bâtiments et des Travaux Publics) et avec les firmes du secteur du génie-conseils (NOSTRA-LTD, SETEM-Bénin) et différentes compagnies de construction (SOGEA-SATOM-SGE, Vinci-Énergies-France, Colas-Bénin).

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE L'AFRIQUE SUB-SAHARIENNE

Ce chapitre présente quelques traits généraux de la zone d'études et les paramètres locaux qui jouent un rôle majeur dans le dimensionnement structural et la détérioration des chaussées.

1.1 Limites et étendues

Le territoire nommé «Afrique Sub-Saharienne ou ASS» dans ce travail de recherche désigne une région qui s'étend du Mali jusqu'à l'Afrique du Sud. Les différents pays ciblés dans cet espace de l'Afrique peuvent être visualisés à travers la carte présentée à la figure 1.1.



Figure 1.1 Vue d'ensemble de l'Afrique Sub-Saharienne
Tirée de Labecque et Collin (2011, p.380)

La superficie couverte représente les 3/5 environ de l’Afrique (Labecque, 2010). La frontière du côté Nord est occupée par un espace désertique appelé Sahara qui a donné naissance à l’adjectif «sub-saharien». Cette zone est divisée en trois (03) territoires ayant des enjeux économiques et environnementaux similaires, qui sont :

- l’espace CEDEAO (Communauté Économique et Douanière de l’Afrique de l’Ouest) ou territoire de l’Afrique de l’Ouest regroupant 16 pays [$5112\ 060\ km^2$];
- la zone CEEAC (Communauté Économique des États de l’Afrique Centrale) ou Afrique centrale avec 11 pays ($3021\ 180\ km^2$);
- la région SADC (Communauté de Développement au Sud de l’Afrique) ($6\ 755\ 902\ km^2$) et la COMESA (Communauté Monétaire et Économique au Sud de l’Afrique) ($605\ 240\ km^2$) ou Afrique australe et Afrique de l’Est avec quatorze (14) pays.

1.2 Conditions environnementales

Pour réaliser une conception structurale de chaussée raisonnable, le contexte local est pris en compte à travers les analyses de certains paramètres comme : le climat, le sol, les matériaux de construction et le trafic [Brown (2004) cité par Van Wijk *et al.* (2007), Assaf (2010)].

1.2.1 Climat

En génie routier, les impacts du climat sont analysés à travers plusieurs facteurs qui sont susceptibles d’accentuer la magnitude des détériorations. Plusieurs auteurs ont retenu que la pluviométrie, la température, le cycle du gel/dégel et la fluctuation de la nappe phréatique constituent les paramètres déterminants [Huang (1993), Yoder (1963), Balay *et al.* (1998) cités par El Abd (2006), Bowskill *et al* (2002), Vaillancourt(2010), Doucet et Doré (2004) cités par Bilodeau (2009)].

L’ASS présente un climat continental à deux composantes: tropicale et équatoriale. Celles-ci contrôlent la répartition climatique latitudinale régionale marquée par des contrastes locaux

au niveau de la pluviométrie et de la température. On observe également une influence de la désertification dans ses limites septentrionales (Sahara) et méridionales (Kalahari).

Pluviométrie

La pluviométrie moyenne montre une distribution hétérogène avec des régimes bimodaux et monomodaux. Les pluies sont de type orageux, de courte durée et à forte intensité. Les valeurs moyennes des précipitations varient annuellement entre les isohyètes de 250mm à plus de 2000mm (Tockol, 1993). Leur répartition permet de distinguer trois (3) zones climatiques (figure 1.2) :

- la zone à climat tropical sec ou climat intertropical sahélien (soudano-guinéen) et kalaharien est marquée par une tendance pluvio-orageuse annuelle monomodale de courte durée (1 à 3mois) qui concentre de 300mm (millimètre) à 800mm d'eau. Cette accumulation soudaine engendre des inondations et des érosions de sol. Le Mali, le Botswana, la Namibie, le Niger, le Sud-Soudan, le Tchad, la Somalie, le Djibouti, l'Éthiopie, une partie de l'Afrique australe, le Sénégal, le Burkina-Faso et une partie du Kenya sont concernés;
- la zone à climat équatorial qui se rencontre en Afrique centrale (espace CEEAC) avec plus de 2000 mm d'eau enregistrés à travers un régime bimodal de 6 à 8 mois (L'Hote *et al.* 1996). C'est le territoire le plus humide de toute l'Afrique, avec un maximum pluviométrique pouvant atteindre 9000mm. On y note également une fluctuation de faible profondeur (0,5 à 5mètres) de la cote de la nappe phréatique. Les experts du Centre Expérimental et Recherches du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP, 1980) ont observé que dans ces conditions la teneur en eau dans les matériaux est fréquemment au-dessus de l'optimum PROCTOR. Ceci contribue à la baisse du module des matériaux et de la portance du sol;
- la zone à climat tropical humide (guinéen) est caractérisée par une moyenne comprise entre 800mm et 2000mm avec des disparités locales de type monomodal (2,5 à 4 mois de pluies) ou bimodal (2-3mois et 4-3mois). C'est la zone de la majorité des pays de la

CEDEAO situés sur le littoral côtier de l'Atlantique (Golfe de Guinée), la COMESA et de la SADC.

Température

Les conditions de température et de pression atmosphérique en ASS suivent la tendance pluviométrique et le relief. Les moyennes des températures annuelles sont comprises entre 16°C et 35°C. Les écarts moyens thermiques saisonniers entre les zonages sont de 4°C à 6°C. Tandis que la variation journalière de température (jour/nuit et saison pluvieuse/saison sèche) enregistrée varie entre 8°C (climat tropical humide et équatorial) et 15°C (climat tropical sec et soudano-guinéen). Ces conditions stables pendant une longue durée favorisent :

- les conditions d'humidité qui accélèrent à l'altération du sol et du roc;
- l'évapotranspiration ambiante qui assèche les sols et engendre la fissuration par dessiccation des sols argileux et des matériaux traités au liant hydraulique.

Les écarts thermiques contribuent également à la dégradation des enrobés bitumineux par thermoclastie, et à leur vieillissement précoce par écaillage, la déflexion, ainsi que la microfissuration des bétons de ciment et leur amplification au niveau des joints pendant la cure de mûrissement.

1.2.2 Sol et roc

Le sol est l'assise support de la structure de la chaussée. La connaissance de ses caractéristiques est capitale pour réduire les impacts sur la performance structurale et la modélisation de l'un des chaussées (Vaillancourt, 2010). En ASS, la zonalité climatique a influencé la composition, la nature des sols et le type d'altération du roc. Deux types de sols ont été différenciés: les dépôts sédimentaires et les sols résiduels. Leur constitution comprend aussi bien des matériaux fins pulvérulents (argileux à silteux) que des éléments granulaires (sable à gravier). Les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques de ces sols sont

contrôlées par la proportion de la partie fine et par la perméabilité d'ensemble qui contrôle le drainage souterrain (Koubikana, 2001).

Sols latéritiques

Ce sont des sols résiduels dont la composition dominante est de type latéritique. Ils sont issus de l'altération in-situ du roc (roche magmatique, métamorphique ou sédimentaire indurée) daté du Précambrien au Cénozoïque. Ils constituent l'horizon supérieur du manteau d'altération. Les coupes de sondages et les tranchées révèlent fréquemment une superposition de la grave latéritique au-dessus de l'arène sablo-argileuse qui repose sur le roc altéré. La figure 1.2 restitue la répartition géographique de ces sols latéritiques en Afrique subsaharienne en fonction de leur richesse en oxydes de fer et leur lien avec les hauteurs pluviométriques [Autret (1983) cité par Tockol (1993)].

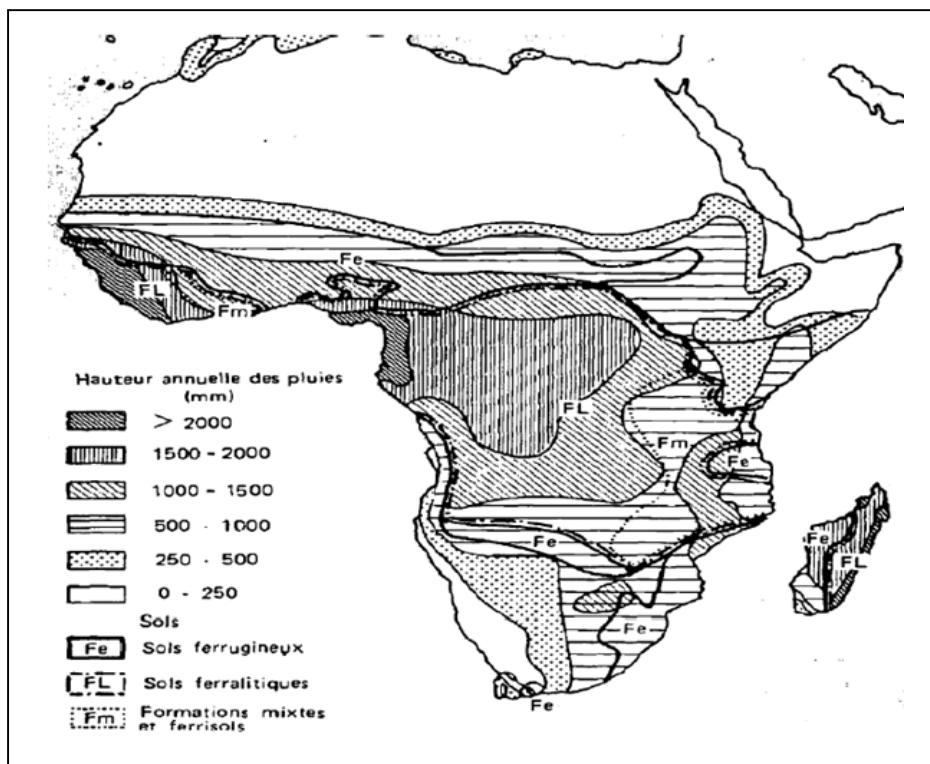


Figure 1.2 Pluviométrie annuelle et types de sols
Tirée d'Autret (1983) cité par Tockol (1993, p.16)

Ce sont des sols typiques des zones où le roc est peu profond. Leur squelette granulaire est fréquemment enrobé dans une gangue argileuse. Les ferrisols et les sols mixtes qui s'y associent sont caractéristiques des milieux hydromorphes. Malgré la présence de nodules dans leur composition, les sols latéritiques présentent des drainages médiocres et des indices de plasticité (IP) dont la valeur 25 constitue le seuil de différenciation [Autret (1983) cité par Tockol (1993)]. Ces auteurs ont établi la classification suivante pour ces matériaux granulaires:

- Classe $IP \leq 25$ correspond aux sols ferrugineux (plus noduleux et moins argileux);
- Classe $IP > 25$ pour les sols ferralitiques (forte proportion d'argile).

Dépôts sédimentaires

Les dépôts sédimentaires détritiques sont par contre constitués soit par des alluvions (anciennes terrasses des cours d'eau), soit par des dunes, ou soit par des accumulations d'anciennes plages marines ou lacustres. La classification usuelle est plus de type stratigraphique. On distingue deux groupes : les dépôts récents et les dépôts anciens.

- dépôts récents datés du Quaternaire

Leur composition lithologique est variable. Les types suivants sont fréquents : les sols argilo-sableux rouges, les sols sablo-argilo-limoneux (jaunâtre à lie de vin), les sols silteux, les sols graveleux et les sables côtiers (cordons sableux multicolores). Ils sont facilement observables au niveau des sols de fondation des édifices des villes construites dans les bassins sédimentaires. C'est le cas notamment de la bordure de l'Océan Atlantique (Dakar, Abidjan, Cotonou, Libreville, Pointe-Noire, etc.) et Indien (Maputo, Lusaka, Dares-Salam, etc.) ainsi qu'au niveau des grands fleuves (Niamey, Bamako, Saint Louis, Brazzaville, Kinshassa, etc.). Ces dépôts sont localement en contact avec les plans d'eau (cours d'eau, lac, océan). Le niveau statique est peu profond (rarement au-dessus de 2 mètres). Ce qui constitue une menace potentielle pour la capacité portante de ces sols qui servent d'assise à la chaussée.

- dépôts anciens daté du Pléistocène et plus

Ils sont constitués par des sédiments gréseux-argileux, rougeâtres ou limoneux ou multicolores, accumulés sur des grandes épaisseurs. Leur composition est similaire aux dépôts précédents. Par contre, on note la présence des couches compactées à consistance de grès tendres et des dalles silicifiées. Leur appellation locale varie suivant les zones : le Karoo en Afrique Australe, le Stanley Pool et les grès Batéké en Afrique Centrale, ou le Continental intercalaire et le Continental terminal pour le reste de l'Afrique. Le niveau statique de la nappe y est souvent profond ; entraînant un dessèchement des horizons supérieurs. Cette situation affecte la cohésion des matériaux pulvérulents. Ceux-ci subissent facilement l'érosion pluviale qui favorise une forte libération des éléments fins à l'origine de la formation de la boue en présence d'eau. D'où le mauvais drainage de certains sols d'apports utilisés en géotechnique routière.

Classification géotechnique et limitations

Différents types de classification des sols sont utilisés en géotechnique routière en ASS. Les plus courantes sont :

- les normes USCS (*Unified Soil Classification System*), le Guide de Terrassement Routier (GTR) et le Guide sur la Grave Non Traité (GNT) majoritairement pour les pays francophones;
- les critères de l'*American Association States Highway Officials* (AASHO) pour la zone Anglophone;
- les classifications locales comme le cas de la Côte d'Ivoire avec les travaux de Cougny (1987) cité par Tockol (1993).

La fluctuation du niveau phréatique dans les sols de type dépôt ainsi que la présence de la matière organique (tourbe) constituent quelques limitations géotechniques connues pour ces sols. Quant aux sols résiduels (latéritiques), la proportion importante des fines (argileuses et

micacées) et de nodules ayant des noyaux fissurés justifie l’application d’un traitement de stabilisation (ciment, chaux ou enrichissement granulaire) avant leur utilisation (Nzinga et Koubikana, 2010).

1.2.3 Matériaux de construction

L’analyse de la figure 1.2 montre que la géologie de l’ASS présente divers faciès lithologiques ayant une extension à l’échelle régionale. Ces similitudes se rencontrent également dans les caractéristiques géotechniques. Leurs performances mécaniques permettent de fournir des matériaux de construction avec des options variables d’utilisation : soit à l’état naturel (après concassage), soit après traitement (lithostabilisation par enrichissement du squelette granulaire, traitement hydraulique à la chaux ou au ciment ou avec un mélange ciment + émulsion bitumineuse). Les principales roches exploitées dans les carrières proviennent des roches, soit :

- sédimentaires (sable, gravier, grès, silexite, jaspes, dolomies, calcaires, etc);
- magmatiques intrusifs (granite, gabbro, granodiorite, etc.) et volcaniques (basalte, rhyolite, dolérites, etc);
- métamorphiques (gneiss, migmatites, quartzites, etc).

De nombreux essais de caractérisation et de calibration des matériaux ont donné des résultats géotechniques concluants pour leur utilisation comme granulat sous toutes les formes et pour divers types de travaux d’infrastructures routières (Pinard, 2006). On peut citer quelques résultats:

- les travaux géotechniques d’Autret (1983), de Tockol (1993), de Bagarre (1990), de Ba (2008 et 2012), de Nzinga et Koubikana (2010);
- les travaux conjoints de l’Institut des Sciences et des Techniques de l’Équipement et de l’Environnement(ISTED) et du CEBTP relatifs aux graves latéritiques (1990);

- les essais de lithostabilisation des latérites par le Laboratoire National des Bâtiments et des Travaux Publics (LNBTP) du Burkina Faso (2007);
- les guides de sélection des matériaux: Tanzania Pavement and Materials Design Manual (1999), South African Catalog and Material pour le South African Mechanistic Design Model/SAMDM (Theyse, 1996), Southern Africa Transport and Communications Commission /SATCC (Glen *et al.* 2008).

1.3 Réseau routier: état des chaussées et type de trafic

Le réseau routier sub-saharien est faiblement dense et occuperait 4,2km/km² de la superficie disponible (Noyoulewa, 2009). Du point de vue structural, deux catégories de routes ont été réalisées: les chaussées revêtues et les chaussées non-revêtuées (tableau 1.1). Les résultats du diagnostic national des infrastructures routières en ASS ont montré que 16% seulement des 1.8 millions de kilomètres de routes étaient revêtues en 2007. Ce réseau présentait un état de roulement d'ensemble passablement bon (AICD, 2008).

Tableau 1.1 Types de routes et leur état fonctionnel
Tiré du document d'information de AICD (2008, pp.7-14)

Type de chaussées	État fonctionnel (en pourcentage)		
	Bon	Acceptable	Médiocre
Revêtues	44	22	34
Non-Revêtues	22	25	51

Selon l'importance du trafic et les zones desservies, les axes routiers ont été classés en trois catégories ou réseaux:

- réseau primaire: route inter-état ou route reliée au corridor transafricain (trafic transfrontalier), route nationale (axe reliant les principales métropoles du pays);
- réseau secondaire : routes départementales (routes inter-régionales) et voiries urbaines;
- réseau rural: axes entre villages ou liaison avec une route secondaire ou connexion à l'axe primaire.

L'augmentation du parc automobile enregistrée à partir de la décennie 1990 a engendré diverses et importantes détériorations des réseaux routiers car ces pics d'évolution du trafic n'ont pas été suivis par :

- une affectation budgétaire proportionnellement conséquente dans la construction;
- la formation technique du personnel de gestion et de conception;
- le respect du calendrier de l'entretien des routes;
- et la mise en place des dispositifs de surveillance au niveau de l'administration routière.

Par ailleurs, quelques normes utilisées dans certains pays fixent la largeur exploitable de la route à un maximum compris entre sept (7) et neuf (9) mètres [Kasogué (2010), Koulakoumouna, (2006)]. Cette limitation ne favorise pas l'étalement en largeur de la circulation se traduisant par des congestions qui concentrent la pression des charges sur une faible largeur de la surface de roulement. Ceci engendre un impact négatif sur la répartition du trafic et de la charge dont les effets répétitifs sont préjudiciables à la structure de la chaussée (Perret, 2003). Par ailleurs, on observe fréquemment des poids lourds circulant avec des surcharges qui finissent par déformer leurs châssis. Il s'en suit une répartition inégale des charges roulantes et statiques qui engendre des détériorations non uniformes. De plus, ces camions sur chargés roulent très lentement (moins de 40km/heure) pour éviter les basculements. Ils accentuent ainsi la pression de contact sur la structure de la chaussée qui finit par s'endommager par excès de contraintes différentielles et répétitives, affaissement et augmentation de température affectant la viscoélasticité (Doré *et al.* 2009). Ces phénomènes, en lien avec la course effrénée pour la rentabilité économique, s'observent au niveau des réseaux routiers reliant les principaux ports fluvio-lacustres et maritimes aux zones enclavées dans le même pays ou des pays frontaliers [Kessides (2005), Ndéka (2006), Noyouweya (2009)]. C'est le cas du Bénin dont le port maritime de Cotonou et les diverses chaussées servent pour l'approvisionnement intérieur du Bénin et des autres pays de sous-régional (Nigéria, Niger, Burkina-Faso, Mali et même du Tchad) qui ont connu une évolution soudaine du trafic de poids lourds dans les années 1990. Malgré la mise en place d'un horaire de circulation assez bien respecté par les transporteurs, le chargement excessif des camions et

les faibles vitesses de roulement ont engendré des dommages importants et récurrents dans les traces de roues sur plusieurs kilomètres. On observe entre autres la présence: des surfaces de roulement bosselées, de nombreuses ornières, diverses formes de fissures, des nids de poule, l'érosion de rives ainsi que des bassins de déflexion. Des détériorations similaires ont été constatées par des experts sur les principaux corridors transafricains retenus par le NEPAD et qui servent pour la mobilité des populations et des marchandises sur le continent. Au Rwanda, par exemple, l'évolution du trafic (de 1995 à 2003) s'est traduite par une augmentation annuelle globale de 5% avec 11,5% de poids lourds dont 60% étaient en surcharge au niveau des ponts de pesage frontaliers (Ndéka, 2006). A ces problèmes s'ajoutent d'une part, la faible affectation des budgets aux services techniques en charge de l'entretien routier. Selon les experts de l'OCDE et du NEPAD réunis à Kampala (2008), le taux d'affectation de fonds d'entretien routier n'est que de 21 à 40% sur l'ensemble du réseau routier en ASS. Ainsi, la réhabilitation des chaussées endommagées n'est faite que partiellement et sans respect de calendrier. Les chaussées ainsi livrées à la surcharge répétitive et aux intempéries subissent des détériorations qui hypothèquent leur durée de vie. Et, d'autre part, on assiste à l'usage généralisé des essieux tandem à une seule roue par côté (rechapé et en général usagé) qui se dénudent puis flambent avant d'éclater dans le trafic (sous l'effet du chargement inégal ou de la pression de gonflage disproportionnée). Ces détériorations contribuent au rainurage de la surface et à la fissuration par le haut responsable de la perte du pouvoir de protection contre l'infiltration de l'eau. Ainsi, les actions conjuguées de l'agression climatique et de la permanence des contraintes différentielles au-dessus des couches sont favorisées et engendrent l'effondrement structural de la chaussée (Huang, 1993).

1.4 Conclusion

Ce bref survol a révélé que la zone d'études présente des similarités régionales sur plusieurs aspects environnementaux et de comportement structurel. Le réseau routier existant est peu étendu et majoritairement composé de chaussées non-revêtuées (80%). Il présente un état de surface globalement médiocre à passable. Une croissance peu contrôlée du trafic des poids

lourds (en général surchargés) a été observée. Par ailleurs, les chaussées sont exposées à divers autres facteurs agressifs représentés par :

- les conditions climatiques (pluie et température);
- les normes de constructions et de gestion restrictives;
- la faiblesse des ressources allouées pour l'entretien routier et le non-respect des calendriers de maintenance;
- l'insuffisance d'expertise dans le dimensionnement structural des chaussées, le vieillissement et le non-renouvellement des équipements de laboratoires et de terrain ainsi que l'absence des statiques fiables et actualisées sur la charge et le volume du trafic.

Les analyses et la discussion sur ces différents facteurs à risque et leurs impacts sur le dimensionnement structural des chaussées ont été exposées dans les chapitres 2 à 4.

CHAPITRE 2

PROBLÉMATIQUE ET PERSPECTIVES DE LA RECHERCHE

Ce chapitre présente la problématique, les perspectives et l'ensemble de la démarche utilisée pour élaborer le nouveau catalogue de dimensionnement structural.

2.1 Problématique

L'auscultation du réseau routier en ASS a révélé un état de service passablement bon et une performance très limitée dans le temps pour les principales chaussées. Des nombreuses dégradations récurrentes ont été identifiées. Cette situation a engendré des coûts très importants pour l'entretien des infrastructures routières, des pertes en vies humaines et du pouvoir d'achat pour la population (Noyoulewa, 2009). Ainsi, plusieurs experts africains du génie routier ont effectué des expertises dont le bilan des analyses a abouti à la remise en cause de certains modèles de structure de chaussées et des outils de dimensionnement structural utilisés en ASS (Jooste, 2004).

En effet, la récurrence des pathologies nécessitant des travaux d'entretien coûteux et répétitifs à courts termes a poussé l'administration routière du Burkina-Faso à procéder à une réévaluation des résultats des conceptions structurales obtenus à travers le catalogue CEBTP (1974-1980). Des analyses comparatives ont donc été réalisées sur des mêmes structures de chaussées construites en utilisant différents outils (catalogue SATCC, logiciel ALIZÉ et les lois de fatigue de l'Asphalt Institute et de Shell). Les résultats obtenus ont révélé l'existence d'erreurs de dimensionnement structural notamment des très grands écarts constatés sur les valeurs de CBR (California Bearing Ratio) supérieures à 30% (Combéré, 2008). Les travaux de Tockol (1993) ont abouti à des résultats similaires pour les détériorations observées sur les routes du Mali et du Niger. Du côté de l'Afrique australe et de l'Est, la perte de portance et la dégradation des chaussées semi-rigides ont été observées également de façon préoccupante

dès les années 1980 (Paige-Green, 2009). Par ailleurs, les sessions techniques de l'Association des Gestionnaires et Partenaires Africains pour la Route(AGEPAR) à Lomé/Togo (2004) et Ouagadougou (2007) et de la Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA) à Victoria Falls/Zimbabwe (2004) ont permis aux experts de constater l'échec dans l'utilisation des outils de dimensionnement des chaussées. Ceux-ci ont également émis des doutes sur les résultats publiés dans certains catalogues notamment celui du SATCC [basé sur le Technical Recommendations for Highways (TRH4-1984)], le TRH4 du SAMDM 1996 et du CEBTP 1974-1980 utilisés respectivement dans la zone SADC-COMESA et CEDEAO-CEEAC. Le Rwanda qui a opté pour l'AASHTO 2002 a enregistré également des détériorations sévères après seulement 4 ans de service de son réseau routier (Ndéka, 2006). D'autres défaillances de dimensionnement structural ont été constatées par les travaux présentés par des experts dans les conférences internationales sur le génie routier en ASS: l'AIPCR-Lomé (2004), Jooste (2004) sur le SAMDM /1996, Kannemeyer (2007 et 2008) sur le TRH-96 puis par Theyse *et al.* (2010 et 2011) sur le Technical Guide 2 (TG 2-2009).

Au niveau universitaire, les travaux de Domec (2005) ont révélé que la loi de l'endommagement de la méthode française conduisait à des résultats non valides pour le dimensionnement de la couche de base et la calibration par l'essai de fatigue était également pessimiste. En 2006, El Abd constate de son côté que la méthode du LCPC ne prenait pas en compte le calcul de l'orniérage des matériaux granulaires non traités (GNT) utilisés pour la constitution de la couche de base/fondation de la chaussée. Or plusieurs auteurs ont montré que l'orniérage et la fissuration sont les déformations principales qui conduisent au déficit structural des chaussées flexibles (Huang, 1993). Tous ces résultats remis en cause ont été incorporés dans le logiciel ALIZÉ-3 et les catalogues de conception associés publiés en 2002. L'utilisation de ces résultats au Sénégal ont conduit à la perte prématuée de la portance des chaussées dont les causes ont été reliées à la détérioration de la couche de grave latéritique et de grave ciment utilisées en couche de fondation et de sous-fondation pour ces chaussées (Thiaw, 2006). D'autres recherches et applications techniques similaires ont fait ressortir

certaines incompatibilités d'arrimage entre les données locales et celles du LCPC au Burkina-Faso (Combéré, 2008) et au Congo (Ngagnon *et al.* 2008).

Pour les méthodes basées sur le CBR comme le catalogue CEBTP, les travaux de Patrick et Dongal (2001) cités par Gribble *et al.* (2008), ont permis de comprendre les impacts des erreurs sur les valeurs de CBR > 30% sur les structures de réseaux routiers de la Nouvelle Zélande ayant des conditions similaires (environnementale et de trafic) à l'Afrique subsaharienne. En appliquant cette hypothèse, par exemple, les écarts de 50 à 70 millimètres (mm) sur les valeurs d'épaisseurs manquantes constatées au Burkina-Faso pouvaient atteindre 100 à 120mm. Les travaux de réhabilitation/renforcement de la route Ouagadougou - Koupéla donnant accès à la frontière du Mali sont illustratifs. Il a fallu 100 à 110mm d'épaisseur pour la couche de base en grave bitume et 50mm pour l'enrobé bitumineux de la couche de roulement, soit 150 à 160mm supplémentaires pour corriger les épaisseurs admissibles afin de satisfaire la capacité structurale du corridor de transport panafricain Dakar - N'djamena (Béré, 2007). A ces problèmes techniques se sont ajoutées des difficultés d'affectation budgétaire. Les évaluations économiques des projets ont montré également que 21 à 40 % seulement des besoins annuels en fonds d'entretien routier ont été consentis par les gouvernements d'Afrique subsaharienne (Gwilliams *et al.* 2008).

L'approche de solution dans des telles circonstances consiste à trouver des méthodes et des moyens pouvant contribuer à réduire à la source les dommages structuraux observés.

2.2 Perspectives

2.2.1 Hypothèse de la recherche

L'hypothèse retenue a été formulée en tenant compte de l'analyse de la problématique. Elle part d'un constat selon lequel: «si les différents profils géométriques routiers ont été correctement exécutés, alors les dégradations structurales sévères observées et qui ont conduit à la ruine précoce de l'ouvrage ont été causées par une faible capacité structurale des couches de la chaussée, amplifiée par l'utilisation des matériaux dont la calibration étaient

inadéquate.» En d'autres termes, les structures de chaussées (matériaux constitutifs et les épaisseurs) réalisées ont été sélectionnées dans pour des trafics, des charges, des types de sols et des conditions environnementales non compatibles au contexte local.

En effet, en conformité avec les principes de base de la méthode empirique, les matériaux et les couches des chaussées qui sont soumis à des mêmes conditions locales de trafic et d'environnement subissent des déformations similaires (Haas *et al.* 1994). De la même façon, en prenant soin de définir les échelles de grandeur sur les types de trafic et les équivalences des charges, les hypothèses de base de la méthode analytique permettent de transférer les solutions techniques et les normes de conception des chaussées d'un secteur à un autre [Huang (1993), Balay (2009), Ramadan (2011)]. Ainsi dans un cas où dans un autre, les méthodes appliquées (empirique ou analytique ou mécanistique-empirique) et les résultats de conception obtenus dans les autres pays tropicaux (Australie, Nouvelle Zélande, pays de l'Amérique du sud, Antilles, Asie, etc.) devraient conduire à des durées de vie similaires ou à des améliorations significatives des résultats pour les mêmes usages lorsqu'ils sont transposés en ASS ayant des conditions locales de trafic et naturelles équivalentes. Ce qui n'est pas encore le cas à l'heure actuelle [AIPCR –Lomé (2004), Kannemeyer (2007), Mbodji (2011), Theyse *et al.* (2011)].

2.2.2 Limitations et objectifs de la recherche

Cette étude est limitée à une conception structurale des chaussées flexibles en raison de leur prépondérance d'utilisation dans la zone, de leur coût abordable et de l'expérience d'exécution acceptable qui est mise en œuvre sur le terrain. Les buts visés et leurs enjeux ont été regroupés en deux objectifs qui sont liés à la recherche et au développement du catalogue de conception des chaussées.

Objectifs de la recherche

Quatre (4) objectifs ont été retenus, à savoir:

- inventorier les outils technologiques (catalogues et logiciels) de dimensionnement structural des chaussées utilisés en ASS et leurs limitations;
- identifier les faiblesses et le potentiel opérationnel de l'expertise en place en ASS;
- développer ou identifier un outil simple de dimensionnement structural des chaussées qui peut prendre en compte les besoins des usagers (administrations, concepteurs, chercheurs) et qui incorpore les conditions naturelles locales et les réglementations régionales des pays de l'ASS;
- déduire un catalogue de dimensionnement structural adapté à l'état de l'art et au contexte évolutif du transport routier régional et des ressources techniques disponibles en ASS.

Objectif du développement du catalogue

Les aspects pris en compte se rapportent:

- à l'amélioration de la durée de vie et des coûts des chaussées à travers l'utilisation des structures routières adaptées au contexte local;
- à la contribution à l'utilisation raisonnable des résultats de la recherche sur les matériaux locaux, les types de chaussées adaptées aux détériorations observées;
- au développement des outils simples, de diagnostics et d'aides à la décision, et; qui sont facilement maîtrisables par les concepteurs et les gestionnaires des projets routiers en l'ASS.

Autres volets examinés

Les nombreuses limitations observées sur le dimensionnement des chaussées a conduit à prendre en compte d'autres aspects ayant des interactions significatives sur la chaussée. Il s'agit, en autres, de :

- l'identification des besoins des administrations routières;
- la contribution à la mise en place d'une expertise spécialisée et transférable à l'Afrique sub-saharienne en s'appuyant sur les résultats de l'état de l'art actuel en génie routier;
- la contribution à la l'amélioration de la qualité de services aux usagers (confort au roulement, réduction d'accidents et des bris de véhicules et de la durée de transport sur la route).

2.2.3 Méthodologie de la recherche

Pour ce travail de recherche et développement, le cheminement méthodologique utilisé comprend deux volets, à savoir:

- effectuer l'inventaire et le diagnostic des différentes limitations au niveau des outils existants ainsi que les différents types de dégradations structurales récurrentes;
- identifier les types de chaussées performantes et adapter le développement des outils de conception en tenant compte des matériaux utilisés dans la zone, des conditions environnementales et du niveau de l'expertise en place.

La mise en œuvre de ce protocole a permis d'identifier, à travers une démarche interactive, les mécanismes qui contrôlent les différentes pathologies et les concepts compatibles pour apporter des réponses adaptées à la problématique. Les étapes suivantes ont été réalisées :

- la revue documentaire sur l'état de l'art global actuelle, la performance des outils utilisés et des structures des chaussées réalisées en ASS;
- l'identification des besoins des administrations à travers la revue de littérature;

- le développement de l'outil de conception structurale et sa validation par des analyses comparatives des résultats de dimensionnement structural réalisé avec d'autres logiciels et par des données d'analyses de déflexion des chaussées existantes;
- l'élaboration du nouveau catalogue de dimensionnement structural.

2.3 Conclusion

Plusieurs travaux de recherches universitaires et des expertises par des firmes d'ingénierie privées et de l'administration routière ont été effectuées sur les chaussées utilisées en ASS. Les résultats obtenus ont montré un état fonctionnel globalement médiocre à passable et des courtes durées de vie. L'analyse de ladite problématique a permis de définir l'hypothèse de la recherche, d'identifier les limitations et les objectifs, de choisir les outils et la méthode de travail. Ces données ont permis de retenir les chaussées flexibles comme structures composant le nouveau catalogue dimensionnement structural.

Ces divers aspects ont été examinés dans les chapitres 3, 4 et 5.

CHAPITRE 3

REVUE DE LITTERATURE

Ce chapitre présente l'état partiel des connaissances dans le dimensionnement structural des différents types de chaussées notamment les méthodes utilisées en génie routier et les limitations observées. Les résultats obtenus ont été utilisés pour établir le lien entre les paramètres (trafic/charge et intensité, types de route et de matériaux, climat) pris en compte dans le dimensionnement, les sous-problèmes et les pathologies structurales observées sur les chaussées en ASS.

3.1 Différents types de chaussées et leur dimensionnement structural

La route ou chaussée peut être définie comme un ouvrage d'ingénierie (génie-civil) composé d'une ou de plusieurs couches disposée(s) sur un espace linéaire aménagé pour faciliter la circulation sécuritaire des véhicules et des personnes. La composition et le mode d'association de ses diverses couches permettent de distinguer les différentes structures et le choix des méthodes de dimensionnement adapté pour limiter les diverses contraintes qui peuvent provoquer l'endommagement de la chaussée avant l'échéance estimée.

Au plan structural, l'accent est porté sur la déformation permanente (orniérage et bassins de déflections) et la fissuration par fatigue mécanique (torsion, traction, flexion) ou thermique des enrobés. Tandis que la mesure de l'UNI sert à évaluer l'état de surface et d'appréhender le confort au roulement pour les usagers (Vaillancourt, 2010). Plusieurs méthodes de conception structurale ont été développées pour faciliter le dimensionnement des couches de la chaussée: la méthode française du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC:), la méthode anglaise du Transport Research and Laboratory (TRL:), la méthode américaine de l'AASHTO, les méthodes adaptées destinées à l'Afrique (CEBETP, 1974 et 1980), les méthodes locales dans d'autres pays ayant des régions à climat tropical (Australie, Brésil,

Nouvelle Zélande, Chine, Inde). Malgré certaines différences dans les hypothèses de base, chaque conception prend en compte minimalement les aspects suivants (Assaf, 2010) :

- le trafic et le type de charge;
- les caractéristiques géotechniques du sol support;
- la formulation des matériaux utilisés;
- les mécanismes de dégradation des matériaux;
- les effets climatiques (température, pluviométrie, à l'érosion et la facilité de drainage).

La cohérence dans l'analyse rationnelle des interactions entre ces paramètres de la conception (matériaux, trafic et conditions environnementales) et l'utilisation des hypothèses adéquates détermineront la réponse (ou performance structurale) obtenue à la suite de l'exploitation de la chaussée [Canadian Strategic Highway Research Program (C-SHRP, 2002), Steven (2005), Savard *et al* (2007)].

3.1.1 Méthodes de dimensionnement

La synthèse de la littérature scientifique montre deux pôles de convergence avec des types intermédiaires, à savoir : la méthode empirique et la méthode mécanistique-empirique (ME).

Méthode empirique

Ce type de dimensionnement est principalement mis en œuvre à travers le modèle de l'AASHTO. C'est une technique basée sur l'identification, la reproduction conforme et standard des structures de chaussées identiques à celles qui ont fait la preuve de leur performance (Assaf, 2010). Ainsi, cette solution oblige à utiliser les matériaux, les trafics et les mêmes conditions environnementales chaque fois jusqu'à ce que des endommagements jugés sévères, pour un type de chaussée de référence, puissent être inventoriés. Les limitations observées sont liées à des difficultés à suivre l'évolution du trafic, à faire face à l'épuisement des matériaux de références et dans le délai important pour valider et incorporer

les nouveaux résultats scientifiques et techniques (Assaf, 2010). Plusieurs scientifiques de l'Amérique du Nord ont contribué à l'essor de cette méthode.

Méthode analytique-empirique ou mécanistique-empirique

Elle s'appuie sur l'analyse des résultats des essais sur les matériaux réalisés au laboratoire ou sur un chantier expérimental (planche d'essai) auxquels sont associées les données contrôlées sur le terrain pour valider les structures sélectionnées. Les analyses réalisées sont utilisées pour d'identifier et adapter le comportement mécanique des matériaux en fonction du trafic et des conditions environnementales observées (Assaf, 2010). Le processus se fait classiquement en deux étapes. Dans un premier temps, il s'agit d'exploiter les propriétés des matériaux pour prédire les contraintes et les déformations qui apparaissent lorsque les couches sont soumises à une charge dans des conditions d'environnement contrôlées de référence. En deuxième analyse, on utilise des seuils de tolérance de la réponse résiliente souhaitée qui permettront de valider les résultats de la première étape à partir soient des résultats des observations empiriques ou soient par des modèles de détérioration analytiques (cas des tests sections de Queiroz cités par Haas, 1994). Ainsi, on peut rendre permissif ou durcir les critères de performance pour un type donné de contraintes ou de déformations afin de réduire ou de rallonger la durée de vie de la chaussée en fonction des objectifs (Haas, 1994). Ce qui offre plus de possibilités de solutions sécuritaires pour la capacité structurale recherchée. Les analyses peuvent être linéaires (plus courantes) ou non-linéaires (surtout pour les matériaux granulaires) ou par éléments finis ou par le modèle viscoélastique. Plusieurs laboratoires de chaussées utilisent cette méthode en y associant les résultats de Burmister, Boussinesq, Westergaard, etc. (Assaf, 2010).

3.1.2 Chaussées non-revêtuves

Encore appelées «routes en terre», ce sont des chaussées à structure simple. On distingue deux types de dessertes, à savoir: les chaussées sans rechargement au-dessus du sol support

et le chaussées rechargées. Dans le premier cas, la chaussée est ouverte à la circulation dès la fin du terrassement nivellement de l'horizon supérieur du sol; tandis que, pour les chaussées rechargées, la mise en service (circulation est effective) intervient à la fin du compactage de la couche granulaire placée au-dessus du sol. Le comportement structural et les différentes dégradations qui affectent la deuxième catégorie ont été fréquemment placés à l'ordre du jour des ateliers de l'AIPCR (Association Internationale Permanente des Congrès de La Route) notamment au Bénin (2007) et en Bolivie (2011) car ce type de route constitue 60% du réseau des pays en développement et de nombreux investissements réalisés pour leur construction ont été mobilisés par plusieurs bailleurs de fonds comme: la Banque Mondial, l'Union Européenne, et d'autres institutions de financements des projets de développement (Pinard, 2006). Les méthodes de dimensionnement et de construction sont soutenues par plusieurs recherches mais sont majoritairement de type empirique. La principale méthode est celle de l'essai CBR dont les données de terrain (in-situ) sont obtenues avec le pénétromètre. L'essai CBR est l'une des principales méthodes courantes pour évaluer la capacité portante des couches et des matériaux constitutifs (Assaf, 2011). Il s'agit d'une mesure de la valeur de cisaillement des matériaux sous l'effet d'un poinçonnement provoqué soit in-situ ou soit au laboratoire. Les expériences australiennes et sud-africaines sont généralement appliquées à travers le monde (Assaf, 2010). Le dimensionnement aboutit soit à une structure monocouche soit à une structure bicouche. La méthode se base sur la théorie de distribution des contraintes pour calculer la pression verticale exercée (ou poinçonnement) sur le sol support par la charge des roues sur la chaussée (hypothèse de base de Peltier, équation 3.1). L'analyse de la défaillance dans la capacité portante du sol, qui représente l'état-limite ultime, permet de calculer l'épaisseur de la couche granulaire requise pour diminuer la pression verticale exercée sur le sol support à une valeur équivalente à sa capacité portante estimée. Les travaux de base sont l'œuvre de Peltier et ont connu des récents développements à travers les travaux de Giroud et Han (2001) du Tensar corporation (1986). L'hypothèse de base considère que la zone de contact circulaire sous le pneu correspond à une section de pression circulaire sur le sol support. Ainsi, l'aire de distribution des contraintes montre la forme d'un cône plutôt que qu'un profil trapézoïdal défini selon les résultats primaires de Giroud et Noiray.

Toutes ces hypothèses simples à mettre en œuvre ont été validées de façon empirique et facilement reproduites dans plusieurs laboratoires; d'où la grande utilisation des méthodes CBR dans les Pays en développement (Assaf, 2010). Les étapes suivantes sont utilisées pour le dimensionnement de la chaussée :

- déterminer la valeur du CBR du sol;
- déduire le rapport des modules de Young de la fondation granulaire (couche rigidifiée par compactage) sur le sol (support mou) à partir des courbes de poinçonnement contrainte / déformation et les épaisseurs à partir des abaques et des équations(3.1 ou le 3.2)

$$h = \frac{100 + 150P}{5 + CBR} \quad (3.1)$$

$$h = \frac{100 + [75 + 50x\log(N/10)]x\sqrt{P}}{5 + CBR} \quad (3.2)$$

Pour les deux équations, P : charge par roue (en tonne), h : épaisseur (centimètre), CBR : valeur du sol (%), N : débit journalier moyen de camions dont le poids total à vide supérieur à 1500Kg.

Ce modèle structural de chaussées s'adapte mieux aux routes à trafic faible (inférieur à 5.10^4 essieux standard de référence) et aux voies d'accès vers les sites d'exploitation industrielle (agricole, forestière et minière). En ASS, ce type de chaussées représente près de 80% de la longueur totale du réseau existant. Les routes sont obtenues après terrassement/ reprofilage (si requis), suivi de nivellement, recharge et compactage de la mince couche (20 à 50mm) de grave latéritique ou de sable argilo-limoneux (localement nommé terre jaune). Cette couche compactée est quelquefois recouverte d'un enduit bitumineux (seal) ou autres sous-produits industriels (mélasse). Elle joue plusieurs rôles : plateforme de roulement, protection du sol contre les effets climatiques, amortissement et répartition des charges. Ce sont des infrastructures qui servent souvent pour une bonne part à des voiries urbaines

(ruelle, avenue, boulevard), des pistes d'aérodromes, des routes rurales principales et les voies d'accès des zones d'exploitation des ressources naturelles.

La conception est faite au moyen des outils suivants :

- les catalogues et des méthodes du CEBTP et du TRL qui sont des améliorations de la formule de Peltier à laquelle on adjoint le trafic;
- le catalogue SATCC élaboré pour les routes dites de faible trafic;
- les résultats des travaux des chercheurs [Autret (1984), Bagarre (1990), Tockol (1993), Mbodji (2004), Pinard (2006), Bohi (2008), etc].

Analyse des limitations de la méthode du CBR

Les limites de cette méthode de conception sont de deux ordres :

- l'absence de détermination du ratio de corrélation acceptable entre les valeurs de CBR in-situ et les valeurs de CBR au laboratoire aboutit souvent à des écarts importants parfois de l'ordre de 30% [Tockol (1993), Béré (2007)].
- la non-évaluation des contraintes et des déformations admissibles constitue également une autre limitation à ce type de dimensionnement qui conduit des investissements importants pour des structures peu performantes.

Il est ainsi suggéré d'utiliser des facteurs de correction locale pour améliorer les performances de la structure finale proposée autrement on aboutit à un dimensionnement peu conservateur avec des chaussées surdimensionnées (Thiaw, 2006) ou soit sous-dimensionnées (Gribble *et al.* 2008). Les pertes d'argent et plusieurs dommages collatéraux sont en bout de ligne.

3.1.3 Chaussées revêtues

Ce sont des routes où le sol support, après nivellation, est recouvert soit par une ou plusieurs couches de matériaux granulaires surmontées par des couches cimentées au liant hydraulique ou bitumineux, soit directement par des couches en béton de ciment ou soit par une combinaison de celles-ci. Les différents types de chaussés construites peuvent être classés dans l'une des catégories définies dans le tableau ci-dessous (tableau 3.1).

Tableau 3.1 Types de structures de chaussées revêtues

Couche	Type de structures de chaussée et composition courante		
	Souple	Rigide	Mixte
Roulement	Béton bitumineux	Béton de ciment	Béton bitumineux
Fondation (<i>base</i>)	Matériaux granulaire (naturel ou traité, ou concassé de roche)	Béton de ciment ou béton de ciment + matériaux granulaires	Béton de ciment
Sous-Fondation (<i>Fondation</i>)	Matériaux granulaires (naturel ou traité, ou concassé de roche)	Matériaux granulaires (naturel ou traité, ou concassé de roche)	Béton de ciment ou béton de ciment + matériaux granulaires
Sol support	argile, sable, silt, latérite ou sol de composition mixte		

Le dimensionnement structural de ce type de chaussée est plus élaboré et complexe (Das, 2004). En pratique, les méthodes utilisées se focalisent sur les détériorations de la couche de roulement (enrobé bitumineux ou couche en béton de ciment) et le sol (Assaf, 2010). Les résultats de ces analyses permettent d'obtenir des valeurs qui servent à déduire la performance de la chaussée (contraintes, déformations, nombre structural, coefficient d'endommagement, nombre de passages de poids lourds projetés ou durée de vie, etc.) à partir de la résolution des équations mathématiques [Ullidtz *et al* (2006), Boutet *et al.*(2007)].

Les paramètres à prendre en compte sont (liste non exhaustive):

- les conditions environnementales locales (température, pluviométrie, nappe phréatique, drainage et succion, etc.);
- les caractéristiques du trafic (la charge de l'essieu standard, la géométrie des essieux, la pression des pneus, la fréquence des passages, etc.);

- la capacité portante du sol support;
- les caractéristiques mécaniques des matériaux disponibles ou à concevoir;
- la durée de service de la chaussée ou période de conception ou durée de vie projetée.

Pour faciliter l'analyse des résultats, le dimensionnement est fait avec certaines restrictions dont le contrôle opérationnel gouverne la conception, fonctionnement et la durabilité de la structure. Par exemple, les hypothèses suivantes sont couramment retenues (Assaf, 2010):

- le trafic est décrit par une charge uniforme qui est contrôlée à travers la pression verticale assimilable à la pression de gonflage des pneus ou contrainte de contact et le rayon de la surface où s'applique la charge transmise à travers les pneus ;
- la chaussée est composée d'un ensemble de couches constituées de matériaux homogènes, isotropes ou anisotropes, pouvant être élastiques ou plastique-élastiques, linéaires ou non linéaires, viscoélastiques;
- la couche est définie par trois paramètres : son épaisseur, son module, son coefficient de poisson;
- toutes les couches de la chaussée sont infinies horizontalement, d'épaisseur définie sauf pour le sol dont l'épaisseur est infinie;
- les contraintes et les déformations privilégiées en analyse structurale sont celles qui affectent la base de la couche de roulement (enrobé bitumineux ou béton de ciment) et le sommet de la couche du sol support.

Composition d'une structure de chaussée revêtue et rôle des différents éléments

Classiquement, la structure de la chaussée est composée d'une multicouche superposée de deux à cinq couches. Les interfaces peuvent être collés ou décollés ou semi-collés (Diakhate, 2007). Chaque couche participe à la bonne tenue de la chaussée en jouant deux rôles : fonctionnel et structural. La composition classique est la suivante :

- une couche de revêtement qui sert de plateforme pour le roulement. Elle joue le rôle protecteur contre les intempéries et les autres agressions anthropiques. Elle est souvent composée de matériaux imperméables et résistants à la variation de température. Elle assure le confort au roulement et permet de répartir la charge du trafic vers les couches profondes;
- une couche de base (ou fondation en Amérique du Nord) qui joue le rôle d'amortisseur et répartiteur de la charge sur la fondation et/ou sur le sol support. Elle assure également un soutien capacitif (lutte contre la fissuration par fatigue) à la couche sus-jacente qui repose sur elle. Le choix de son module est déterminant pour réduire la faiblesse structurale. Dans le cas des chaussées rigides (béton de ciment) ou des chaussées en béton bitumineux épais, la fondation fait corps avec la couche de roulement. Dans ce cas la sous-fondation joue surtout un rôle drainant. Pour les chaussées flexibles, elle est de composition granulaire avec des grains grossiers à moyens (grave naturelle ou roc concassé ou grave traitée);
- une couche de fondation (ou sous-fondation en Amérique du Nord) qui participe à la répartition et l'atténuation de la charge sur le sol ; mais, son rôle structural est faible comparé à celui de la base (fondation). Elle joue fréquemment également le rôle de couche drainante. Ainsi, il est conventionnel d'augmenter son épaisseur pour faire face à un niveau de nappe phréatique peu profonde et fluctuante ou face au gel/dégel. Elle est généralement composée de matériaux granulaires moyens à fins et de faible module de rigidité (au moins 2 à 3 fois celui du sol support);
- un sol naturel d'assise qui joue un rôle de support pour toute la structure de la chaussée. Sa capacité structurale, comme celle de la fondation et du revêtement, sont essentielles pour la survie de la chaussée. Outre sa portance qui permet de résister à l'endommagement permanente (ornierage et défexion), il participe et facilite le drainage des eaux en provenance de la sous-fondation et du surplus en période pluvieuse. Il contribue à l'apport de l'humidité nécessaire à la poursuite de la compaction post-construction.

Les principaux points à prendre en compte pour les analyses et l'interprétation structurale des contraintes et des déformations sont présentés dans la figure 3.1.

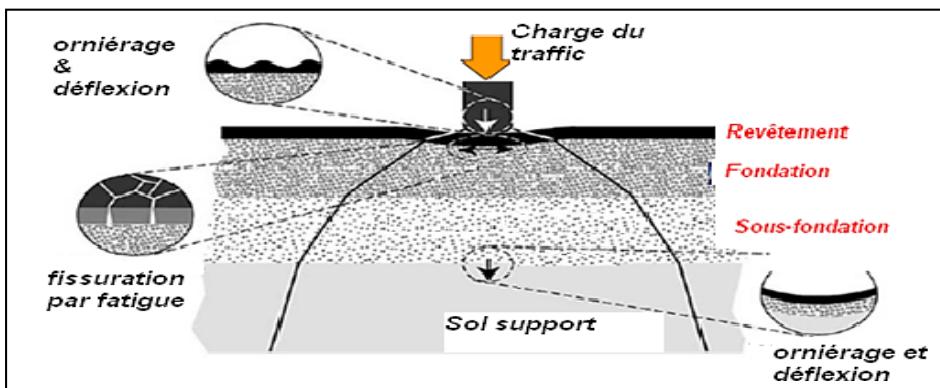


Figure 3.1 Principaux éléments structuraux d'une chaussée revêtue
Tirée de Doré et Zubeck (2009, p.42)

L'analyse de la figure 3.1 révèle deux points majeurs à considérer pour les détériorations structurales :

- la base de la couche d'enrobé bitumineux et de la couche semi-rigide pour ce qui est de la fissuration par fatigue (Bodin, 2002);
- le sommet de la couche du sol qui contrôle le poinçonnement, l'orniérage et la déflexion.

Au niveau de la méthode française du LCPC, pendant le dimensionnement, le sol est remplacé par une couche appelée plateforme. Il s'agit par hypothèse de 300mm environ de sol d'apport ou de sol in-situ qui permettent de rendre homogène, d'améliorer et d'égaliser la capacité structurale du sommet du sol support. Cette couche peut être constituée soit par une simple compaction ou soit par traitement du sol en place ou soit composée par un matériau d'apport (Huang, 1993). Il est également courant de trouver des minces couches non structurales (lamelle) servant pour le collage entre les couches superposées et des couches de protection comme les géotextiles utilisés pour limiter les échanges des particules fines entre le sol et les couches supérieures.

Dimensionnement des chaussées revêtues

Plusieurs approches sont adoptées et qui sont soutenues soit par des données issues des retours d'expériences (approche empirique) ou soit par des modélisations au moyens des fonctions de transfert entre les modèles analytiques (estimation de la contrainte et de la déformation) et les modèles de performance validées par les données de terrain (approche analytique-empirique) [Huang (1993), Das (2004), Savard *et al.* (2007), Assaf (2010)].

Différents paramètres du dimensionnement et caractéristiques des matériaux

Afin de mettre en œuvre la loi de comportement des matériaux, un certain nombre de paramètres et une simplification des caractéristiques des matériaux sont requis. Les paramètres couramment utilisés par les différents laboratoires sont présentés ci-dessous.

Charge du trafic (P)

Par hypothèse, le trafic est transposé dans le dimensionnement à travers trois paramètres : le rayon de contact, la pression et la charge de chaque pneu (figure 3.2).

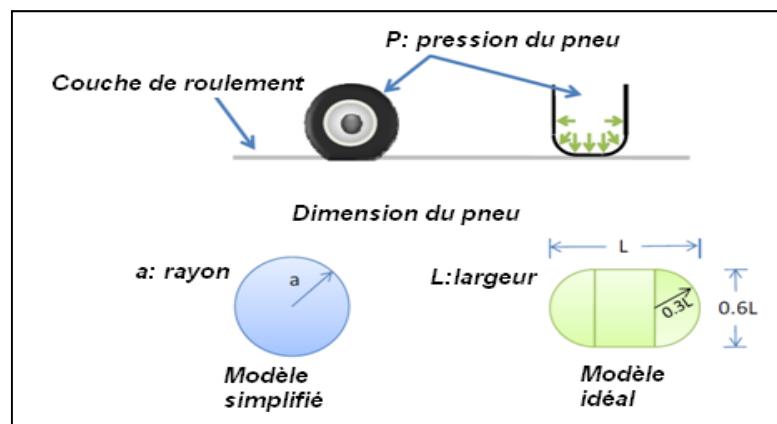


Figure 3.2 Convention et présentation de la charge du trafic
Tirée de Hornyak (2010, p.71)

Par simplification, on concentre tout le trafic (ou sa charge) par P qui est la contrainte de contact exercée par les pneus du véhicule sur la couche de roulement [Jones (1962), cité dans le catalogue du CEBTP (1980)]. La valeur P est supposée uniformément répartie entre les pneus. Cependant, c'est sa concentration au centre de deux pneus de l'essieu arrière du poids lourd qui est prise en compte. La valeur de P est sensible à la configuration (essieux doubles ou essieux multiples) et au nombre de pneus composant l'essieu standard (pneu simple, pneus jumelés). Les valeurs courantes dans le dimensionnement sont : 556 kPa (AASHTO), 662 kPa (LCPC), 750 kPa (Zone Commonwealth), 650 kPa (Afrique du sud et Afrique australe), etc. L'équation générale entre les paramètres du trafic est :

$$P = \sigma_0 = F / 2\pi r^2 \quad (3.3)$$

$P=\sigma_0$: contrainte de contact ou pression du pneu, F : charge; r : rayon

Module des matériaux (E)

La valeur E ou E_n traduit la rigidité et/ou l'élasticité des matériaux constitutifs des différentes couches lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation mécanique. La figure 3.3 montre le comportement des matériaux et les méthodes d'analyses qui leur sont associées.

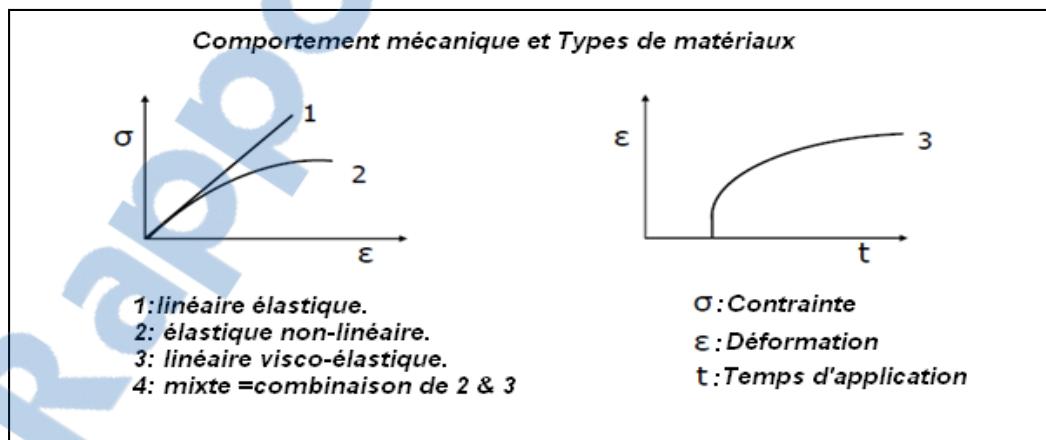


Figure 3.3 Propriétés des matériaux et leur loi de comportement analytique
 Tirée de Drakos (2010, p.18)

Pour ce travail de recherche, le module de rigidité sera assimilé au module de Young (E) pour tous les matériaux (les revêtements et les matériaux granulaires) conformément aux résultats de St- Laurent (1995-2002) cité par Doucet *et al.* (2004). La valeur de M_R peut être obtenue de diverses manières, soit par :

- des mesures directes au laboratoire par des essais tri-axiaux (Doucet *et al.* 2004), l'essai de compression simple (Thiaw, 2006), la méthode de rupture mécanique de Mohr-Coulomb (Desrocher, 2001);
- des déductions à partir des valeurs de CBR pour les matériaux granulaires ou à partir du cisaillement non drainé (S_u) pour les argiles;
- des essais de plaque et le retrocalcul à partir des résultats de mesures de bassins de déflection par des deflectomètres [Ullidtz *et al.* (2006), Assaf(2011)];

La valeur du module contribue au contrôle de la capacité structurale de la couche et de la chaussée. En mécanique des matériaux, le terme module résilient (M_R) traduit le rapport de la contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$) sur la déformation axiale résiduelle (ϵ).

- module du sol support

Plusieurs équations sont proposées pour le calcul du module du sol, selon les laboratoires.

$$M_R \text{ (MPa)} = 10 \text{ CBR} \quad \text{AASHTO (1993)} \quad (3.4)$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 20.68 \text{ CBR SAPDM (1996)} \quad (3.5)$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 10 \text{ CBR} \quad \text{LCPC (1998)} \quad (3.6)$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 17.62 \text{ CBR} \quad \text{TRL (1993)} \quad (3.7)$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 10.3 \text{ CBR Asphalt Institute (1981)} \quad (3.8)$$

Duncan et Buchignani (1976) , Black (1961) / cas des sols argileux

$$M_R(\text{psi}) = 100 - 500 S_u \text{ pour } IP > 30$$

$$M_R(\text{psi}) = 500 - 1500S_U \text{ pour } IP < 30 \text{ avec } CBR = 0,62S_U (\text{psi}) \quad (3.9)$$

$S_U = C_u$ = Résistance au cisaillement non drainé.

$$E = 2/3 (E_{\text{oed}}) \text{ avec } E_{\text{oed}} \text{ module oedométrique} \quad (\text{Loi de Hooke}) \quad (3.10)$$

Il convient de rappeler qu'une mauvaise estimation du module du sol conduit à des erreurs qui se traduisent par des épaisseurs des couches peut adaptées soit en sous-dimensionnement ou en surdimensionnement [Haas (1997), Gribble *et al.* (2008)].

- module des matériaux granulaires

Ces matériaux sont utilisés pour les couches de fondation et de la sous-fondation. Plusieurs équations ont été proposées par différents chercheurs [Huang (1993), Doré et Zubeck (2009)].

- l'équation de la rigidité des matériaux (ou loi de Hooke);

$$E_n = \sigma_n / \epsilon_n \quad (3.11)$$

σ_n et ϵ_n sont des composantes de la contrainte et de déformation

- les équations de l'analyse non-linéaires présentent plusieurs formes en fonction des paramètres considérés;

Les formes simples sont issues des travaux de Monismith *et al.* (1961), Huang (1993) et Deacon (1993) respectivement :

$$M_R = k_1(\theta)^k_2 \quad (3.12)$$

avec $\theta = \Sigma \sigma_n$ ou bulk ou somme des 3 contraintes principales

Deacon, cité par Haas (1993) simplifie l'équation comme suit:

$$M_R = k(\sigma_3)^n \quad (3.13)$$

k , k_1 et k_2 sont des constantes de régression (coefficients empiriques)

σ_3 est la contrainte due à la pression de confinement. k : constante de régression, n : paramètre de laboratoire.

Les autres modèles comme celui d'Uzan (1987) et Uzan-Witczack (1988) cités par Huang (1993) nécessitent plus de paramètres pour leur utilisation.

$$M_R = k_1(\theta)^{k_2} (\sigma_d)^{k_3} \quad (3.14)$$

et

$$M_R = k_4 P_a (\theta/P_a)^{k_5} (\tau_{oct}/P_a)^{k_6} \quad (3.15)$$

k_i sont des constantes de régression et σ_d : contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$)

et $\tau_{oct} = (2^{1/2}/3) \sigma_d$ ou contrainte de cisaillement octaédrique.

Le modèle ci-dessous est utilisé par le LCPC surtout pour les matériaux concassés (granulats et ballasts).

$$M_R = K = K_i(p)^{(1-\mu)} (1 + \gamma(q/p)^2) \text{ avec } G = G_i(p)^{1-K} \quad (3.16)$$

$K_i = \theta$, G_i : module de cisaillement, $q = \sigma_d$, γ , p sont des constantes issues des tests au laboratoire.

Quant au modèle de Crockford *et al.* (1990), il introduit la prise en compte quantitative du poids de l'eau dans une couche.

$$M_R = \beta_0 (\theta + \psi V_w/Vt)^{\beta_1} (\tau_{oct})^{\beta_2} (\gamma/\gamma_w)^{\beta_3} \quad (3.17)$$

β_3 sont des constantes issus des tests au laboratoire, $\psi V_w/Vt$: volume d'eau dans l'épaisseur de matériaux considérés; ψ contrainte due à la succion ; γ/γ_w poids de l'eau dans l'épaisseur dans l'épaisseur.

Un nouveau modèle proche de ceux de Crockford *et al.* (1990) et de Farrar *et al.* (1991) a été présenté par Ramadan (2011) dans le cadre de la conception des chaussées aéronautiques. L'originalité de cette nouvelle équation de calcul du module résilient est qu'elle incorpore le niveau statique de l'aquifère présent dans la zone du projet. C'est un autre pas de franchi après le Mechanic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) qui est la version analytique-empirique de l'AASHTO, dans la prise en compte des facteurs environnementaux locaux dans la conception structurale. Toutefois, il faudrait attendre les résultats d'auscultation pour apprécier l'efficacité de cette nouvelle approche de solution.

Les autres équations sur le module résilient des matériaux granulaires ont été étudiées et présentées dans les travaux de Huang (1993), Desrochers (2001) et de Molenaar (2007).

Enrobés bitumineux

Plusieurs chercheurs ont analysé le comportement mécanique des enrobés. On retiendra qu'il s'agit d'un matériau ayant un module très sensible à la température, au chargement et à la fréquence d'occurrence de ces facteurs. Les équations de transferts prennent en compte les conditions environnementales. On peut retenir les équations ci –après :

- le module complexe déterminé par la variation linéaire de la température.

Les modèles courant sont représentés par les équations de l'Asphalt Institute rapportée par Ameri and Kavandhi (2009).

$$Eac = 1702272.6 \times \exp \left\{ \frac{(Tp + 26.2) \times (Tp + 26.2)}{-1459.7} \right\} \quad (3.18)$$

$$Tp = \left\{ \left[(1.8Ta + 32) \left(1 + \frac{1}{4 + \frac{z}{2.5}} \right) \right] - \left[\frac{34}{4 + \frac{z}{2.5}} \right] - 26 \right\} \times 1.8 \quad (3.19)$$

T_p et T_a sont en °C; température équivalente à une profondeur z (cm) et température ambiante de l'air. E_{ac} : module de l'enrobé.

Le modèle de base du LCPC a été amélioré par les travaux Petit *et al.* (2009). Les équations sont :

$$E (\text{BB}) = -0.0059T^4 + 0.4914T^3 - 6.594T^2 - 442.97T + 12018 \quad (3.20)$$

$$E (\text{GB}) = -0.0011T^4 + 0.2449T^3 - 2.0189T^2 - 737.82T + 20895 \quad (3.21)$$

Avec : T : température équivalente du milieu ambiant en °C ;

$E(\text{BB})$: module pour béton bitumineux.

$E(\text{GB})$: module pour grave bitume.

- le module complexe prenant en compte les conditions viscoélastiques induites par la température, la variation de la vitesse associée à une fréquence qui est fonction du temps de rechargement du trafic. L'équation de Witczak et Fonseca (1996) incorporée dans AASHTO 2002 et son adaptation aux conditions du Québec [Doré et Doucet (2004), cité par Quijano, (2010)] sont ci-dessous présentées :

$$\log(Ed) = \delta + \frac{\alpha}{1 + \exp\{\beta + \gamma[\log(t) - c(\log(\eta) - \log(\eta u))]\}} \quad (3.22)$$

$$\log|E| = 0.95 + \frac{3.27}{1 + \exp\{-2.67 + 0.51\log F + 0.07T\}} \quad (3.23)$$

F=fréquence, T=température considérée, α , γ , δ , β et c sont des paramètres obtenus au laboratoire, liés à la fréquence et au chargement.

η est la viscosité de l'enrobé,

Les différents modèles inventoriés montrent qu’empiriquement la valeur de E_n (module) pour chaque type de matériaux est sensible aux conditions mécaniques, environnementales et à la fréquence d’application [Witczak et Fonseca(1976), Huang(1993), Bayat (2009)].

Coefficient de poisson (v_n)

C'est un paramètre qui caractérise l'élasticité des matériaux. Il représente un ratio empirique qui caractérise les propriétés intrinsèques des matériaux notamment leur contraction perpendiculairement à la direction de la contrainte appliquée. Sa valeur s'obtient à travers le rapport de la contraction transversale unitaire sur l'allongement axial unitaire. Les valeurs usuelles sont comprises entre 0.20 et 0.5 et varient avec les conditions de l'essai (Doré et Zubeck, 2009). A 25°C les résultats de l'Asphalt Institute ont montré que le coefficient de poisson (v) approche une valeur égale à 0.35. (Ramadan, 2011)

Épaisseur (h_n) de la couche: impact sur la capacité portante

C'est la quantité de matériaux qu'il faudra mobiliser pour obtenir une capacité portante raisonnable en fonction des valeurs du module résilient, des contraintes et des déformations admissibles (composantes de σ_n ou ε_n) compte tenu du champ du trafic et des conditions environnementales auxquels la structure routière est soumise. C'est une valeur à utiliser avec précaution car une erreur de 25mm sur la valeur de l'épaisseur peut affecter 60% des modules des couches, donc affaiblir la capacité portante de l'ensemble [St Laurent et Roy (1995) rapporté par Desrochers (2001)].

Plusieurs recherches ont donc été réalisées pour trouver le lien adéquat entre les modules (E) et les épaisseurs (h) des couches de la chaussée. De nombreux abaques ont été réalisés à partir des ratios entre les contraintes et l'épaisseur, ou l'épaisseur avec le rayon afin de faciliter la détermination rapide des contraintes. Quelques auteurs ont développé des équations utiles :

- Odemark (1949) capacité portante d'une couche;

Les travaux de Ullidtz (1987, 1998) ont permis de renforcer la fiabilité des réponses obtenues en utilisant cette équation.

$$\begin{aligned} E_{e,l} = & E_n / (((1 - 1 / ((1 + 0.81x(h_n / 0.15)^2)^0.5) \times (E_n / E_{n+1}))) \\ & + (1 / ((1 + 0.81x(h_n / 0.15)^2 \times (E_n / E_{n+1})^{(2/3)})^0.5))) \end{aligned} \quad (3.24)$$

- Dormon et Metcalf (1965) ou équation de Shell (Pavement Design Manual, 1978);

$$E_{n+1} / E_n = k \text{ avec } k = 0.2 \times (h_{n+1})^{0.45} \quad (3.25)$$

Par ailleurs, Gribble *et al.* (2008) ont développé pour la méthode de conception routière de la Nouvelle Zélande des équations sont valables pour des modules de la fondation et de la sous-fondation respectivement de 500 MPa et 250 MPa pour des essieux de 80kN;

$$h_T = [219 - 211(\log CBR) + 58(\log CBR)^2] \times \log(DESA / 120) \quad (3.26)$$

$$h_f = [219 - 211 \cdot \log 30 + 58 \log^2 30] \times \log(DESA / 120) \quad (3.27)$$

DESA=trafic cumulé du projet; h_T =épaisseur totale de matériaux granulaire, h_f =épaisseur de la fondation

Dans le TRL615, Nunn (2004) a présenté également l'équation de la détermination de l'épaisseur de revêtement de l'enrobé bitumineux au-dessus des couches semi-rigides.

Contraintes (σ_i) et Déformations (ϵ_i)

Ces deux paramètres permettent de quantifier les efforts appliqués et l'endommagement proportionnel subit par le matériau concerné dans la structure de la chaussée. Plusieurs

méthodes, faisant appel à des formules simples ou complexes, sont utilisées pour calculer les composantes de chaque paramètre (sigma ou epsilon) en application des lois de la mécanique et des critères de rupture des matériaux. Les résultats les plus utilisés sont obtenus et compilés : soit dans les abaques et les catalogues ou soit en utilisant des logiciels de dimensionnement des chaussées et/ou d'utilisation des matériaux. Les principaux points critiques pour le calcul de la déformation et de la contrainte varient en fonction de la nature des couches. Par exemple, pour la couche bitumineuse la déformation critique est l'allongement à sa base (fibre inférieure); alors que pour la couche de sol il s'agit de la déformation verticale à son sommet (fibre supérieure) et des interfaces ou la demi-épaisseur pour les couches en matériaux granulaires non liés.

3.2 Méthodes de dimensionnement des chaussées flexibles

La conception des chaussées fait appel à beaucoup de développements mathématiques pour permettre l'étude mécanique des matériaux. On distingue deux types de développement: les méthodes mathématiques formelles et les méthodes non formelles. La littérature scientifique disponible présente plusieurs théories et des équations utilisées en analyses structurales des chaussées. On peut classer les différents concepts en deux catégories : les méthodes mathématiques formelles et les développements non formels. Selon les objectifs fixés, une analyse peut être dite déterministe (ou basée sur des seuils de tolérance) ou probabilistique (fondée sur des statistiques de manifestation des dommages). Quant à la procédure d'exécution, on parle souvent de méthode soit par essai-erreur ou itération, soit par incrémentation (insertion des variantes), soit par discrétisation (subdivision de l'action principale en sous-calculs autonomes).

3.2.1 Méthodes mathématiques formelles

Ce sont des méthodes issues des hypothèses de Boussinesq, de Burmister, Foster et Ahlvin, Mohr-Coulomb ainsi que les méthodes récentes comme les éléments finis et les neurones. Les

travaux de Huang (1993 et 2004), de Doré et Zubeck (2009) et d'autres chercheurs donnent les détails sur chaque type.

Méthode de Boussinesq (1885)

Elle s'applique à un espace semi-fini (ou demi espace / half space) composé par une monocouche (d'épaisseur z) considérée comme un massif capable réduire l'endommagement du sol support en minimisant la contrainte verticale (σ_z) engendrée par une charge verticale (P) uniformément répartie autour d'une surface circulaire (rayon r). La figure 3.4 permet de visualiser la disposition géométrique des paramètres à utiliser les formules de base.

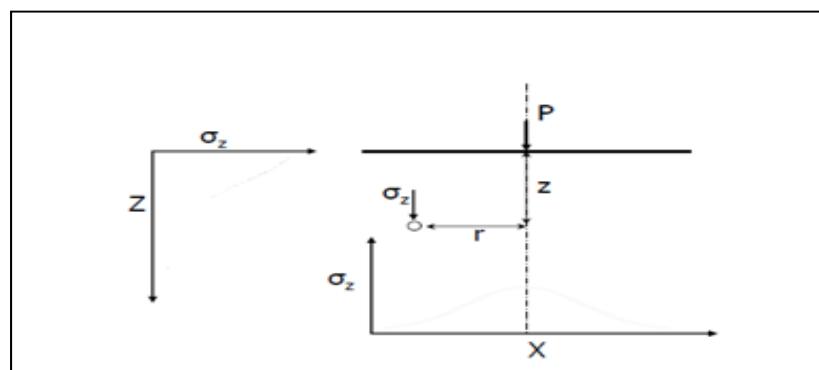


Figure 3.4 Analyse linéaire d'une couche selon Boussinesq
Adaptée de Drakos (2010, p.18)

L'utilisation de cette théorie permet de calculer les différentes composantes de la contrainte, de la déformation et la déflexion en considérant que la monocouche prise sans déformation respecte l'hypothèse suivante : une couche homogène, sans poids, isotrope et infinie horizontalement ayant un module proche de celui du sol et une épaisseur constante (z) pour la section considérée; [Yoder et Witczack (1975), Huang (1993), Doré et Zubec (2009)].

Le calcul des composantes structurales est plus aisé et fiable qu'avec la méthode des tables de Jones (1962) ou des abaques de Peattie (1962).

La principale limitation de la méthode réside dans le fait qu'elle ne s'applique qu'à un système uni-couche. Par ailleurs, pour utiliser la méthode on considère que le matériau est

sans poids et de module proche de celui du sol ou de la couche en contact. Ce qui n'est pas toujours vrai (Huang, 1993). Pour les multicouches on doit recourir à une combinaison avec d'autres modèles mathématiquement. Plusieurs applications ont été effectuées en combinaison avec la méthode d'épaisseur équivalente de Odemark (1943) modifiée par Ullidtz (1998) ou la méthode des approximations (division d'une couche en une multicouche homogène) [Vesic et Domaschuk (1964) cité par Huang (1993)].

Méthode de Foster et Ahlvin (1954)

C'est également une méthode d'analyse linéaire pour une monocouche (figure 3.5) utilisée pour la détermination de la déflection et des composantes de la déformation en utilisant les abaques et la loi de Hooke. Elle permet l'évaluation des systèmes de charges asymétrique et symétrique ainsi que la détermination de la contrainte de cisaillement due à la charge roulante.

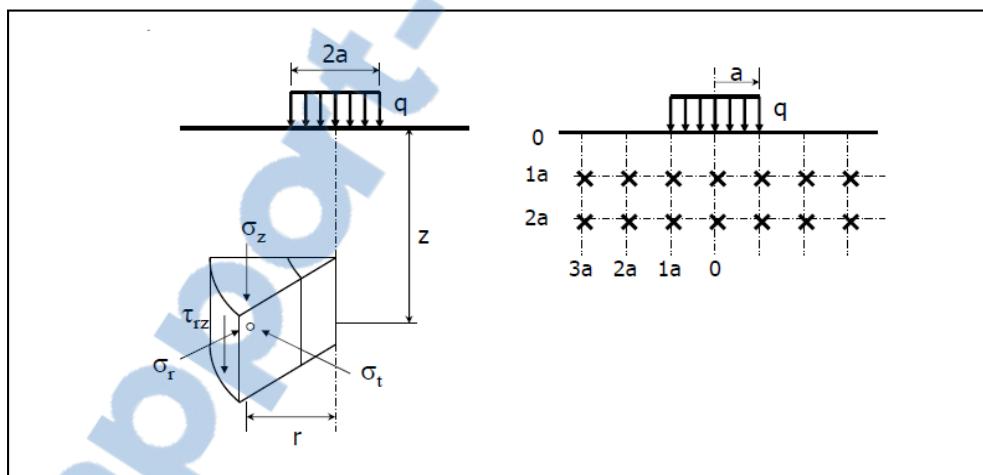


Figure 3.5 Analyse linéaire d'une couche selon Foster & Ahlvin (1954)
Adaptée de Drakos (2010, p.5)

Le processus se fait à travers la détermination des ratios de contrainte/charge ou σ/q , de l'épaisseur/rayon ou z/a et la distance du centre au point de mesure/rayon ou r/a . La déflection dépend d'un facteur F qui est déduit en utilisant les abaques. Elle est simple et rapide pour l'évaluation structurale. La principale source d'erreurs en utilisant cette méthode est

l'interpolation géométrique qui fournit des valeurs approximatives liées à l'expérience et au doigté du Concepteur. Les autres limitations sont similaires aux méthodes de Boussinesq et de Burmister.

Méthode de Burmister (1943-1958)

C'est de loin, la théorie la plus utilisée pour l'analyse linéaire des systèmes multicouches. Elle incorpore et prolonge les hypothèses de base valables pour la théorie de Boussinesq. Elle permet une extension d'analyse structurale sur une multicouche (figure 3.6).

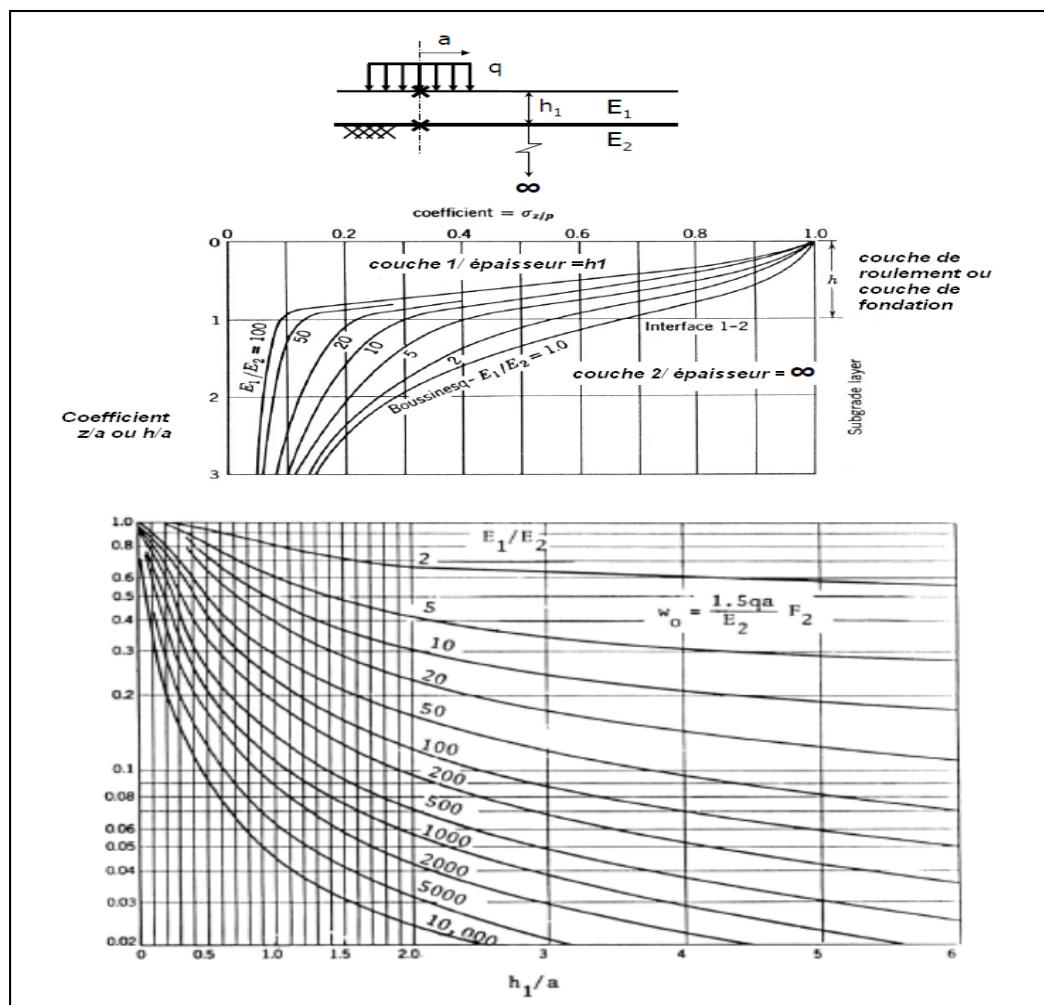


Figure 3.6 Analyse linéaire multicouche selon Burmister (1943).
Adaptée de Drakos (2010, pp.11-12)

La méthode de Burmister a entre autre l'avantage de permettre la compréhension de la variation de la contrainte verticale notamment son augmentation avec la valeur du rayon et sa diminution avec l'augmentation de l'épaisseur des multicouches [Huang (1969) cité par Huang (1993)]. Cependant, dans son concept les valeurs de base de coefficient de poisson sont 0.25 et 0.5; pour utiliser les autres valeurs du coefficient de poisson, on procède par interpolation. Ce processus de calcul produit fréquemment des erreurs de conception (Molenaar, 2007).

En pratique ces divers outils (abaques et logiciels) permettent d'obtenir les valeurs des différentes composantes de la déformation, des contraintes et de la déflexion. Les abaques de Burmister (figure 3.6) peuvent être reconstitués en utilisant les équations mathématiques utilisant les dérivées partielles à deux variables r et z [Huang, (1993), Molenaar, (2007)]. La résolution de chaque équation est réalisée en combinant les fonctions de Bessel avec la transposition principale de Hankel et son inverse.

Méthode de Mohr-Coulomb (1943-1958)

C'est une méthode basée sur le ratio de contraintes capable de limiter la rupture aux interfaces des matériaux soumis à une charge conformément aux résultats déduits de l'analyse des courbes rhéologiques de Mohr-Coulomb (figure 3.7). Elle est également utilisée dans la formulation des matériaux afin de permettre une sélection performante sous différents critères autre que ceux utilisés pour l'essai triaxial [Molenaar (2007), Theyse *et al.* (2011)]. L'équation de base se rapporte au calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \Phi, \quad \text{avec } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \quad (3.28)$$

c' : coefficient de cohésion ; Φ : angle de friction.

σ' : contrainte de cisaillement normal. $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = contraintes principales.

La principale limitation est liée à la définition des valeurs seuils de rupture des matériaux (état limite) lors de l'analyse de la droite tangente au cercle de Mohr-Coulomb.

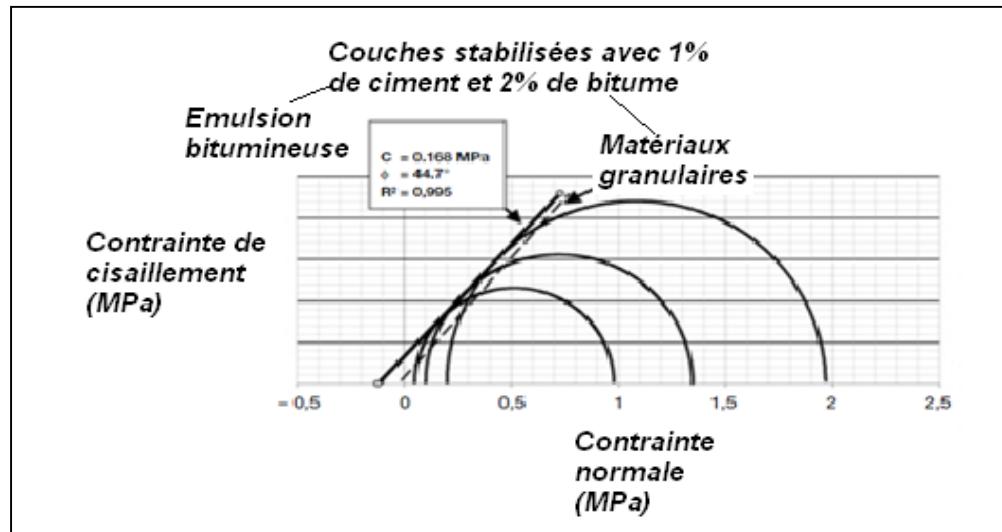


Figure 3.7 Caractérisation des matériaux (loi de Mohr-Coulomb)
Tirée de Wirtgen (2004, p.197)

Méthode d'analyses par éléments finis et/ ou par le réseau de neurones informatiques

Le problème à résoudre est transformé sous forme de maille à plusieurs noeuds dont le démembrément conduit progressivement à la solution (figure 3.8).

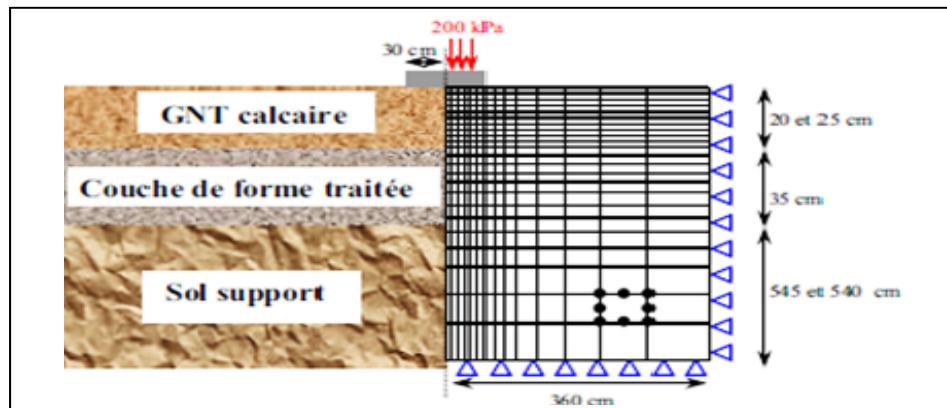


Figure 3.8 Maille pour une structure tricouche (logiciel CESAR)
Tirée de Gidel(2001, p.160)

Broutin (2010) rapporte que Williams *et al.* (1986) sont parmi les pionniers de cette approche d'analyses. Sa principale force réside dans la capacité de permettre une étude plus détaillée de chaque paramètre pris individuellement ou en approche systémique. Pour l'analyse par le réseau de neurones, le logiciel ANN-Pro a été développé à partir d'IlliPave par Thompson *et al.* (2008). L'avantage de cette procédée est la capacité de mobiliser et de gérer plusieurs données pour résoudre des équations mathématiques complexes comme les polynômes à la puissance n^{ième}, des équations multiparamétriques, des développements en séries ou des intégrales multiples qui sont complexes à exécuter manuellement ou avec les outils conventionnels de calcul.

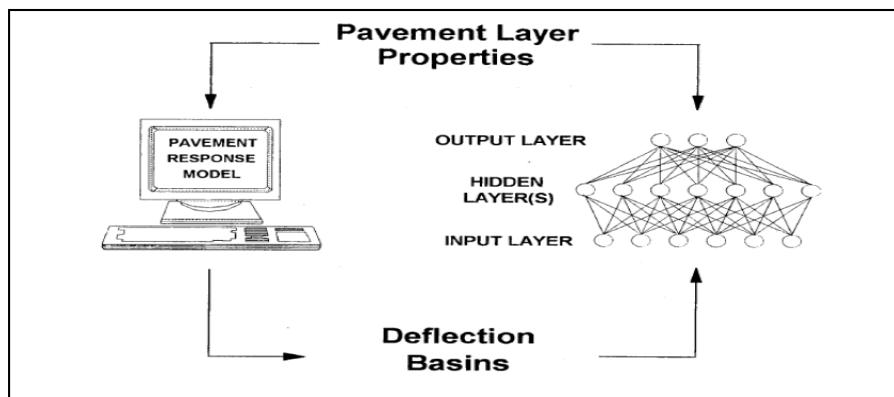


Figure 3.9 Analyses par réseau de Neurones
Tirée de Broutin (2010, p.90)

Malgré leur bonne fiabilité dans l'analyse détaillée, le calcul par éléments finis ou par un réseau de neurones est lourd à mettre en œuvre pour une conception routière classique, qui doit être rapide et peu onéreuses (Assaf, 2010). Comme avec les autres méthodes, les erreurs de dimensionnement ne manquent pas car il faudra toujours recourir à certaines restrictions (hypothèses) pour simplifier la conception de la maille. Quelques limitations sont généralement évoquées et sont en lien avec les aspects suivants :

- les approches complexes (exemple la définition du maillage);
- une expertise et des équipements coûteux pour recueillir les données et l'analyse;

- une longue durée pour les calculs malgré l'usage des ordinateurs performants;
- le besoin de plus de mémoire et de capacité pour les ordinateurs;
- et plus de données de terrain et de laboratoire à mobiliser.

Toute proportion gardée, ces conditions ne sont pas toujours faciles à satisfaire pour certains services techniques de l'administration routière.

3.2.2 Méthodes d'approximation mathématique

Ce sont des méthodes de calcul qui ont été développées pour simplifier les calculs [Ioaniddes (1993) cité par Huang (1993)]. Leur fondement mathématique est souvent discutable. Cependant leur utilisation permet d'obtenir des résultats similaires et acceptables (5 à 10% d'écart). Deux types d'approximations ont été couramment utilisés : le modèle d'Odemark et le modèle de Domasschuk-Vesic.

Méthode de Domaschuk-Vesic (1964)

Huang (1993) a utilisé cette méthode d'approximation mathématique (incorporée dans le logiciel KENLAYER) pour permettre le calcul du module résilient utilisé pour l'analyse non –linéaire des matériaux granulaires. Le mode opératoire est simple et basé sur la constante des propriétés des matériaux dans l'intervalle de son épaisseur. La couche analysée est subdivisée en six (06) couches dont les cinq (05) premières représentent 10% de l'épaisseur et la 6^{ème} portion représente 90%. L'utilisation de la méthode de Boussinesq permet de faire les calculs (par itération à la mi-épaisseur) des contraintes, des déformations et de déflexion pour chaque subdivision issues de 10% et pour la partie de 90%. Les résultats présentent des écarts de 5 à 7% à ceux de Burmister et Boussinesq (Huang, 1993).

Méthode Odemark (1949)

C'est de loin, la méthode la plus documentée par rapport à la première. Devant la complexité pour la résolution mathématique des équations pour l'analyse d'une multicouche de Burmister, Odemark (1943) propose une méthode de calcul simple basée sur une transposition géométrique pour déterminer la valeur équivalente de l'épaisseur d'une couche soumise à une charge ou (Method of Equivalent Thickness ou MET). L'hypothèse de base repose sur la constante de la rigidité d'une couche liée à son moment d'inertie en un point de référence comme illustrée à la figure 3.10 [Ullidtz (1987), cité par Ullidtz (2002)].

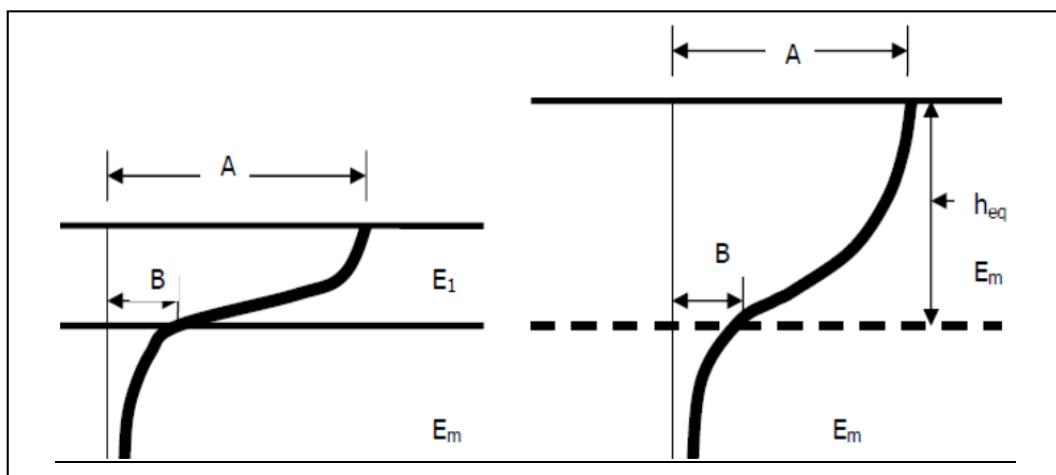


Figure 3.10 Transposition géométrique d'Odemark
Tirée de Molenaar (2007, p.30)

L'application de cette théorie permet le transfert des résultats du modèle monocouche de Boussinesq sur une structure multicouche (figure 3.11).

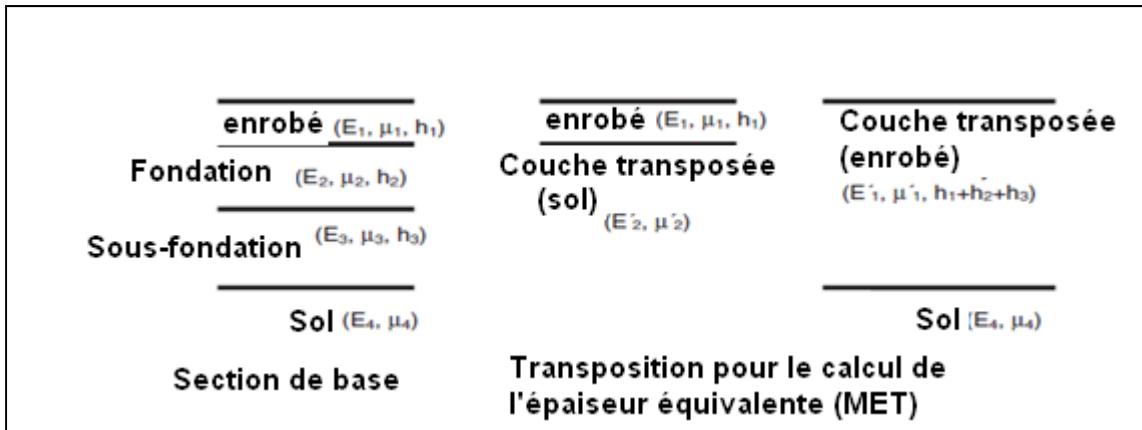


Figure 3.11 METd'Odemark utilisant la couche de sol comme référence
 Tirée de Fwa et Rani (2005, p.120)

Le principe de cette méthode est défini comme suit: «si deux massifs ont des moments d'inertie similaires alors leurs rigidités sont équivalentes au niveau des mêmes points de références; mais, les valeurs des épaisseurs et les modules (E_i, h_i) subissent une variation proportionnelle de leur valeur ($E_{eq} \times h_{eq}$)». Le choix de la couche de référence (figure 3.11) joue un rôle majeur pour le calcul des différents paramètres [Molenaar (2007), Doré *et al.* (2009), Scullion *et al.* (2009)]. Par comparaison avec les résultats des retrocalculs et d'autres analyses structurales obtenues avec la théorie élastique linéaire, Ullidtz *et al.* (1987, 1998 et 2006) ont proposé d'utiliser deux coefficients de correction analytique afin d'obtenir des marges sécuritaires pour le calcul de la valeur de l'épaisseur liée à fissuration par fatigue de l'enrobé ($f1$) et pour celle de l'orniérage du sol ($f2$). Plusieurs valeurs ont été utilisées par différents chercheurs en tenant compte de l'adéquation avec le contexte local d'application :

- Ullidtz (1987, 1998) : $f1=f2=0.9$ pour un système à deux couches et $f1=1$; $f2= 0.8$ pour une multicouche;
- ZAPADACAMA (Claudia *et al.* 2010) : $f1=f2=1$;
- ZAPRAM (Ramadan, 2011) : $f1=0.95$ et $f2=0.8$;
- Doré *et al.* (2009) et Quijano (2010) : $f1=1$ et $f2=0.9$.

Le modèle d’Odemark et ses dérivés ont été reconnus comme un ensemble de calculs qui donne des résultats convergents avec ceux de la méthode de Burmister et des éléments finis tant pour les analyses structurales courantes: linéaire, non linéaire et viscoélastique [Macdonald et Baltzer (1997), Zhang *et al.* (1998) cité par Scullion *et al.* (2009), Doré *et al.* (2009), Quijano (2010)]. La fiabilité des résultats obtenus avec cette méthode ainsi que son approche très pratique (facilité de conception, rapidité de calcul et convergence de résultat) a permis de l’incorporer dans plusieurs outils scientifiques et techniques de dimensionnement de chaussée [Doré et Zubeck (2009)]. Mais ; la plus grande reconnaissance scientifique et technique a été réalisée à partir du programme COST 333/1999 (Committee on Science and Technology) dans son volet «Development of New Bituminous Pavement Design Method», intitulé «Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures (AMADEUS)» qui a utilisé cette méthode pour réaliser la validation des résultats obtenus à travers d’autres logiciels d’analyses structurales (Francken *et al.* 2000). Par la suite, plusieurs administrations et travaux de recherches ont été développés. Ce qui a permis de développer plusieurs algorithmes utilisés dans la conception structurale des différents types de chaussées.

Outil de conception pour les chaussées routières

- le Mecanistic –Empirical Pavement Disign Guide (MEPDG) de l’AASHTO 2004 [Scullion *et al.* (2009), El-Badawy *et al.* (2011)];
- le logiciel ELMOD (Elastic Linear Model of Design) associé au deflectomètre FWD dynaflet utilisé pour les retrocalculs des résultats de déflexion [El-Badawy *et al.* (2011)];
- le logiciel MODCALC utilisé pour les retrocalculs avec le deflectomètre KUAB 50 en Thaïlande (Subagio, 2010);
- le logiciel OPAC 2000 du ministère des transports de l’Ontario (Zhiwei He, 1997);
- l’algorithme I3C développé par le département de génie civil de l’Université de Laval [Doré *et al.* (2009), Quijano (2010)].

D’autres chercheurs ont utilisé la méthode MET pour effectuer la corrélation entre les bassins de déflexion, la déformation, le module des sols et les trafics (Haas *et al.*, 2009). Par exemple,

les formules de détermination des coefficients structuraux (a_i) du nombre structural (SN) de la méthode AASHO et AASHTO sont des équations mathématiques qui ont des similarités avec la méthode de calcul d'Odemark. Au niveau africain, le SAPDM (South African Pavements Design Method) utilise également la méthode équivalente pour la détermination du coefficient de rigidité nécessaire pour calibrer le coefficient de sécurité (shift factor) des couches stabilisées (équation 4.12). De même, les auteurs du catalogue CEBTP (1980) recommandent de recourir à cette méthode pour simplifier les calculs au cours de l'analyse structurale d'une chaussée multicouche.

Outil de conception pour les chaussées aéronautiques

- le logiciel ZAPADACAMA (prise en compte du cisaillement des matériaux granulaires dans la conception structurale des chaussées aéronautiques);
- le logiciel ZAPRAM (prise en compte de la fluctuation de la nappe phréatique dans la conception des chaussées aéronautiques).

3.3 Chaussées rigides ou route en couches de béton

L'introduction de la dalle de béton a contribué à l'amélioration des capacités portantes des structures de chaussées [Huang (1993), Bresson *et al.* (2008), Assaf (2010)]. Pour une même épaisseur de revêtement les travaux de Shackel cités par Bresson *et al.* (2008) ont révélé que la couche en béton (cas des pavés) présente une résistance à l'orniérage supérieure par rapport à celle de l'enrobé bitumineux. De nombreux documents dont le guide technique des chaussées rigides du LCPC (2000) et le Pavement Analysis and Design (Huang, 1993) présentent la classification et la composition des différentes structures types. En se basant sur leurs dimensions, on peut retenir deux types de revêtement rigides : les blocs de pavés de béton et les dallages qui sont classifiés en quatre catégories de dalles plates (les dalles sans armatures et les dalles avec armatures en acier et/ ou sans joints). Ces dalles peuvent être épaisses ou minces. L'analyse du tableau 3.1 permet de visualiser les différentes

combinaisons possibles pour la structure des chaussées rigides qui peut se présenter sous différentes formes, à savoir :

- une couche de revêtement en béton armé continu posée sur une fondation en matériaux traités (grave-ciment, grave-bitume, béton maigre, béton bitumineux semi-grenu) ou directement sur une grave non traitée (GNT/latérite ou roc concassé);
- une couche de béton non armé, compacté au rouleau, posée sur une couche granulaire non traitée (GNT/latérite ou roc concassé) ou directement sur le sol d'infrastructure;
- une couche de revêtement en béton à joints non goujonnés ou à joints goujonnés posée sur une fondation en matériaux traités (grave-ciment, grave-bitume, béton maigre, béton bitumineux semi-grenu) ou directement sur une grave non traitée (GNT/latérite ou roc concassé).

Pour ce qui est du calcul des contraintes et des déformations qui affectent les chaussées rigides, les travaux de base sont l'œuvre de Hoog (théorie similaire au modèle de Boussinesq), de Westergaard, des améliorations d'Ioanides (Huang, 1993) ainsi que des travaux de Lagrange (Thiaw, 2006). L'absence de différence de dimensionnement entre les bétons utilisés dans différents secteurs de la construction a permis de développer plusieurs théories modernes afin de modéliser le comportement mécanique du béton. Les conceptions classiquement réalisées à partir des hypothèses de Westergaard sont de loin les plus utilisées.

Les observations suivantes sont utilisées en hypothèses de conception:

- le sol oppose une réaction (traduite par son module de réaction) mais ne peut transmettre les contraintes de cisaillement;
- la dalle concentre toute la charge, subit une compression à la surface et une traction à sa base. Ce phénomène est inverse au niveau de la bordure de la dalle (figure 3.12).

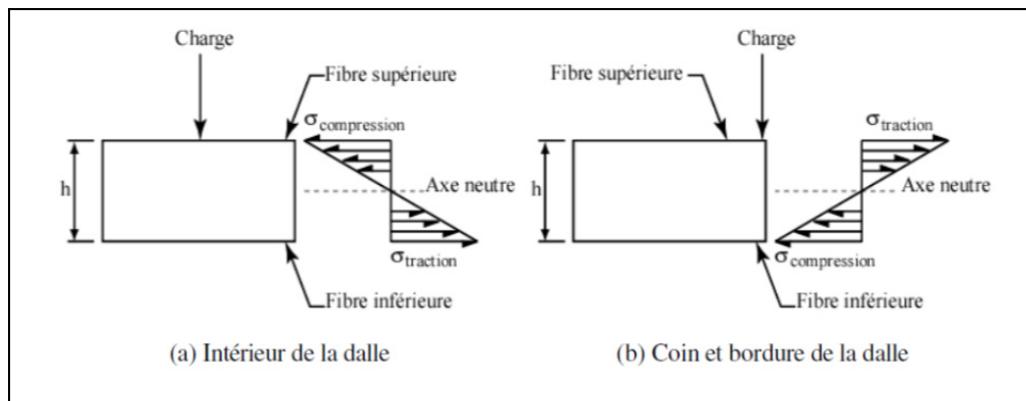


Figure 3.12 Comportement mécanique d'une couche en béton (dalle)
Tirée de Saucier *et al.* (1995, p.7)

Différents types d'endommagements affectent ce type de chaussées. On peut citer: la détérioration des joints et les bordures des dalles, le pompage de fines, les microfissures engendrées par le retrait pendant la cure du béton, le gauchissement thermique des dalles, les déflexions qui affectent la structure avant la fin de la période de compaction des fondations granulaires (Huang, 1993). La performance structurale de ce type de chaussées peut être efficacement évaluée en analysant les différents types d'endommagements (figure 3.13 et figure 3.14).

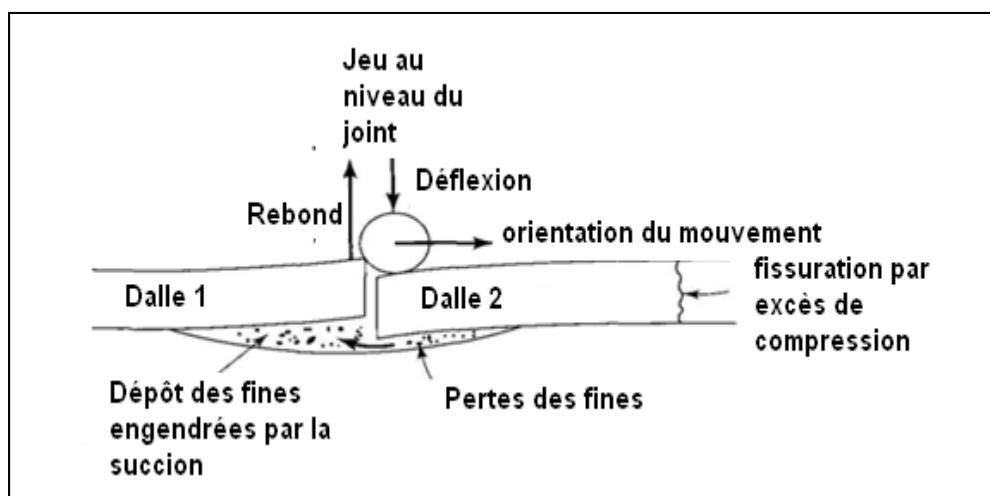


Figure 3.13 Localisation des points de faiblesse des chaussées rigides
Tirée de Huang (1993, p.12)



Figure 3.14 Exemple type d'endommagement des chaussées rigides
Tirée de Kohler (2007, p. 279)

En pratique, la conception actuelle des chaussées rigides est basée soit sur les:

- résultats de retour d'expériences : méthode conventionnelle de calcul pour les bétons armés pour les radiés, les fondations et les ouvrages d'arts;
- calculs par la méthode empirique (WINPASS / modèle de l'AASHTO 93);
- calculs selon l'approche analytique et/ou mécanistique-empirique ou par éléments finis.

De nombreux travaux ont montré que l'utilisation des équations de Westergaard-Ioannides dans la méthode analytique-empirique, pour l'analyse du comportement rhéologique des dalles, conduit à des résultats conservatifs (Huang, 1993). Les formules les plus usuelles sont ci-dessous présentées.

- calcul de la pression distribuée sous la dalle [P (r)]

$$P(r) = q \times a / [2a(a^2 - r^2)] \quad (3.29)$$

q: pression de pneu/charge ; a : rayon d'application; r : distance entre le centre et le point d'application de la charge.

- calcul de la déflexion de surface (W_o)

$$W_o = P \cdot q \cdot r \cdot x (1 - 2\mu) / 2E \quad (3.30)$$

q: pression de pneu; P : charge ; r : distance entre le centre et le point d'application de la charge; μ : coefficient de poisson; E module de la dalle

- calcul du module de réaction du sol (K)

$$K = P/W \quad (3.31)$$

P: charge; W : déflexion totale

- calcul de la contrainte à l'intérieur de la dalle (σ_i)

$$\begin{aligned} \sigma_i &= 3x(1+a)xP \times [0.6159 + \ln(l/b)] / 2xh^2 \text{ avec} \\ b &= a \text{ si } a = 1.724xh; \\ b &= (1.6a^2 + h^2)^{1/2} - 0.675xh \text{ pour } a < 1.724xh \\ h &: \text{épaisseur de la dalle ; } l \text{ est le rayon de la rigidité relative} \end{aligned} \quad (3.32)$$

Plusieurs chercheurs et services techniques ont développé des solutions pratiques locales basées sur le dimensionnement des contraintes au niveau des zones critiques (joints, bordures, centre) et le dimensionnement du phénomène de pompage des fines [Assaf (2010), Maillard (2010) cité par Broutin (2010)]. Les principaux outils disponibles sont (liste non exhaustive) :

- les logiciels de calcul et d'analyses structurales : PCA-PAV (méthode mécanistique); STREET PAVE (méthode mécanistique); KENSLABS, ILLI-SLABS (éléments finis);
- les guides de conception techniques disponibles au niveau des services administratifs routiers comme: l'Association Canadienne du Ciment (ACC) avec la méthode Thickness Design for Concrete; le Highway and Street Pavements utilisé pour différents types de

- chaussées (voirie urbaine et autoroute); le Portland Cement Association (PCA) et le Structural Design of Roller Compacted Concrete for Industrial Pavements ; l'AIPCR avec le Revêtements en béton armé continu (1994); le guide technique des chaussées rigides du LCPC (2000); le catalogue des chaussées en BCR de Assaf et al. (2005);
- de nombreux travaux sur les chaussées rigides réalisés en Afrique du Sud par le CSIR (Council for Scientific Research and Industry) en Afrique du Sud (Kannemayer *et al.* 2007).

3.4 Chaussées semi-rigides ou chaussées mixtes

Ce type de conception se rapporte à l'utilisation des couches stabilisées (ajouts de ciment ou des mélanges bitume-ciment ou des émulsions dans les GNT ou le sol) pour améliorer la rigidité des couches ciblées. Ces matériaux composites sont utilisés en couche de fondation et de sous-fondation en substitut des matériaux granulaires non liés de faible portance, car le traitement contribue à augmenter la valeur du module de rigidité. Ce qui permet de réduire l'épaisseur à utiliser et à améliorer également la durée de vie. Cette technique peut également avoir un impact positif sur la réduction des budgets et l'épuisement de matériaux parce que les cubatures à mobiliser sont faibles pour le mètre-linéaire et l'épaisseur en comparaison avec la couche de fondation et de sous-fondation pour la chaussée flexible (Nunez, 2008). En analyse structurale, ce sont des structures dont le dimensionnement n'est pas séparé de celui des chaussées souples. La démarcation réside dans la position des points d'analyse et le calcul des modules. Pour le matériau non lié on prête attention à l'ornierage dû à la contrainte compressive tandis que pour son équivalent stabilisé le focus est sur la déformation horizontale donc sur la fissuration en fatigue. Les fonctions de transferts liés à la loi de comportement des matériaux varient d'une administration (ou laboratoire) à une autre [Nunez (2008), Molenaar (2007)].

3.5 Conclusion

La contribution des mathématiques et des autres sciences ainsi que l'apport des retours d'expériences de plusieurs experts du génie routier ont été décisifs pour le développement de

plusieurs méthodes qui facilitent le dimensionnement des chaussées. Ces différents modèles théoriques et conceptuels sont basés soit sur les hypothèses empiriques ou soit analytiques ou les deux à la fois. Pour les modèles analytiques, les résultats de Burmister et de Boussinesq–Odemark sont fréquemment utilisés pour les chaussées flexibles; tandis que la théorie de Westergaard-Ioannides sert pour la conception des chaussées rigides.

Le choix de l'une ou de l'autre méthode et de la théorie conceptuelle a des incidences sur:

- la fiabilité des résultats et la complexité des calculs;
- la nature des conditions aux limites;
- le besoin en données, en expertises et en équipements à mobiliser;
- les budgets des différents projets.

Les résultats d'analyses présentées dans les chapitres 4 et 5 permettent de comprendre les avantages et les limites d'application de ces différents modèles.

CHAPITRE 4

DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES EN AFRIQUE SUB-SAHARIENNE

Ce chapitre présente les principaux outils de dimensionnement utilisés en ASS, leur cadre théorique et conceptuel, les fondements mathématiques ainsi que leurs limitations.

4.1 Outils de conception structurale et leurs limitations

4.1.1 Catalogue du CEBTP

Le document de référence est le « guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux et désertiques » qui regroupe les résultats des recherches compilées de 1972 à 1984. Ce catalogue est l'adaptation locale aux pays tropicaux d'Afrique et des Antilles, de la méthode analytique rationnelle utilisée en France par le LCPC. Ce catalogue a été plus utilisé en Afrique francophone de l'Ouest [Thiaw (2006), Combéré (2008)] et du Centre (Ngagnon *et al.* 2008). Les structures de chaussées ont été dimensionnées pour des conditions de trafic de 30% de poids lourds et une surcharge de 10%.

C'est une méthode semi-empirique dont le dimensionnement de la structure de base est fait à partir des abaques. Il est complété par l'évaluation des contraintes et des déformations basés sur les travaux empiriques et semi-empiriques en utilisant l'essieu standard de 130kN. Les principaux paramètres et le protocole de mis en œuvre sont décrits dans les documents techniques et les travaux des auteurs suivants :

- Yoder-Witzcak (1975) : Note technique CEBTP 10-1 contenant les abaques de Peattie et le tableau de Jones (1962) et qui servent pour le calcul des déformations à partir des équations de la loi de Hooke (équation 3.13);

- Kerkhoven et Dormon : Note technique CEBTP 10-3 pour le calcul des contraintes (valeur admissible) en utilisant l'équation semi-empirique ci-dessous.

L'évaluation structurale comprend les étapes suivantes :

- la détermination de la contrainte compressive admissible au niveau du sol par l'équation 4.1;

$$\sigma_z = \frac{0.3 \text{ CBR}}{1 + 0.7 \log N} \quad (4.1)$$

σ_z est en Kg/m^2 ; N est le trafic en essieu de 130kN ; CBR du sol

- la vérification de la loi de fatigue des matériaux à travers l'équation 4.2

$$\log \frac{\sigma}{\sigma_0} = \alpha \log \frac{N}{N_0} \quad (4.2)$$

$\alpha=5$ pour les enrobés et 1 à pour les matériaux traités au liant hydrauliques; σ et σ_0 sont respectivement les contraintes admissible et calculée; N et N_0 sont les nombres de passages calculé et celui du trafic (essieu 130kN).

Les modules des matériaux sont déterminés à partir des équations 4.3 et 4.4.

- pour les matériaux granulaires non liés et sol (module statique);

$$E_{\text{statique}} = 50 \times \text{CBR}, \text{ pour les matériaux moyen à grossier} \quad (4.3a)$$

$$E_{\text{statique}} = 30 \times \text{CBR}, \text{ pour les matériaux fin à très fin} \quad (4.3b)$$

- pour les matériaux traités au liant hydraulique (ciment).

$$E_{\text{statique}} = 1000 \text{ à } 2000 * R_{C7} \quad (4.4)$$

R_{C7} : la résistance des matériaux à 7 jours [1000 pour les matériaux plastiques, 2000 pour les matériaux granulaire).

Tandis que les valeurs du CBR (%) du sol et les classes de trafic retenues correspondent aux données restituées dans les tableaux 4.1 et 4.2.

Tableau 4.1 Classification géotechnique des sols
Tiré du catalogue CEBTP (1980, pp.21-25)

Classe de CBR	Valeur courante (%)	Description des sols
S ₁	< 5	Sol silteux, argileux ou sol tourbeux
S ₂	5 à 10	Argile, sable argileux, limons, argile latéritique
S ₃	10 à 15	Sable et graves
S ₄	15 à 30	Graviers et arènes à grains moyens
S ₅	>30	Arènes à grains grossiers

Tableau 4.2 Classes du trafic et paramètres de la couche du sol
Tiré Catalogue CEBTP (1980, pp.23-25)

Débit journalier moyen annuel (DJMA)	Classe du trafic (Ti)	Valeur pour l'essieu équivalent (N.E) de 13 tonnes (130kN)	Pourcentage des fines (< 80µm) et indice de plasticité [valeur].
300	T1	$T1 < 0.5 \cdot 10^6$	
300 à 1000	T2	$5 \cdot 10^5 < T2 < 1.5 \cdot 10^6$	35 et [Ip=30]
1000 à 3000	T3	$1.5 \cdot 10^6 < T3 < 4 \cdot 10^6$	
3000 à 6000	T4	$4 \cdot 10^6 < T4 < 10 \cdot 10^6$	
6000 à 12000	T5	$10 \cdot 10^6 < T4 < 20 \cdot 10^6$	30 et [Ip=20]

Dans la pratique, les sols de la classe S1 se rencontrent en zone humide (marécageuse ou bas-fond) et nécessite un traitement hydraulique et un drainage profond sous la plateforme de la chaussée. La structure de la chaussée devrait être au maximum surélevée afin de réduire

l'impact de l'humidité (qui pourrait servir de lubrifiant pour la déformation) sur la couche de fondation et le revêtement.

La méthode CEBTP est plus utilisée pour le dimensionnement des chaussées flexibles à faible trafic (T1 à T3 du tableau 4.2). Elle est adaptée à des structures monocouches et bicouches. Pour les chaussées à fort trafic (T4 et plus) ainsi que les structures à trois couches et plus, les auteurs du catalogue 1984 recommandent d'utiliser la méthode analytique rationnelle (les abaques, les catalogues LCPC 1994 et 1998 et le logiciel ALIZÉ). Pour des trafics inférieurs à T1, le guide recommande d'utiliser les approches semi-empiriques basées sur la variation du nombre d'essieux équivalents standard (NE) de 130 kN, à savoir:

- pour $NE < 100\ 000$ cycles mettre un enduit directement sur la couche granulaire traitée;
- pour les couches granulaires non-traitées on adopte 15 cm si $NE < 100\ 000$ cycles et 20 cm si $NE > 100\ 000$ cycles.

Analyse des limitations de la méthode CEBTP

Les résultats de plusieurs travaux de recherche ont révélé les limitations observées pour cette méthode. [Thiaw (2006), Ba (2008), Combéré (2008), Mbodji (2011)]. Elles portent sur:

- 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 mécaniques des matériaux notamment les graves traitées au liant hydrauliques;
- la détermination du module résilient des matériaux concassés à partir du CBR;
- la pondération du pourcentage des fines par l'essai de l'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 (tests du Los Angeles et du Micro-Deval) des éléments granulaires.

4.1.2 Catalogues du TRL et du TRL-SADC

Ce sont des catalogues développés à partir de la méthode semi-empirique britannique de dimensionnement routier. La version publiée en 1993 sous la dénomination de TRL Overseas Road, Note 31 est actuellement exploitée en remplacement de la TRL note n°29 (1962). Ce document technique contient des similarités avec celui du CEBTP (1984) notamment sur les chaussées flexibles et semi-rigides. Cependant le mode de conception est fondamentalement différent. Et, les valeurs de l'essieu standard de base ne sont pas les mêmes : 80 kN pour le TRL et 130 kN pour le CEBTP et le LCPC. Le dimensionnement avec cette méthode est basé sur l'évaluation de la valeur résiduelle des structures des chaussées à la fin de l'horizon de service [TRL, Note 5 (1988)]. L'exploitation de ces résultats d'auscultations ainsi que les compilations des mesures de déflections et de CBR permet de réaliser une analyse comparativement des différents résultats. Ces données permettent de sélectionner les différents types de matériaux qui ont fait la preuve de leur performance dans le contexte local de référence. La conception de nouvelles structures se fait en deux étapes, qui sont :

- la sélection initiale des matériaux à partir des résultats des essais normatifs (laboratoire et /ou par le système de charges roulantes=manège de l'orniérage) pour le même type de trafic conformément à la TRL Note 40 (1978) et des conditions environnementales locales (TRL Note 31);
- l'analyse des données statistiques des détériorations (structurale et fonctionnelle) observées qui permet de retenir une structure de chaussée apte à supporter un type de trafic équivalent à une charge précise et dont le contexte local (climat, sol, drainage, etc.) du tronçon est connu sur une période d'années très étendue pouvant aller à 30 ans (Haas *et al.* 1994).

Le TRL Note 31 a été utilisé comme support pour l'élaboration du deuxième catalogue sous-régional de dimensionnement des chaussées types en Afrique australe (1999) connue sous l'appellation de « Guide de conception des chaussées de TRL-SADC » (Pinard, 2006).

Les équations semi-empiriques de base ont été développées par Powell *et al.* (1984) :

- l'équation 3.8 pour les matériaux granulaires;
- l'équation de fatigue structurale de l'enrobé (ci-dessous)

$$N_{crack} = 1.66 \times 10^{-6} \times (\varepsilon_t)^{-4.32} \quad (4.5)$$

N_{crack} : Nombre de passages pour la fissuration par fatigue;
 ε_t : déformation horizontale (axe x ou tension) à la base de l'enrobé.

- l'équation de la déformation permanente des matériaux granulaires (orniérage) du sol

$$N_{rut} = 6.18 \times 10^{-8} \times (\varepsilon_v)^{3.95} \quad (4.6)$$

N_{rut} : Nombre de passages pour atteindre l'orniérage de 10.2mm;
 ε_v : déformation verticale au sommet du sol (axe z ou compression).

Limitations de la méthode TRL, TRL-SADC: analyses et discussion

Les principales limitations sont liées aux aspects suivants :

- la mise en œuvre sécuritaire de cette méthode exige l'actualisation permanente des bases de données et requiert la présence d'experts multidisciplinaires chevronnés et dotés d'équipements performants;
- les limitations générales des méthodes empirique et semi-empirique ainsi que la difficulté de corrélations locales entre les résultats des laboratoires de Grande-Bretagne et ceux de l'ASS.

La méthode du TRL est une méthode basée sur la performance résiduelle et comporte des avantages liés à des possibilités de réaliser des analyses très fines lors de l'auscultation des

chaussées pendant le cycle de vie de chaque axe routier [Paterson (1987), Assaf (2011)]. L'incorporation de telles données dans la conception initiale peut contribuer à limiter des erreurs dans le processus de validation finale. Mais, cette approche donnera fréquemment des résultats pessimistes aussi longtemps que le niveau d'équipements et d'expertise des administrations et des compagnies locales en ASS restera bas.

4.1.3 Outils et démarches de conception spécifiques à certains pays

Un examen non exhaustif est présenté ci-dessous sur les pays en fonction de certaines spécificités locales observées.

Afrique de l'Est et Afrique Australe

En Afrique de l'Est et Australe, on distingue deux types de catalogue (Pinard,2006) :

1. les catalogues de type sous-régional : le Pavement Rehabilitation Investigation and Design ou Guide de conception des chaussées de la SATCC -1997 (Southern Africa Transport and Communications Commission) et le Guide de conception des chaussées de TRL-SADC (1999);
2. les catalogues spécifiques à certains pays : la Tanzanie (1999), le Kenya (1987), l'Ouganda (2005), le Zimbabwe (1975), le Botswana (1982), l'Afrique du Sud.

Ce sont des catalogues développés à partir des travaux du TRL en prenant en compte les conditions locales.Les autres Pays de la SADC-COMESA utilisent soit le code SAPDM de l'Afrique du Sud soit les méthodes TRL/SADC ou SATCC (Pinard, 2006).

Cas du Rwanda

Le Rwanda a abandonné, en 2002, la méthode française (CEBTP et LCPC-SETRA) au profit du modèle de l'AASHTO 1993 et ses critères de validation pour les chaussées flexibles. Cependant, la méthode de l'AASHTO est de type empirique. L'utilisation de cette méthode

nécessite une expertise pointue car les données à utilisées doivent être recueillies dans les mêmes conditions des essais de base de l'ASSHTO, autrement les performances structurales des chaussées sont estimées avec des erreurs (Assaf, 2010). Au cours de la quatrième année d'utilisation, les rapports d'auscultations réalisées sur les chaussées flexibles ont révélé des détériorations structurales importantes et précoce (Ndéka, 2006). Ces structures routières dimensionnées pour une durée de conception projetée à 15 ans n'ont eu qu'une performance acceptable sur 27% de leur durée de vie. Ce résultat montre que le Rwanda n'a pas pu satisfaire à toutes les exigences techniques pour la mise en œuvre adéquate de ladite méthode.

Cas du Botswana

Au Botswana, le dimensionnement structural est réalisé à partir de trois (3) catalogues de conception, qui sont : le BRDM-1982 (Botswana Road Design Method/ Méthode empirique utilisant le CBR), le TRH-4 (1996) de l'Afrique du Sud et le Note Road 32 du TRL (Motswagolé, 2007). L'essieu standard est de 80kN et le trafic routier est reparti en classe jusqu'à un maximum 12 millions de poids-lourds (80kN).

Afrique du Centre et Afrique de l'Ouest

Le dimensionnement structural est réalisé en utilisant les outils de conception des méthodes françaises, anglaises, de l'AASHTO et de la SADC (Combéré, 2008). Cependant, la méthode rationnelle française est la plus courante. Par ailleurs, quelques efforts de recherches sur la formulation des matériaux ont été réalisés dans les centres universitaires en collaboration avec les compagnies et les laboratoires affiliés aux administrations routières (Sénégal, Côte d'Ivoire, Cameroun, Congo, etc.).

Cas du Sénégal

Plusieurs catalogues de dimensionnement des chaussées pour le Sénégal ont été développés à partir de 1993 dans le cadre des travaux de fin d'études (niveau Ingénieur, Maîtrises et Doctorat) dans les centres universitaires à Dakar et Thiès ou dans les universités étrangères. Ces outils sont élaborés à travers une collaboration entre les universités, l'administration routière sénégalaise et les compagnies en charge des travaux. L'un des résultats marquant cette dernière décennie est la thèse de Doctorat de Ba (2011-2012) portant sur l'élaboration d'un protocole de calibration des principaux matériaux du Sénégal en se basant sur les résultats de du MEPDG (2004).

Cas de la Côte d'Ivoire

Un catalogue de chaussée a été développé en 1977 à partir des résultats du CEBTP de 1974. Étant donnée la forte utilisation de la latérite, plusieurs travaux universitaires ont été consacrés à ces matériaux (Bohi, 1993).

Cas du Cameroun

Des efforts de recherche en géotechnique routière ont été également réalisés, surtout dans la caractérisation des matériaux et l'auscultation des chaussées (Sikali et al. 1987). Les méthodes de dimensionnement et leurs limitations sont celles du CEBTP et du LCPC.

Cas du Nigéria

L'administration routière du Nigéria utilise la méthode de dimensionnement empirique à partir des abaques basés sur le CBR ou CBR-Trafic volume method (Ekwulo et Eme, 2009). Ces abaques sont la reproduction locale du catalogue TRL (1970) élaboré en utilisant les résultats de l'USACE (United States Army Corps of Engineer) dont l'équation de base ci-dessous (formule 4.7) a été développée par Yoder et Witczak (1975).

$$h = \sqrt{fx \left[\frac{1}{(8.1 \times CBR)} - \frac{1}{(\pi \times P)} \right]} \quad (4.7)$$

Avec h : épaisseur de la couche, f (coefficients de l'erreur permise),

P : charge du trafic/ poids lourd de 80kN et CBR : portance du sol.

Toute la procédure et les normes utilisées sont consignées dans le document appelé : Federal Highway Manuel (1973). La conception routière réalisée en prenant en compte les données suivantes :

- les épaisseurs sont déduites des abaques à partir du nombre d'essieux permis sur le projet /nombre de camions excédents 29.89 kN et en fonction du CBR du sol;
- les valeurs empiriques limites pour la couche de l'enrobé sont: 100mm (trafic lourd), 75mm (trafic moyen) et 50mm (Trafic faible).

Limitations de la CBR-Traffic volume method : analyses et discussion

C'est une méthode qui ne prend pas en compte l'évaluation des contraintes et des déformations engendrées par la charge des poids-lourds pour valider l'épaisseur des couches proposée. Pour tester l'efficacité de cette méthode, des analyses linéaires comparatives ont été réalisées de quelques structures en utilisant les logiciels DAMA, ELSYM5 et EVERSTRESS et les seuils de fiabilité défini sur la base des critères de Heuklom et Klomp (1962) cités par Ekwulo et Eme (2009). Dans les différents tests la prise en compte du coefficient de sécurité f conduit à utiliser de 10 mm à 20 mm d'épaisseur de plus que les autres pour la couche de sous-fondation de la section nigériane. Les données obtenues ont montré des résultats convergents pour la fissuration par fatigue de l'enrobé et un échec pour l'orniérage du sol. Dans l'ensemble, tous les résultats obtenus ont été jugés peu sécuritaires par rapport aux critères de Heuklom et Klomp. Ces constats sont en accord avec les difficultés du Nigéria à satisfaire les conditions de mise en œuvre du logiciel RONET et de la

méthode du HDM-4 (Assaf, 2010). La présence récurrente de l'ornierage, les rapiéçages (patchings), les nids de poule et la fissuration témoigne de la faiblesse structurale des chaussées et des limitations de cette méthode de conception. Ainsi, les deux chercheurs nigérians ont vivement recommandé l'usage des méthodes analytiques ou empirique-mécanistiques ainsi qu'une calibration locale des matériaux et des paramètres de dimensionnement pour les futurs projets de conception structurale des chaussées.

Cas de la République du Congo (Brazzaville)

En République du Congo, c'est le Bureau du Contrôle de Bâtiments et des Travaux Publics (BCBTP) qui assure la gestion administrative et l'expertise technique au profit du gouvernement (ministère de l'équipement et des travaux publics ou METP). Les premières chaussées revêtues ont été dimensionnées avec la méthode AASHO (année 1960-1970). La méthode CEBTP a fait son entrée dans les années 1980 (Plan quinquennal 1 et 2). Les années 1990 ont connu l'introduction des structures de chaussées obtenues avec le logiciel ALIZÉ-3 et les catalogues LCPC (1994, 1998). Toutefois, les auscultations ultérieures des chaussées ont révélé des endommagements importants et coûteux. En utilisant les analyses de corrélations entre les données de terrain sur la performance des diverses chaussées existantes, l'équipe du BCBTP a procédé à l'adaptation locale des résultats en effectuant un ajustement technique consistant à majorer de 30% les valeurs des contraintes et des déformations obtenues avec les outils du LCPC (Ngagnon *et al.* 2008). Des efforts supplémentaires ont été entrepris au cours de ces dernières années notamment pour le rééquipement en instrumentation modernes, l'utilisation des nouveaux matériaux et l'adaptation locale d'autres normes de formulation ou de calibration des matériaux (Ngagnon *et al.* 2008). C'est le cas notamment des nouvelles classes de bitumes en provenance de l'Afrique du Sud qui ont été utilisées pour la construction et la réhabilitation des axes routiers de la décennie 2000 et l'acquisition des nouveaux équipements comme le deflectomètre LACROIX, des équipements de laboratoire (formulation des enrobés) et de chantiers afin de redéfinir à partir des résultats ainsi que des critères locaux les normes de calibration des matériaux et de dimensionnement des chaussées. L'utilisation de ces équipements pourrait également

permettre la mise en place des bases de données géotechniques performantes. C'est aussi une bonne option pour relancer la recherche en génie routier en collaboration avec les universités soit au plan local ou soit sous-régional.

4.1.4 Catalogue du LCPC -SETRA

C'est une méthode analytique développé par les services techniques et de génie-conseils de l'administration française (LCPC-SETRA) en couplant la théorie de Burmister (1943-1948) appliquée à l'analyse linéaire d'une multicouche (homogène isotrope) et les résultats de Wohler-Miner pour la validation de l'endommagement par fatigue. L'essieu de référence est celui d'un poids lourd de 130kN (662kPa de pression de contact, 125mm 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 performance 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 déflectomètre 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 cumul linéaire de dommages (Miner) jusqu'à un seuil probabilistique proche de 2.10^6 cycles 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 en présence (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 résultats sont transcrits sous-forme de chaussées types présentées dans les manuels et les guides de conception des chaussées homologuées en 2002. Lorsqu'on n'utilise pas les catalogues 1994 et 1998, le dimensionnement est réalisé à l'aide des logiciels ALIZÉ ou Eco-Route ou CESAR.

La mise en œuvre de ces différentes étapes est effectuée en respectant un certain nombre de normes (exemple : la norme NF-P98-260-02 pour l'essai de détermination au laboratoire du module complexe de l'enrobée bitumineux).

Les valeurs admissibles sont calculées à partir des équations suivantes :

Déformation admissible pour les matériaux bitumineux

$$\epsilon_{\text{admissible}} = \epsilon_{\text{NE6}} (10^\circ\text{C}; 25 \text{ Hz}) \times k_d \times (\text{NE}/106) \times b \times k_r \times k_s \times k_c \quad (4.8)$$

Le module complexe est déterminé selon la loi de Huet-Sayegh cité par Doucet (2010). C'est un module thermo-viscoélastique (Balay *et al.* 2010) obtenu à partir des formules (3.24 et 3.25).

Contrainte admissible pour les matériaux traités aux liants hydrauliques

$$\sigma_{\text{admissible}} = \sigma_{\text{NE6}} \times (\text{NE}/10^6) \times b \times k_d \times k_r \times k_s \times k_c \quad (4.9)$$

Les constantes 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.

Le module résilient des matériaux granulaires est obtenu à partir de l'équation 3.19 du modèle de Boyce (Doucet, 2010) Tous les matériaux utilisés ont été calibrés à une température équivalente comprise entre 10°C et de 15°C.

Déformation admissible

$$\varepsilon_{\text{adm}} = f \times (\text{NE})^{-0,222} \quad (4.10)$$

avec $f = 16\ 000$ pour les trafics faibles (NE) et $f = 12\ 000$ pour un trafic moyen à fort.

Logiciel ALIZÉ

C'est le logiciel le plus utilisé. La version actuelle est ALIZÉ 3. La gestion de la modélisation se fait à travers trois (3) menus ayant des fonctions spécifiques utilisées pour:

1. la définition de la structure;
2. l'identification des valeurs admissibles/sous-menus disponible à chaque couche;
3. le calcul des contraintes et des déformations pour la structure avec prise en compte des variantes (par incrémentation soit des modules soit des épaisseurs).

Une bibliothèque des matériaux et des tableaux ou des guides facilitent les choix des paramètres clés pendant le dimensionnement : outil calcul du trafic, outil valeur admissible, outil choix des variantes, onglet/guide de coefficient d'agression moyen, onglet/guide des risques.

Limitations de la méthode du LCPC-SETRA : analyses et discussion

Après la publication des guides de dimensionnement et d'utilisation des matériaux de 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.

En effet, les résultats des travaux de Domec (2005) ont révélé que l'ornierage 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 :

1. la détermination du module qui contrôle la rigidité des matériaux;
2. et la norme de l'essai de formulation des matériaux.

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 1°C de température engendrerait 5% d'erreurs dans le calcul du module de rigidité des matériaux [De la Roche (2001) cité par Domec (2005)]. 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. Or, la température est l'un des paramètres clés pour la caractérisation des matériaux (Huang, 1993). Les analyses comparatives entre les résultats des détériorations observées en utilisant l'essai en fatigue (du manège de l'ornierage) versus les résultats des auscultations des chaussées en utilisation, l'on amené également à contester la validité des principaux essais normalisés sur lequel repose la détermination des valeurs admissibles des matériaux de la bibliothèque de la méthode de dimensionnement structural du LCPC. 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 les différentes classes de bitumes et de graves utilisées. On se retrouve donc en présence d'un modèle mathématique non-cohérent et non applicable selon les conditions prévues pour appliquer de façon sécuritaire la loi de comportement des matériaux (Jabbado, 2006).

L'application de ces résultats au niveau de l'ASS a eu des répercussions importantes dans la caractérisation des matériaux (Ba, 2008). Des effondrements des couches de fondation, des

incompatibilités d'adaptation au contexte local (la sélection de la température équivalente) et des courtes durées de vie ont été inventoriés dans les rapports d'expertises et les travaux de recherche [Thiaw (2006), Boukari (1990), Tockol (1993), Combéré (2008), (Ba, 2008), Ngagnon *et al.*(2008)].

Pour Balay *et al.* (2010), ces erreurs peuvent être corrigées en adoptant une approche semi-empirique de validation des résultats basée sur des corrélations issues des retours d'expériences des ingénieurs du génie routier. L'application de cette solution technique a été effectuée au plan régional en réalisant des corrélations entre les données du LCPC et celles du CEBTP sur la base des résultats d'auscultation de 7000km de chaussées réalisées entre 1960 et 1980 (Combéré, 2008). Mais, des résultats pessimistes ont été observés dans plusieurs pays [Thiaw (2006), Boukari (1990), Tockol (1993), Combéré (2008), Ba (2008), Ngagnon *et al.*(2008)]. Au plan local, le BCBTP du Congo a utilisé une approche de terrain en majorant de 30% les valeurs des contraintes et des déformations obtenues avant de déduire le nombre de passages des poids lourds admissibles. Néanmoins, les auscultations des chaussées ont montré que les résultats sont pessimistes et des incohérences dans les données ont été notées (Ngagnon *et al.* 2008). Ces difficultés d'arrimage s'expliquent par le fait que la calibration et la sélection des modules de rigidité de la méthode rationnelle française sont basées sur des probabilités de température (dite équivalente) et d'occurrences des pathologies enregistrées dans le contexte de trafic et de climat de France (Goacolou *et al.* 2003). De plus, plusieurs résultats d'analyses de terrain ont été réalisés à partir des retrocalculs des bassins de déflection avec le deflectomètre LACROIX. Or cet équipement est plus adapté à l'analyse des couches de fondations et de sous-fondation (Wurckler, 2010). Alors que le dimensionnement avec la méthode CEBTP met l'emphase sur la déformation à la base de l'enrobé et au sommet du sol. L'adaptation dans les conditions locales de l'ASS nécessite donc la prise en compte de données statistiques locales beaucoup plus importantes, la mobilisation des équipements et une expertise pointue qui ne sont pas toujours disponibles au niveau des administrations de l'ASS.

Il est espéré que la mise en application de la nouvelle norme de réalisation des essais « NF P98-086 : Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves» apportera un nouveau souffle à la méthode de dimensionnement rationnel du LCPC.

4.1.5 Catalogue du SAPDM de l'Afrique du Sud

Mieux organisé, plus équipé que les autres administrations et centres de recherche en Afrique, et fort de ses succès dans la conception des modèles de dimensionnement des chaussées en terre utilisées par les compagnies minières et forestières, le Council for Scientific and Industrial Research (CSIR) a développé le concept du *South African Mechanistic Design Method*(SAMDM) devenu *South African Pavement Design Method*(SAPDM) en 2007. C'est une méthode mécanistique-empirique appliquée à une analyse multicouche linéaire. Elle privilégie l'analyse de la performance structurale de chaque couche prise individuellement et son interaction globale avec les autres couches de la chaussée. Elle est issue de l'adaptation au contexte local subsaharien à partir des résultats de plusieurs modèles : TRL, de l'AASHO de 1965, des travaux de Uzan (1985) sur le cisaillement des matériaux, de l'AASHTO /MEPDG (Mecanistic Empirical Pavement and Design Guide) ainsi que de l'application des critères de rupture de l'enveloppe du cercle de Mohr-Coulomb (Theyse *et al*, 2011). L'introduction de ces hypothèses vise à identifier les seuils de ruptures des matériaux pour réduire les contraintes et les déformations. Cette procédure permet de recueillir de façon contrôlée des informations rhéologiques utiles notamment pour établir des seuils (état limite) qui serviront comme ratio de fiabilité (safety factor) lors du dimensionnement (Kannemeyer, 2007). Le SAPDM incorpore également des résultats in-situ (données empiriques et analytiques) obtenues par retrocalcul à partir des résultats de simulations ciblées des couches (composition et épaisseur) par la méthode de mesures multiparamètres utilisant une batterie d'équipements simulant les conditions de trafic et d'environnement pour induire une accélération contrôlée des détériorations structurales en utilisant l'Accelerated Pavement Test(APT) et le Heavy Vehicule Simulator (HVS).

Comme pour la méthode française, la validation des structures dimensionnées avec le modèle SAPDM s'effectue à travers la vérification de la satisfaction de l'inéquation mathématique suivante : valeur calculée inférieure ou égale (\leq) à valeur admissible. La démarcation se fait à l'étape de la validation des valeurs calculées. Des valeurs de ratio de contraintes (déterminées à partir des seuils empiriques locaux) et des facteurs de fiabilité (safety factor) sont utilisées pour chaque couche (Theyse, 1996). Ainsi chaque couche de la structure de chaussée peut faire l'objet d'une analyse spécifique à chaque étape de la construction ou de la réhabilitation (Theyse *et al.* 2011). Pour l'enrobé bitumineux, la loi de fatigue est une adaptation locale de la théorie de tassement de Shell. Les valeurs admissibles sont considérées comme des seuils semi-empiriques issus des travaux de Dormon et Metcalf (1962-1965). Une équivalence avec chaque classe de trafic a été déterminée sur la base d'un essieu standard d'un poids lourd de 80 kN. Au niveau des valeurs calculées, les contraintes développées au sein des matériaux granulaires non-liés (classe Gi) sont examinés suivant un modèle de comportement non-linéaire associé à l'endommagement structural basé sur le cisaillement et la densification (plastification ou défaillance par compactage en excès). Au niveau du sol, la déformation est contrôlée par sa déflexion totale et la plastification. Un ratio de contraintes (SR) et une valeur seuil (safety factor ou FoS) sont également utilisés pour valider le résultat pour chaque couche. Le calcul du stress ratio (SR) se fait par l'équation suivante :

$$SR = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_h \tan^2 [45^\circ + \phi/2] + 2C \tan [45^\circ + \phi/2]} \quad (4.11)$$

σ'_h et σ'_v : contraintes horizontales et verticales dérivées de la loi de Mohr-Coulomb; C : constante de cohésion et ϕ angle de friction.

Pour les matériaux liés ou traités au ciment (classe C), l'endommagement se fait en deux étapes :

- la phase de désagrégation mécaniquement par écrasement et fissuration (crushing ou pre-cracking phase) qui transforme la couche cimentée en couche granulaire non liée (équivalent de matériaux granulaires ou EG);
- le cisaillement et la densification / plastification de l'EG au cours du reste de la vie de la structure de la chaussée.

Les itérations pour l'évaluation des contraintes et des déformations sont contrôlées par les résultats de l'équation 4.12 (modèle mathématique d'Odemark).

$$(E_3/E_2)^2 \times h_e < K \quad \text{avec } K=128 \text{ et } h_e=h_1(E_1/E_3)^{1/3} + h_2(E_2/E_3)^{1/3} \quad (4.12)$$

E_1, E_2, E_3 : modules de l'enrobé, la fondation stabilisée, la sous-fondation;
 h_e, h_1, h_2 = épaisseur équivalente; épaisseurs de l'enrobé et la couche stabilisée.

Le SAPDM est soutenu par plusieurs travaux de recherche universitaire (ingénieurs, maîtrises, doctorats), de laboratoire et des investigations in-situ par des auteurs appartenant à plusieurs universités et des centres de recherche à travers le monde [Jooste (2004), Theyse *et al.* (2011)]. Ces différents travaux ont contribué :

- au développement de plusieurs logiciels comme le me-PADS (Mechanistic Empirical Pavement Design and Analysis Software) adaptation locale à partir de ELSYM5 par Theyse and Muthen (2000) et amélioré par Maina *et al.* (2011). Les autres logiciels sont : CHEV4 et CHEV15 (version locale de Chevron Multi-Layer Program) et Rubicon toolbox (version locale de WESLEA) utilisant l'analyse par éléments finis;
- à la conception des catalogues TRH4 (1980), SATCC (1997), TRH4 (1996), le TG2-2002 et TG2-2nd edition 2009.

Tous les résultats de recherche en génie routier et en technologie connexes sont rendus publics à travers une conférence annuelle dénommée CAPSA. Au CAPSA-2011, les conférenciers ont présenté les résultats des recherches locales autour du modèle d'analyse

viscoélastique de Witczack et Fonseca (1976) et de ces limitations en s'appuyant sur le code Rolling Thin Film Oven Test(RTFOT). Cette approche vise l'adaptation locale de cette équation incorporée dans le MEPDG.

En outre, les résultats publiés pour le SAPDM 2011, ont introduit trois (3) modifications majeures (Theyseet al. 2011). Il s'agit de :

1. les valeurs de référence de l'essieu standard simple fixé à 80kN avec une pression de pneu de 650 kPa et un rayon de 97.98mm;
2. les fonctions de transfert et le protocole d'analyse de l'endommagement au niveau de l'enrobé. L'équation retenue est la suivante :

$$N_f = 10^{\alpha[1 - \log(\varepsilon_t / \beta)]} \quad (4.13)$$

α et β : constante de régression (variable selon 4 niveaux de fiabilité), ε_t : déformation horizontale à la base de l'enrobé, N_f : nombre de passages de poids lourds ou équivalent d'essieux standard de 80 kN;

3. la déformation permanente (plastification) des matériaux granulaires non-traités sera évaluée à travers un nouveau modèle dont l'équation est la suivante :

$$\log N = I_0 - (I_1 - I_0) / [1 + I_1 / I_0 \times e^{7[-0.35 + S_x(SR)/VD]}] \quad (4.14)$$

I_1 et I_0 : contraintes état de saturation en eau, S : Ratio de contrainte, VD densité volumique. N : trafic en essieu de 80 kN.

Limitations du SAPDM: analyses et discussion

L'examen global des outils du SAPDM ne laisse aucun doute sur ses fondements scientifiques et technologiques. Cependant, on constate que tout en acceptant certains principes de base des modèles classiques, le SAPDM utilise quelques singularités. Par exemple la frontière entre l'analyse mécanique-empirique par la théorie élastique (orniérage, déflexion et fissuration) ou par la théorie du cisaillement - plasticité aux états limites (shakedown) est diffuse. De même, le voile n'est pas vraiment levé quant à l'analyse de la déformation permanente du sol et des couches semi-rigides dans le nouveau SAPDM dont les résultats intérimaires ont été publiés en Novembre 2011. En effet, dans les énoncées des futures équations de transfert et les facteurs de fiabilités (FoS), le nouveau concept du SAPDM considère que la déflexion traduirait mieux l'endommagement permanente comparativement au modèle classique basé sur la déformation par fissuration en fatigue et par orniérage du sol (Theyse *et al.* 2011). La prise en compte des résultats d'analyses des déflexions en soi ne pose pas de problème. Le ministère des transports de l'Ontario utilise les modules issus du retrocalcul à partir des bassins de déflexion pour faire sa conception routière car une structure à faible déflexion est l'expression d'un choix sécuritaire des valeurs du module des matériaux. Ce qui aura une bonne incidence sur la capacité structurale (Nunez, 2008). Par contre, accorder la primauté des bassins de déflexion sur l'orniérage et la fissuration doit être examiné en détail pour ne pas introduire d'autres erreurs de dimensionnement, car le SAPDM s'oriente progressivement vers des structures à chaussées mixtes (Route N12; TG-2-2009; Theyse *et al.* 2011). La couche de roulement est constituée d'une épaisseur comprise entre 40mm et 75mm d'enrobé (Kannemeyer, 2007). Ces structures sont classiquement affectées par la remontée des fissures et le poinçonnement différentiel (Nunez, 2008). En se basant sur l'analyse comparative des résultats du Danemark, de l'Espagne et de l'Angleterre, l'épaisseur de l'enrobé proposée est comprise entre 100mm et 200mm pour limiter de façon sécuritaire la remontée des fissures (Nunez, 2008). De plus, d'autres travaux ont montré qu'en dessous de 75mm, l'analyse des bassins de déflexion fournie des données qui sont peu représentatives de toute la fatigue structurale de la chaussée [Ceylan *et al.* (2008), Irwin (2007)]. D'autres travaux comme le HDM-3 et HDM-4 ont

révélé que le dimensionnement structural ne peut être contrôlé par la prise en compte des impacts d'une seule pathologie.

Par ailleurs, le SAPDM opte souvent pour des modèles d'analyses complexes qui nécessitent plusieurs coefficients de calage. Ce type de cheminement a été la cause de l'introduction de plusieurs erreurs dans la méthode française. En utilisant les chaussées semi-rigides, un intervalle de valeurs pour le facteur de sécurité a été déterminé pour contrôler et suivre la fissuration (comme pour le MEPDG). Cependant, les résultats présentés au CAPSA-2011 montrent clairement que les valeurs de l'intervalle retenu sont peu conservatifs. Ils ont contribué à introduire des erreurs dans la formulation des émulsions bitumineuses et pour l'estimation de la durée de vie des chaussées (Theyse *et al.* 2011). Les structures inverses analysées sont composées d'une couche stabilisée placée dans la sous-fondation. La conception structurale initiale prévoit 26 millions de passages de 80kN selon les critères du TRH-96/SAMDM. L'évaluation avec le modèle actuel (TG2/SAPDM) classe cette structure dans la catégorie de trafic de 10 millions de passages de 80KN du TG2. On note donc 16 millions d'essieux de différence au laboratoire (Theyse *et al.* 2011). Sur le terrain, les structures du TG2/SAPDM prévues pour 10 millions de passages ont été endommagées après 3 millions de cycles de passages; soit 7 millions de différence [Kannemeyer (2008); Theyse *et al.* (2011)]. Dans les deux cas, on est en présence d'un dimensionnement déficient conduisant à des courtes durées de vie qui sont liées à des valeurs pessimistes des coefficients de calibration. A ce sujet Molenaar (2007) émet ce commentaire sur le facteur de sécurité (f) permettant de valider la rigidité des matériaux granulaires utilisés:

«There are two options to analyze the resistance to permanent deformation in the unbound layers. The first one is making predictions of the development of the permanent deformation as a function of the number of load repetitions, the stress conditions and the material characteristics. The second one is based on keeping the stress conditions in the unbound layers below a certain level such that excessive deformation will not occur. It is obvious that the latter

procedure is a more straightforward one. Work by van Niekerk has shown that if the stress ratio σ_1 / σ_{1xf} stays below 0.4, no excessive deformation will occur. [...]. According to the South-Africans however, f values of smaller than one can still be allowed for a significant number of load repetitions. From the results presented above it is clear that these South-African findings should be treated with great care. Ratios not higher than 0.6 for σ_1/σ_{1xf} or 1.66 for f are strongly recommended to avoid excessive deformation in unbound granular layers to take place. » (Molenaar, 2007, p.125)

L'utilisation de la méthode du SAPDM nécessite donc une expérience pointue et la maîtrise du contexte local afin de minimiser au maximum les erreurs dans le choix du facteur de calibration (f).

Malgré ces quelques limitations, l'analyse des différents outils montre une réelle volonté du SAPDM d'aller de l'avant, qui se traduit par des mises à jour périodiques. L'actualisation de 2007 a abouti à la conception du logiciel me-PADS version 1.1. L'adaptation locale des résultats du MEPDG (2004) est en cours. Le CAPSA 2011 a rapporté également d'autres solutions prenant en compte la redéfinition de l'essieu standard et l'incorporation de nouvelles lois de transfert (matériaux cimentés et les émulsions bitumineuses) et de nouveaux critères (safety factor) de validation des déformations et des contraintes dans les couches. Tous ces résultats serviront à développer des nouveaux catalogues de dimensionnement des chaussées en remplacement du TRH4-96 et du TG-2 (Theyse *et al.* 2011).

4.2 Performance des chaussées et des outils utilisés en ASS

L'analyse comparative des travaux de plusieurs chercheurs et experts ayant travaillé dans le génie routier en ASS a révélé que la magnitude des pathologies observées est plus importante pour les structures dimensionnées avec les méthodes empiriques, semi-empiriques et les abaques par rapport à celles réalisées avec les méthodes analytiques et mécanistiques-

empiriques (Pinard, 2009). Il a été également constaté que les critères de sélection des matériaux comportaient des erreurs soit au niveau des essais, ou soit au niveau des normes de formulation ou de sélection des coefficients de calibration. Nombreux résultats posent également le problème de performance des coefficients de fiabilité (facteurs de calage ou safety factor) et des valeurs des CBR in-situ versus les CBR des essais au laboratoire qui ont permis de faire la sélection et la formulation des matériaux à partir des gisements locaux. Pour les CBR, les erreurs constatées proviennent de la prépondérance accordée aux valeurs optimistes issues des essais de laboratoire; qui, dans la réalité ne devraient pas avoir ce privilège car elles sont obtenues sur des échantillons prélevés sur les 300 mm de l'horizon supérieur du sol dans un espace limité de la carrière. Leur représentativité est statistiquement vraie mais les résultats ne sont pas forcément fiables. Le CSIR de l'Afrique du Sud a proposé une approche de validation des paramètres mécaniques de laboratoire par une corrélation avec les mesures de terrain (Kannemeyer, 2007). De son côté, l'Austroad 2004 (Australie) a recommandé de tenir compte des marges d'erreurs liées à chaque mesure de CBR. Le succès de ces deux expériences a aidé la Nouvelle Zélande à les intégrer dans le nouveau catalogue dont l'un des objectifs était de résoudre la défaillance prématûrée liée à la rugosité (Gribble *et al.* 2008). Pour les erreurs constatées avec les différents logiciels, l'utilisation des bases des données et des normes locales de formulation des matériaux pourraient contribuer à définir les coefficients de calibration sécuritaire. Quant à l'usage des matériaux granulaires traités surtout au liant hydraulique, il est apparu des détériorations qui témoignent des erreurs de formulation des mélanges et la difficulté à faire la calibration du coefficient de fiabilité. Il a été observé fréquemment que les fissurations dessinent la géométrie caractéristique des fentes de dessiccation. La coloration qui les met en relief témoigne du phénomène de pompage des fines provenant de la réaction chimique du liant hydraulique. Dans le cas des graves ciments ou des graves bitumes avec adjuvant de ciment ou de chaux, les dégradations sont également facilitées par la remontée de fissures initiées dans la couche cimentée (phénomène de crushing). Cette phase est suivie par un tassement différentiel de la couche "granulaire équivalente" causant l'ornierage et l'effondrement des couches de fondations et de sous-fondation par cisaillement. Tandis, que le pompage et le faïençage sont la conséquence des erreurs de formulation du liant hydraulique (%ciment ou %de chaux +

émulsion de bitume) sous l'effet du chargement répétitif. Ceci a engendré l'augmentation des fines qui se remobilisent en argile. Celle-ci sous l'effet de la température perd son eau par évaporation et se craquelle en fentes de dessiccation. La présence de cette argile cause également un mauvais drainage provoquant l'augmentation de la succion et de la pression interstitielle qui accentue la fissuration. Toutes ces dégradations auraient pu être réduites si les analyses de Nunez (2008) avaient été prises en compte les divers processus de dimensionnement structural.

Il a été par ailleurs observé, sur plusieurs autres sections routières à travers l'ASS, des effondrements des couches de fondation provoqués par l'instabilité structurale des graves latérites stabilisées au ciment ou avec un mélange chaux + ciment ou de ciment + émulsion bitumineuse et qui ont engendré des coûts très importants pour les projets de réhabilitation [Thiaw (2006)/Sénégal, Ndéka (2006)/Rwanda, Combéré (2008)/Burkina-Faso, Paige-Green(2007)/Afrique austral, Gwilliam *et al.*(2008)]. Toutefois, le CAPSA 2011 a permis de présenter des nouveaux résultats expérimentaux en provenance de la Chine et de l'Australie qui peuvent servir à améliorer le dimensionnement des structures semi-rigides en s'inspirant des normes de formulation de la route N12 construite en Afrique du Sud. C'est une route expérimentale de type structure inverse, ouverte à la circulation courante ayant totalisé 30 ans de service avec des détériorations结构 mineures pour un trafic évalué à 11 millions de passages de l'essieu de 80 kN (Dumont, 2007).

Une alternative aux structures flexibles et semi-rigides est l'utilisation des chaussées rigides. Toutefois, l'usage de la dalle pour toute la structure de la chaussée est souvent un défi technique à relever pour sa construction (dosage des mélanges, respect de l'enrobage et de la vibration, fissuration pendant la cure, etc.). Notons que l'emploi des chaussées rigides est encore très limité (zone portuaire, ferroviaire, aéroport et les sites industriels) dans les routes en ASS. La préférence est portée sur les couches de roulement en blocs de béton (pavés). Mais, l'auscultation de ces chaussées dans de nombreuses villes africaines (Cotonou, Lomé, Brazzaville, etc) a révélé plusieurs détériorations et nuisances dès la deuxième année de service: les bruits, les bassins de déflexions, des ornières, une faible adhérence des pneus,

ainsi que la fréquence des pompages du sable de la couche de lit de pose. Ces résultats sont en accord avec les observations mentionnées par certains chercheurs qui ont montré que ces faiblesses structurales sont liées au processus de compaction des assises granulaires (lisses de base) dont la durée est évaluée à une dizaine d'années (Besson, 2010). C'est une période longue pour le confort au roulement des usagers et les bris mécaniques pour les véhicules. La revue de littérature a permis également de détecter quelques projets de chaussées rigides autres que les pavés. On peut retenir les travaux de :

- Diaye et Sall (2007) au Sénégal pour une chaussée en béton armé continu;
- Kannemeyer *et al.* (2007) en Afrique du Sud pour l'ultra thin continuously reinforced concrete pavement ou chaussée en béton armé continue de faible épaisseur (50mm) dont le nombre de passages admissibles varie entre 5 millions et 90 millions d'essieux standards de 80kN;
- Ngagnon *et al.* (2008) ont mentionné qu'au Congo (Brazzaville), les chaussées rigides qui ont été construites avant 1960 pour les voiries urbaines de la ville de Pointe-Noire sont encore en service et présentent un état et des coûts d'entretien moyennement acceptables comparativement aux chaussées flexibles et semi-rigides de même âge.

4.3 Identification des besoins des administrations routières

Pour une gestion efficace des chaussées, les besoins doivent être définis en faisant le ratio entre les objectifs des projets et les résultats obtenus après suivi-évaluation desdits projets (Haas, 1993). Ainsi, l'analyse des endommagements structuraux enregistrés, des outils de conception et leurs limitations a permis de retenir les enjeux ci-dessous détaillés.

Amélioration quantitative et qualitative de l'expertise

La prise en main de la performance routière passe par la mise en place au plan local et sous régional d'un groupe d'experts spécialisés en conception des chaussées et en gestion d'infrastructures pour animer les centres de recherche multidisciplinaire et entretenir les

bases des données qui seront générées. Un certain nombre de données existent, il faudrait les compiler. Une bonne synergie entre les universités, les administrations et les compagnies est la solution pour la satisfaction de ce besoin. Une approche similaire est en expérimentation en Afrique du Sud. Les statistiques compilées servent à améliorer la révision des outils du SAPDM (Kannemayer *et al.* 2007). Or, il a été observé que malgré la pertinence des résultats obtenus par la recherche universitaire, ceux-ci sont peu utilisés dans plusieurs pays en raison de la préférence des administrations routières pour les structures de chaussées et les calibrations de matériaux à partir des normes et des catalogues des méthodes de conception européenne qui pourtant ne sont pas compatibles aux conditions locales (Combéré, 2008).

Adaptation locale des outils et de méthodologie jugés performants

Certaines structures de chaussées réalisées sont peu déficientes [Section N32 de chaussée semi-rigide de Afrique du Sud (Dumont, 2007) et chaussée rigide du Congo (Ngagnon *et al.* 2008)]. L’analyse de leur comportement en comparaison avec celles qui se sont dégradées peut permettre d’identifier les paramètres clés qui gouverneraient le dimensionnement routier simple, sécuritaire et adaptable aux conditions régionales de l’ASS ou spécifique à chaque pays. En première étape, une auscultation détaillée et conséquente doivent être réalisée. Le résultat aboutira à l’inventaire des structures performantes. Des planches d’essai des chaussées similaires devront être reproduites en y incluant une dimension analytique-empirique. En troisième phase, il faudra choisir un court délai raisonnable pour réaliser des mises à jour périodiques qui permettront de détecter à temps l’apparition des dommages structuraux qui seront progressivement analysés. Cette démarche dynamisera la recherche la conception et la gestion du réseau routier en s’inspirant du concept HDM-3 et HDM-4.

Utilisation des équipements et des instrumentations performants

Les travaux de génie routier consomment beaucoup de technologies, des appareils (légers et lourds) de chantiers et de laboratoire. Ils peuvent être achetés ou loués dans une approche

sous-régionale afin de minimiser les coûts. Il sera par la suite nécessaire de s'adapter à l'évolution de l'état de l'art. Par exemple, acquérir une presse mécanique pour l'essai tri-axial permet de compléter les résultats des expertises réalisées avec des pénétromètres et des pressiomètres; un déflectomètre léger en lieu en remplacement de la poutre de Benkleman. Des systèmes de pesage et de comptage numérisés journaliers pour la mise en place des historiques et l'actualisation des DJMA (Débit Journalier Moyen Annuel) devront remplacer le comptage manuel et ponctuel des poids lourds au moment des conceptions afin d'aider à établir les statistiques sur les charges normales et les surcharges des poids lourds.

Application d'une gestion optimisée du dimensionnement

Cette action vise à réduire les effets contre-productifs de l'interférence inadéquate de certaines autorités administratives. Plusieurs projets sont exécutés avec moins de critères sécuritaires qui privilégient l'adéquation entre les approches techniques, les analyses des coûts du projet (la construction, l'entretien courant et la réhabilitation) et la prise en compte du contexte local particulier (par exemple absence de matériaux compatibles à proximité, ou présence d'une limitation environnementale). De plus, des échéanciers conséquents de suivi dans le temps (5ans) devront être instaurés pour permettre d'identifier les détériorations et les incompatibilités de données, des normes et de méthodologie de conception et de construction. Le modèle SHRP (Strategic Highway Research Program) pourrait servir d'exemple.

Application du cadre structurel (lois, normes et spécifications de formulation des matériaux, guides et manuels de procédures pour la construction) et respect des calendriers d'entretien routier

De nombreuses erreurs de dimensionnement ont été introduites par le laxisme et l'absence du cadre normatif réglementaire. De même, on note encore le non-respect et/ou l'absence des calendriers d'entretien courant du réseau qui contribuent à multiplier la magnitude des détériorations (Assaf, 2011). Cette gestion inadéquate n'a pas permis de faire le diagnostic des causes à la bonne étape du cycle de vie de la chaussée. Par ailleurs, l'absence d'objectifs

contraignants fait que certaines recommandations bien que structurées par des organismes (l'AIPCR, la Banque mondiale, le NEPAD, l'Association des Jeunes Géotechniciens Africains) sont peu exécutées. Il y a donc nécessité de renforcer le processus de gestion afin que se mettent en place des infrastructures routières performantes sur une longue durée (Dumont, 2008).

4.4 Conclusion

L'objectif de passer en revue les différentes méthodes de dimensionnement utilisées en ASS n'était pas de désigner les meilleurs outils utilisés pour la conception structurale (catalogue, logiciels, matériaux, structures). Cet état de lieu visait à identifier les forces et les contraintes des différentes approches de conception expérimentés afin d'en tirer des données utilisables pour l'amélioration et l'optimisation des nouveaux outils proposés dans le chapitre 5. Les résultats de cette étape ont permis de constater que plusieurs outils scientifiques et techniques ont été utilisés en ASS; mais, avec des marges de sécurité insuffisantes et/ou en inadéquation avec le contexte local. L'expertise présente (en nombre insuffisant) a été confrontée à de nombreuses limitations pour lesquelles différentes approches de solutions ont été explorées sans toutefois aboutir à un résultat globalement satisfaisant. Il a été également noté une prépondérance de la construction des chaussées flexibles et semi-rigides par rapport aux structures en béton de ciment. Ces différentes chaussées présentent plusieurs types de pathologies et des courtes durées de vie causées par une faiblesse de capacité structurale. Leur sévérité confirme que le dimensionnement réalisé pour les principaux réseaux routiers en ASS pose le problème de compatibilité avec le contexte local. Au niveau de la gestion il a été noté : la fréquence des surcharges des poids lourds et le non-respect du calendrier de maintenance courante, la faiblesse des investissements, le vieillissement des équipements de laboratoire et de matériels d'auscultation, l'insuffisance du nombre d'experts, la rareté des bases de données et le manque de rigueur dans l'encadrement (lois, normes et technique) et la constructibilité des chaussées. Tous ces aspects constituent des facteurs à risque qui retardent la prise en main de l'état de l'art dans le secteur et participent à l'augmentation des coûts d'entretien des chaussées qui font perdurer les détériorations.

CHAPITRE 5

DÉVÉLOPPEMENT ET VALIDATION DU NOUVEAU CATALOGUE

Ce chapitre présente le cheminement qui a permis de réaliser le nouveau catalogue de dimensionnement structural des chaussées flexibles. Il a été élaboré avec un Outil de Conception Structurale (OCS-chaussée) fiable et facile qui a été développé à cet effet en utilisant la feuille de calcul Microsoft Excel. Ces deux outils ont été conçus avec l'objectif de permettre à chaque service technique de l'administration en ASS, aux futurs concepteurs et les chercheurs de les reproduire en prenant en compte des résultats compatibles avec le contexte local et des avancées dans la mécanique des matériaux.

5.1 Choix du type des chaussées pour le nouveau catalogue

Ce travail de recherche a été mis en œuvre en utilisant le principe de conception des chaussées formulé par Thompson (1990) et rapporté par Mahoney (*CAPS4, 2007*) :

«The development of more sophisticated/complex/realistic structural models does not necessarily insure an ‘improved’ pavement design procedure. In fact, the structural model is frequently the ‘most advanced’ component! INPUTS and TRANSFER FUNCTIONS [pavement performance models] are generally the components lacking precision. » (Mahoney, 2007, p.19)

L'application de ce concept a permis de développer un Outil de Conception Structurale (OCS-Chaussée) que l'expertise existante en ASS est capable de reproduire avec un ordinateur classique. Cet algorithme permet de concevoir et de réaliser un contrôle de qualité des structures de chaussées flexibles et semi-rigides en tenant compte de la taille du trafic en vigueur ainsi que de l'état de l'art. Cependant, le nouveau catalogue qui a été élaboré met

l'emphase sur les chaussées flexibles. Le choix prioritaire de cette catégorie de chaussées a été dicté par la facilité de mobiliser une expertise apte pour ces types de structures et par les coûts modestes et proportionnels aux budgets mobilisés dans le secteur et les défis à relever [Nunez (2008), Proteau (2010)].

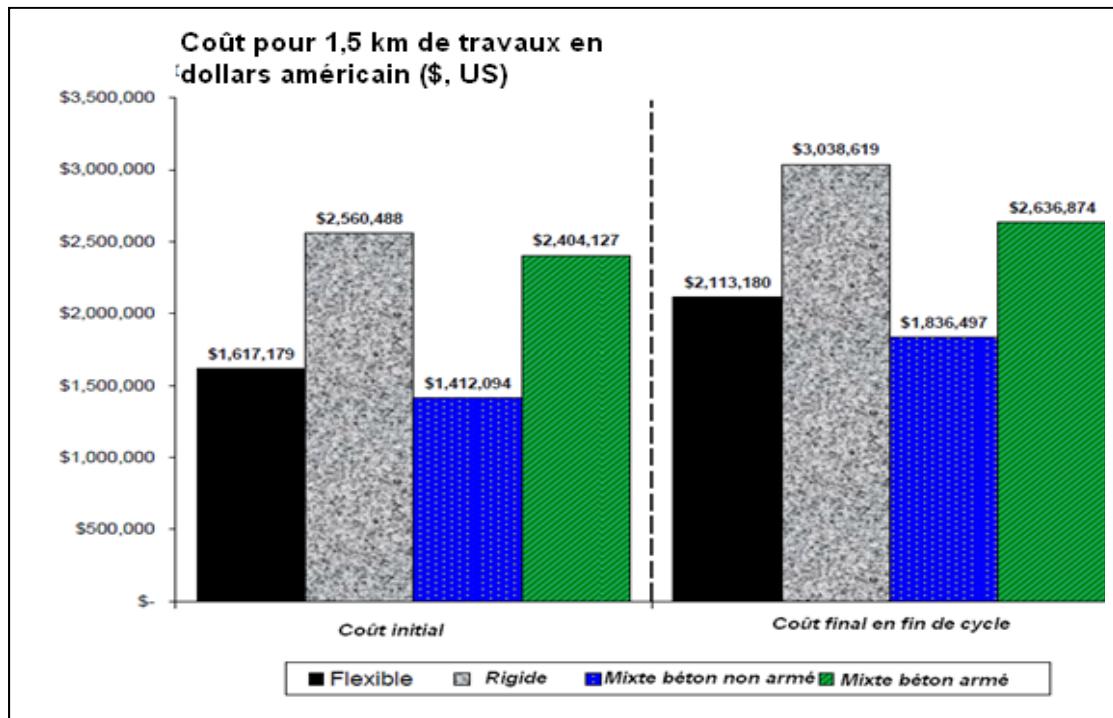


Figure 5.1 Comparaison des coûts de projets entre les types de chaussées.
Tirée de Nunez (2008, p.71)

5.2 Cadre conceptuel et théorique

La méthode mécanique – empirique appliquée à l'analyse élastique multicouche linéaire a été utilisée comme modèle de conception de l'OCS-Chaussée. Ce choix est basé sur les résultats satisfaisants de l'adaptation locale du modèle empirique-mécanistique de l'AASHTO (MEPDG, 2004) à travers l'Amérique du Nord et du projet européen AMADEUS/COST333 qui ont montré que les méthodes de conception des chaussées utilisant l'analyse non-linéaire fournissent des réponses convergentes avec celle de l'analyse linéaire soit par calcul classique soit par éléments finis [Huang (1993), Balay *et al.* (2009)]. Le volet analytique

comprend l'évaluation des contraintes, des déformations et de la déflexion par la méthode de Boussinesq. La détérioration liée à un déficit de la capacité portante pour ce type de structure est analysée à travers les pathologies suivantes:

- la fissuration provoquée par la fatigue du revêtement par excès de contraintes horizontales répétitives à la base de l'enrobé;
- la déformation permanente des différentes couches (orniérage et déflexion) engendrée par l'augmentation récurrente de la contrainte verticale au sommet des couches granulaires (sol et couches de fondation et de sous-fondation).

Les données obtenues sont par la suite utilisées dans les équations semi-empiriques de l'Asphalt Institute (1982) pour déduire le nombre de passages des poids lourds. Tandis que le recours à la loi de Miner permet de stopper les itérations. La mise en œuvre de cette procédure permet d'obtenir un outil de conception de type réponse-performance (Vaillancourt et Perraton, 2010). La sélection de ce modèle tient compte de la simplicité des hypothèses à mettre en œuvre, la réduction des données à mobiliser, de l'expertise disponible au niveau locale en ASS (administration, firmes d'ingénierie, laboratoire géotechnique et compagnie de construction), de l'adéquation avec les avancées technologiques et les règles de l'art pour la conception structurale des chaussées (Steven, 2005).

5.3 Modélisation mathématiques et Algorithme

L'une des causes de l'échec du dimensionnement des chaussées provient du choix ou des théories qui gouvernent le modèle mathématique ou des fonctions de transfert dont la mise en œuvre introduit certaines erreurs [Thompson (1990), Haas *et al.* (1994), Jabbado (2006), Boutet *et al.*(2007)]. L'usage des modèles sophistiqués est une des portes d'entrée vers ces biais. Pour cette recherche de solution, les calculs ont été réalisés en utilisant l'algorithme appelé OCS-Chaussée (Outil de Conception Structurale) qui a été développé sous Microsoft Office Excel compatible (figure 5.2) à toutes les versions de 1997 à 2010. Cette option facilitera sa reproductibilité locale et l'insertion d'autres fonctions de transferts adaptées au

contexte local en fonction des attentes (formation, dimensionnement, recherches) et des données disponibles au niveau des administrations concernées. Les équations utilisées pour le fonctionnement de cette feuille de calcul sont présentées dans les subdivisions 5.3.1, 5.3.2 et 5.3.3.

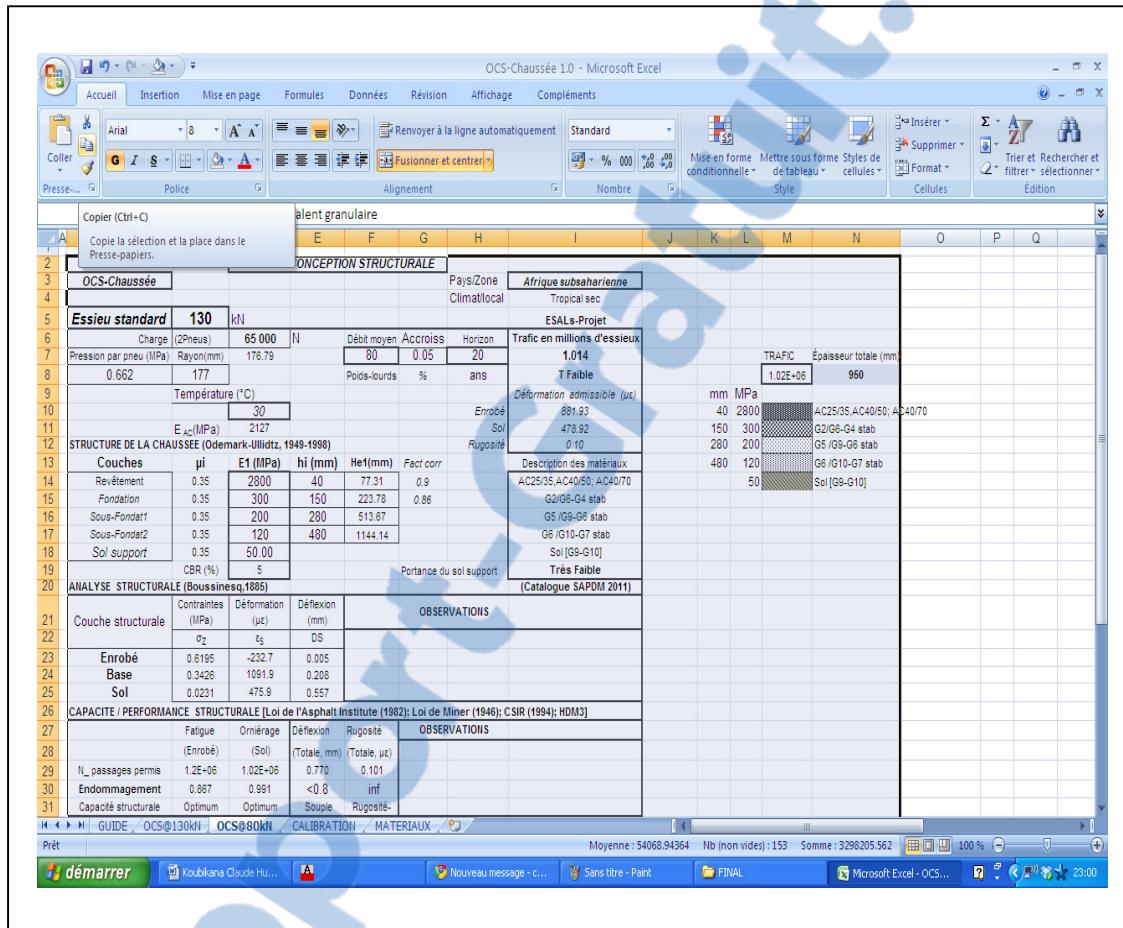


Figure 5.2 Écran de travail avec OCS-Chaussée.

5.3.1 Estimation de la capacité structurale

L'une des démarcations fondamentales entre la méthode analytique de l'empirisme, est la prise en compte de l'évaluation des contraintes et des déformations pour valider la structure de la chaussée dimensionnée. En utilisant l'OCS-Chaussée, la performance des chaussées est

déduite des résultats de calculs des contraintes, des déformations et de la déflexion. Les analyses sont réalisées au niveau de deux points ciblés (figure 5.3) : la base de la couche de revêtement et le sommet du sol.

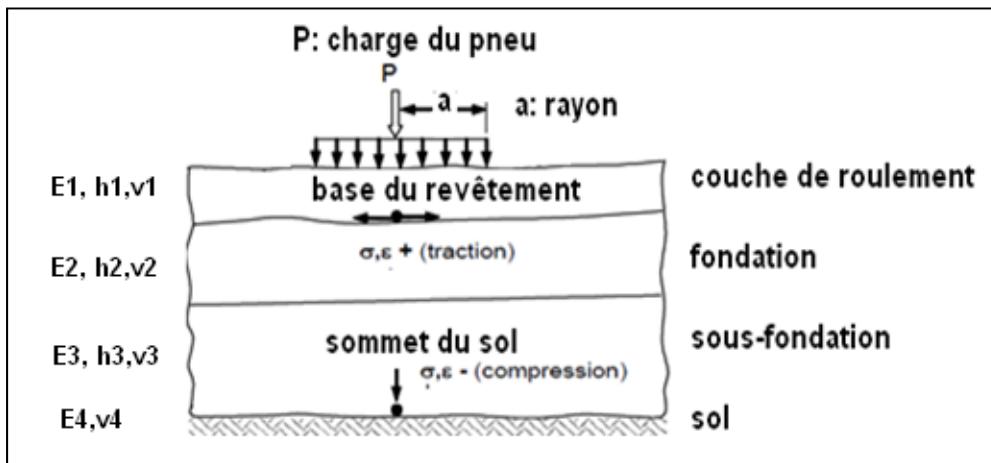


Figure 5.3 Réponse mécanique et performance de la chaussée.
Adaptée de Haas *et al.* (2007, p.5)

Les lettres utilisées dans la figure 5.3 correspondent respectivement à ce qui suit :

$E1, E2, E3, E4$: module des matériaux proposés;

$h1, h2, h3$: épaisseur des couches proposées;

$v1, v2, v3, v4$: coefficient de poisson des matériaux;

σ : composante de la contrainte et ϵ : composante de la déformation.

L'OCS-Chaussée utilise la méthode Boussinesq-Odemark-Ullidtz (1998) pour les calculs des contraintes et des déformations. L'endommagement est généré par un chargement uniformément réparti sur un diamètre (figure 5.3). C'est une méthode qui donne des résultats convergents avec les théories analytiques de Burmister et le calcul en utilisant les éléments finis [Ullidtz (1987,1998) cité dans COST333, Quijano (2010), Ramadan (2011)]. Le principe de calcul retenu est la méthode itérative ou la méthode essai-erreur. Les valeurs obtenues seront introduites dans les équations de transferts de l'Asphalt Institute (1982) et la loi de Miner (1945) afin déduire la performance structurale sous la forme du nombre de

passages de poids lourds permis pour la fissuration de la couche de roulement (enrobé) et la détérioration par l'orniérage du sol. Tandis que la valeur de la déflexion sera directement calculée en utilisant l'équation de Boussinesq ci-rapportant.

Équations d'Odemark –Ullidtz (1998)

Le recours à cette équation est nécessaire pour permettre d'utiliser la méthode de Boussinesq dans le dimensionnement des structures multicouches.

$$h_{e,n} = f_n \times h_n \times [(E_{n+1} / E_n) \times (1 - (v_{n+1})^2) / (1 - (v_n)^2)]^{(1/3)} \quad (5.1)$$

Avec $f_n = 0.8 + 0.7 \times (h_{e,n})^{-1.4}$ (5.2)
avec n allant de 1 à l'infini.

$h_{e,n}$: épaisseur équivalente et h_n : épaisseur de la couche à transformer.

E_{n+1} et E_n : modules de la couche au-dessus et de la couche en bas de l'interface.

v_{n+1} et v_n : sont les coefficients de poisson des couches respectives.

Certains auteurs suggèrent que v_{n+1} soit égale à μ_n pour faciliter la calibration et le fonctionnement de l'algorithme.

f_n : coefficient de calibration.

Équations de Boussinesq (1885)

Les contraintes et les déformations sont calculées en prenant en compte les paramètres utilisés dans les figures 3.4 et 5.3. Pour chaque couche, la valeur de z correspond à celle de $h_{e,n}$ obtenue à partir de la méthode d'Odemark-Ullidtz (équations 5.1 et 5.2).

Les déformations sont calculées à partir des équations suivantes :

1. composante verticale ou compressive de la contrainte;

$$\sigma_z = \sigma_0 \times [1 - 1/(1+(a/z)^2)^{(3/2)}] \quad (5.3)$$

2. composantes radiale et horizontale la contrainte.

$$\begin{aligned} \sigma_r = \sigma_0 \times & [(1+2v)/2 - (1+v) / (1+(a/z)^2)^{(1/2)} + (1/2) / \\ & (1+(a/z)^2)^{(1/2)}] \\ \text{avec } \sigma_t = & \sigma_r \end{aligned} \quad (5.4)$$

Les déformations sont calculées à partir des formules 5.3 5.4 et 5. 6 ci-dessous :

1. composante verticale ou compressive;

$$\epsilon_z = (1+v)x \sigma_0 / E_n \times [(z/a) / (1+(z/a)^2)^{(3/2)} - (1-2v) ((z/a) / (1+(z/a)^2)^{(1/2)} - 1)] \quad (5.5)$$

2. composantes horizontale et radiale.

$$\sigma_r = z/R \quad (5.6)$$

$$\text{avec } R = E \times a / [(1-v^2) \times \sigma_0] / \{1 + [1 + 3/2/(1-v)] \times (z/a)^2\} \times [1 + (z/a)^2]^{5/2} \quad (5.7)$$

Pour la défexion l'équation générale est :

$$W = (1+\mu)x\sigma_0 \times a/E_n \times \{1 / [1 + (z/a)^2]^{1/2} + (1-2v) \times \{[1 + (z/a)^2]^{1/2} - z/a\}\} \quad (5.8)$$

Les symboles et les paramètres dans les formules considérées sont définis comme suit:

$\sigma_0 = P$: pression des pneus ou pression de contact;

$z = h_{e,n}$: épaisseur équivalente de la couche;

σ_z : contrainte verticale ou (axe z), ϵ_r : contrainte radiale (axe x), ϵ_t : déformation tangentielle (axe y);

ε_z : déformation verticale et ε_r : déformation horizontale;

W : déflexion et R : rayon du bassin de déflexion;

E_n , E_{n+1} : module des couches superposées;

ν_n et ν_{n+1} : coefficient de Poisson des matériaux.

5.3.2 Estimation de la durée de vie structurale

La durée de vie est conventionnellement exprimée par le nombre de passages des poids lourds ou le nombre de cycles de répétition de la charge. Elle sera déduite à partir des hypothèses et des équations semi-empiriques de l'Asphalt Institute (1982).

Loi de l'endommagement de l'Asphalt Institute

La mise en œuvre de cette loi permet de calculer le nombre de passages admissibles (N) pour la durée de vie structurale de la chaussée. Deux niveaux de calculs sont réalisées à travers les équations 5.9 et 5.10.

1. la fissuration par fatigue de l'enrobé (N_f) est donnée par l'équation 5.7;

$$N_f = 0.0796 \times 145x \varepsilon_t^{-3.291} \times E^{-0.854} \quad (5.9)$$

ε_t : déformation à la base de l'enrobé;
 E : module de l'enrobé.

2. l'orniérage du sol (N_o) est évalué en utilisant la formule 5.8 ci-dessous :

$$N_o = 1.365 \times 10^{-9} \times \varepsilon_c^{-4.477} \quad (5.10)$$

ε_c : déformation au sommet du sol

Loi de Miner (1945)

L'application de cette loi permet de stopper les itérations. Elle servira également à l'estimation des dommages cumulés en utilisant la valeur du ratio de performance (ou valeur seuil) ou les intervalles de tolérance. Il s'agira d'interpréter la valeur du ratio entre le nombre de passages de poids lourds prévu (n) sur le nombre de passages admissibles (N) selon l'endommagement considéré (orniérage et fissuration). La valeur obtenue permettra d'identifier la classe du trafic de référence pour ladite structure. L'équation de base est la suivante:

$$D = \Sigma \frac{n}{N} \quad (5.11)$$

L'interprétation des valeurs retenue est faite en considérant les intervalles de ratio de performance suivants :

- $D < 0.7$: structure surdimensionnée (on peut réduire les épaisseurs ou les modules);
- $0.7 < D < 1$: structure performante (fin de l'itération);
- $D \geq 1$: structure sous-dimensionnée (continuer les itérations / on peut augmenter les épaisseurs ou les modules).

Le ratio de performance traduit la réponse attendue sur l'endommagement de chaque couche de la structure de chaussée pendant le cycle de vie (en accord avec loi de fatigue). La fiabilité de ce ratio est liée à chaque équation de transfert et au coefficient de calibration. Cette option d'interprétation a été utilisée pour réduire le surdimensionnement en épaisseur des structures des chaussées et conserver des marges raisonnables pour les seuils des contraintes [Williams *et al.* (2009), Doré et Zubeck (2009)].

5.3.3 Charge et Essieu de référence pour le trafic

Le dimensionnement est réalisé sur la base d'un système symétrique en conformité avec la théorie du demi-espace de Boussinesq (Huang, 1993). Ceci permet d'utiliser un demi-essieu à deux (2) pneus jumelées dont la charge totale (P) uniformément distribuée est concentrée et circonscrite au centre du cercle (figure 5.3). La charge (P) capable d'induire l'endommagement est calculée à travers l'équation 3.3; en considérant que le point d'impact de la charge est représenté par un rayon (a) et une pression de contact (σ_0). La valeur obtenue est incorporée dans les équations 5.3 à 5.8. Ce processus de fonctionnement est utilisé pour effectuer l'analyse structurale des chaussées avec le deflectomètre à masse tombante (Wurckler, 2010).

Les caractéristiques mécaniques des deux (02) essieux de référence utilisés pour quantifier les charges du trafic en l'ASS sont présentées ci-dessous:

- essieu de 13 tonnes à roues jumelées ($130 \text{ kN} = 2 \times 2 \times 32,5 \text{ kN}$). Il est utilisé en ASS francophone notamment dans l'espace CEDEAO et CEEAC (Combéré, 2008). C'est l'essieu de référence du LCPC avec 125mm de rayon et une pression de contact de 662KPa;
- essieu de 8 tonnes à roues jumelées ($80 \text{ kN} = 2 \times 2 \times 20\text{kN}$ avec un rayon de 98.97mm) pour les pays de la SADEC et de la COMESA. Ces caractéristiques sont celles du SAPDM 2011, issues des travaux sur le SIM (Stress in Motion) portant sur l'analyse des contraintes dues à la charge/pression des pneus sur plusieurs configurations d'essieux et différents types de chargements en Afrique australe [Theyse *et al.*(2011), Roux and Nordegen (2010)].

5.3.4 Classification du trafic

Pour l'élaboration du nouveau catalogue le calcul de chaque trafic (n) du projet concerné a été réalisé en utilisant l'équation 5.11 qui est une version simplifiée de la formule utilisée en Amérique du Nord (AASHTO, Chaussée 2), dans laquelle les valeurs des paramètres de répartition spatiale de la circulation et du type de poids lourds ont été prises égales à 1. Les classes de trafic utilisées dans ce catalogue sont restituées dans le tableau 5.1.

$$\text{NE-Projet} = 365 \times \text{DJMA} \times \% \text{PL} \times ((1 + \% \text{A})^Y - 1) \times (1 / \% \text{A}) \quad (5.12)$$

$$\text{avec } \text{NE-130kN} = 6 \times \text{NE-P80kN} (\text{selon COST333}) \quad (5.13)$$

DJMA : volume journalier de véhicule compté, Ln : logarithme népérien;

% A : taux d'accroissement, Y= année du projet, %PL : % de poids lourds.

Tableau 5.1 Classes de trafic utilisées pour le catalogue

Désignation (débit journalier moyen annuel)	Nombre de passages de poids lourds prévus (en millions d'essieux standards)	Type de trafic	Utilisation proposée
Classe 1 (moins de 500)	Moins de 1.5	Très faible	Route secondaire / zone rurale et voirie urbaine de petite ville.
Classe 2 (500 à 2 000)	1.5 à 4.5	Faible	Route régionale et voirie urbaine de ville moyenne
Classe 3 (2 000 à 3 500)	4.5 à 15.5	Moyen à semi-lourd	Autoroutes urbaines (grande ville) et régionales
Classe 4 (3 500- 4 500)	15.5 à 40	Lourd	Autoroutes nationales reliées aux corridors pana-africains
Classe 5 Plus de 4 500	Plus de 40	Très lourd	Autoroutes des corridors pana-africains

L'équation 5.12 permet également de prendre en compte l'utilisation des statistiques fiables issues des comptages des poids lourds et de l'inventaire de leur silhouette lors d'une expertise d'analyse saisonnière dans le dimensionnement structural.

5.4 Caractéristiques des matériaux

En l'absence des données de terrain ou de laboratoire réalisées spécifiquement pour cette recherche, la bibliothèque des matériaux du SAPDM (annexe III) a été utilisée pour la composition des couches de revêtement, de la fondation et de la sous-fondation. Ce choix est justifié par les données suivantes :

- la performance mécanique des matériaux constituant cette base de données a été validée sur le plan régional de 1975 à 2011 [Pinard (2006), Theyse et al. (2011)] et international [Wirtegen (2005), Van Wijk et al. (2007), Molenaar (2007)];
- les experts du NEPAD et de la Banque Mondiale ont recommandé l'utilisation des matériaux locaux de construction répondant aux mêmes caractéristiques (Pinard, 2006);
- à chaque catégorie de matériaux du SAPDM est associée une note de sa formulation géotechnique permettant ainsi à un autre laboratoire de le reproduire localement (fiche matériaux annexes 1.1 à 1.4);
- les propriétés mécaniques de ces matériaux sont compatibles à celles des roches disponibles dans plusieurs pays de l'ASS (figures 1.2).

Compte tenu des difficultés à solutionner la remontée des fissures occasionnées par la défaillance des matériaux stabilisés au liant hydraulique et l'instabilité des graves latéritiques, les chaussées semi-rigides pourront être dimensionnées uniquement en considérant une structure constituée à partir de l'équivalent de matériaux granulaires de la couche cimentée concernée. La durée de vie correspondante à cette phase de désagrégation mécanique des matériaux initialement liées (phénomène de crushing) sera considérée comme une marge de sécurité. Il est, par contre, suggéré de :

- construire une structure inverse avec seuil minimal de l'épaisseur (90 à 150mm) d'enrobé et de l'ajuster selon les trafics pour limiter la remontée de fissures (Nunez, 2009);
- et de recourir à la lithostabilisation dont la formulation de matériau (Bagarre, 1990).

5.5 Conditions environnementales

Quatre paramètres ont été analysés pour tenir compte du contexte local de l'ASS notamment leur incidence sur le module de rigidité des matériaux.

Pluviométrie

Dans la base des données du SAPDM qui sert de support pour les détails de la composition lithologique et mécanique des différentes couches, les valeurs des modules résilients des matériaux granulaires liés (grave ciment) et non-liés (grave naturels ou GNT) sont réparties en trois classes (minimale, maximale et courante) en fonction de chaque zone climatique (humide/wet ou modéré/moderate et sec/dry). Cette subdivision à l'intérieur d'un même pays ou d'une région pourrait aussi correspondre à la saison pluvieuse, l'intersaison et la saison sèche. Pour les pays à deux saisons pluvieuses, la valeur à considérer est celle de la période la plus longue ou la plus contraignante.

Température

Ce paramètre peut être analysé à partir des moyennes annuelles disponibles au niveau des bases de données des stations météorologiques et climatiques. C'est le cas du réseau régional ASECNA (Agence pour la Sécurité Civile et de la Navigation Aérienne en Afrique) ou du réseau local composé des stations météorologiques et synoptiques permettant de recueillir des données de la température et de la pluviométrie.

Sols naturels

Les types de sols ont été proposés à partir des valeurs semi-empiriques du CBR calibrées sur le plan local par la méthode du TRL (1994). Ces données ont été utilisées pour la validation du HDM-4 en ASS. Les données sont restituées dans le tableau 5.2. Les valeurs de la première ligne ont été utilisées à cause de la valeur du niveau statique qui est contraignante pour la stabilité de la portance du sol et de l'ensemble de la structure (Huang, 1993).

Tableau 5.2 Valeurs du CBR en fonction de la position du niveau statique
Tiré du TRL (Note 32)

Profondeur du niveau statique (m)	Type de sol				
	Sable	Sable-argileux IP=10	Sable-argileux IP=20	Silt-argileux IP=30	Argile molle IP>30
0.5	8-14	8-14	3-4	3-4	<3
1	15-29	8-14	5-7	3-4	<3
2	15-29	15-29	8-14	5-7	3-4
3	>30	15-29	8-14	5-7	3-4

(IP : Indice de plasticité)

Vitesse

Le contexte actuel est marqué par une congestion dans la circulation (Chapitres 1 et 4). Il en résulte des vitesses faibles comprises entre 30 et 60 km/heure qui contribuent à allonger le temps de sollicitation de la structure de chaussée (De Beer *et al*, 2009). Cet état engendre une augmentation des contraintes susceptibles de détériorer la structure (Hornyak, 2010).

5.6 Conditions aux limites pour l'analyse structurale

Pour l'ensemble de la modélisation, les hypothèses ci-dessous définies ont été retenues :

- les couches sont considérées homogènes et isotropes;

- les modules résilients des matériaux granulaires seront pris comme équivalents à leurs modules de Young [Doucet *et al.* (2001-2004) cités par Bilodeau (2009) et Dejean (2011)]. Pour faciliter l'application de la théorie d'Odemark, le ratio des modules entre deux couches successives pourra être supérieur à 2;
- les travaux récents ont montré que les couches granulaires (bases et sous-fondations) présentent un comportement élastique non-linéaire [Uzan (1987), El Abd (2006)]. La viscoélasticité a été observée pour les matériaux bitumineux [Doré *et al.*(2009), Quijano (2010)]. Toutefois, l'utilisation de tels modèles nécessite plus de données et d'expertises qui ne sont pas toujours disponibles en ASS. Ces différents résultats n'excluent pas une bonne convergence constatée avec ceux du modèle d'analyse linéaire élastique qui s'obtient avec moins d'exigences [Huang (1993), Balay *et al.* (2009)];
- les charges du trafic seront considérées comme uniformément réparties, les matériaux granulaires et les enrobées présenteront une déformation finale permanente en lien avec les conditions de contraintes, de trafic et d'environnements;
- toutes les couches peuvent être dimensionnées en utilisant les hypothèses et les lois de Young, de Hooke, de Mohr-Coulomb, ainsi que les autres résultats de recherches conformes aux lois de comportement des matériaux en accord avec les travaux de même nature réalisés par plusieurs auteurs (Doré et Zubeck, 2009).

Le choix d'une conception basée sur l'analyse linéaire multicouche associe à ce nouveau catalogue les limitations de ladite méthode. C'est le cas par exemple la non prise en compte de :

- l'anisotropie dans le calcul des contraintes et des déformations (Huang, 1993);
- la non-linéarité des matériaux granulaires naturels et du sol qui ont été démontrées par de nombreux travaux de recherches (Quijano, 2010);
- des valeurs des trafics admissibles sont tributaires de la fiabilité et de la validité de la loi de l'endommagement de l'Asphalt Institute (AI, 1982).

Toutefois, les écarts observés à différents niveaux peuvent être corrigés significativement en utilisant les coefficients de corrélations adéquats en respectant le contexte local du projet.

5.7 Calibration structurale des données de l'OCS-Chaussée

La fiabilité des résultats obtenus avec l'OCS-Chaussée lié à l'utilisation des facteurs de correction pendant le processus de calcul des épaisseurs des différentes couches mises en jeu. [Ullidtz (1998) cité par Doré et Zubeck (2009), Hornyak (2010)]. Afin de s'assurer de l'utilisation des marges de sécurité raisonnables pour le dimensionnement structural, la sélection des valeurs du coefficient de sécurité a été validée par les résultats des autres outils (catalogues, logiciels) ou par des données issues de travaux de terrain. Pour cette recherche, la validation a été réalisée par une analyse comparée entre les résultats de calcul de la même structure en utilisant d'une part d'autres logiciels et d'autre part à partir des mesures de terrain. Cette procédure a été couramment utilisée par plusieurs chercheurs et experts [Huang (1993), Nunez (2008), Varik *et al.* (2009), Doré *et al.* (2009), Hornyak (2010), Quijano (2010)].

Validation des résultats par comparaison avec d'autres logiciels

Quatre logiciels utilisant des modèles différents ont été sélectionnés : le modèle primaire d'Odemark-Ullidtz présenté par Doré *et al.* (2009), le modèle viscoélastique utilisé par l'algorithme I3C du Département de génie de la construction de l'Université Laval (Quijano, 2010), les modèles de Burmister et Uzan incorporés dans WINJULEA et l'analyse par éléments finis à travers le logiciel RUBICON de l'Afrique du Sud.

WINJULEA

C'est un algorithme développé pour le compte du TRB (Transport Research Board des États-Unis d'Amérique) en 2003 par l'ERDC/USACE (Engineer Research Development Center/United States Army Corps of Engineers). C'est un logiciel qui permet des analyses structurales linéaires et non-linéaires des couches en utilisant les équations de modélisation des matériaux de Jacob Uzan en combinaison avec la théorie de Burmister. WINJULEA (Windows Jacob Uzan Linear Elastic Analysis) a été utilisé pour valider la méthode analytique-empirique de l'AASHTO (2004) appelé MEPDG ou DARWin-ME (St-Laurent, 2012). L'utilisation de ces deux outils a apporté des améliorations significatives dans la conception routière en Amérique du Nord et dans d'autres travaux au cours de ces dix dernières années [Ullidtz *et al.*(2006), Nunez (2008), Hornyak (2010), Bayat (2009), (Brown *et al.* (2010), Assaf (2011), St-Laurent (2012)].

I3C

C'est un algorithme développé au département du génie-civil de l'Université de Laval (Québec/Canada) en utilisant le modèle de Burger pour calculer le module résilient du sol et la théorie viscoélastique de Witczack et Fonseca (1976) adaptée aux conditions du Québec par Doré et Doucet (2004) pour le module complexe de la couche de l'enrobé. L'analyse de l'état de contraintes et des déformations est réalisée en utilisant la théorie multi-élastique non-linéaire basée sur les équations de Boussinesq et Odemark-Ullidtz [Doré *et al.* (2009), Quijano (2010)].

Les résultats des données comparatives réalisées sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.3 Données comparatives de WINJULEA vs OCS-Chaussée

Couche de la chaussée	Épaisseurs (mm)	Module de rigidité des matériaux (MPa)	
		Structure	
Enrobé	120		5538
Fondation	250		300
Sous-fondation	400		150
Sol			100
RÉSULTATS D'ANALYSES (valeur de la déformation de l'enrobé et du sol en $\mu\epsilon$)			
Outils d'analyses structurales		Enrobé	sol
WINJULEA (Doré <i>et al.</i> 2009)		197.2	207.5
OCS-Chaussée (Modèle actuel)		196.6	202.5

Rayon (*a*) : 150mm Pression (*p*) : 560 kPa; coefficient de poisson pour chaque couche $\mu=0.35$

Sélection des valeurs du coefficient de calibration f_n

L'utilisation de l'équation 5.2 pour obtenir les résultats présentés dans le tableau 5.3 a permis de réaliser la sélection des valeurs de base du coefficient de calibration respectivement pour l'enrobé (f_1) et pour la couche de fondation et de sous fondation (f_2). Les résultats sont présentés dans le tableau 5.4 ci-dessous.

Tableau 5.4 Sélection des valeurs de base du coefficient de calibration

f1	$\mu\epsilon$	f2	$\mu\epsilon$
0.89981	197.97	0.77505	207.66
0.9	197.9	0.77485	207.77
0.901	197.63	0.77475	207.82
0.902	197.39	0.77605	207.15
0.903	197.07	0.77465	207.87
0.90185	197.35	0.77459	207.9
0.90181	197.44	0.77458	207.91
0.9017	197.41	0.77455	207.92
0.90161	197.46		

Tableau 5.5 Données comparatives de I3C & WINJULEA vs OCS-Chaussée

Couche de la chaussée	Épaisseurs (mm)	Module de rigidité des matériaux (MPa)		
		Structure 1	Structure 2	Structure 3
Enrobé	155	4258.4	5011.3	11312
Fondation	250	147	147	173.46
Sous-fondation	300	74	74	87.32
Sol		40	47	54.52

RÉSULTATS D'ANALYSES (valeur de la déformation de l'enrobé et du sol en $\mu\epsilon$)						
Outils d'analyses structurales utilisées	Structure 1		Structure 2		Structure 3	
	enrobé	sol	enrobé	sol	enrobé	sol
I3C validé par WINJULEA (Quijano, 2010)	187.8	390.4	171.1	331.3	98.72	232.5
OCS-Chaussée (Modèle actuel)	187.2	368.1	170.5	331.1	98.4	227.0

Rayon (a) : 150mm Pression (p) : 566 kPa; coefficient de poisson pour chaque couche $\mu=0.35$

Validation par analyses comparatives avec les données de terrain

Les analyses ont été réalisées en utilisant les données provenant des résultats d'expertises de Varik *et al.* (2002) portant sur l'analyses des données de retrocalculs des bassins de déflexion avec le deflectomètre à masse tombante (FWD) et les valeurs analytiques obtenues en utilisant l'algorithme VSN-Excel version 0.9.

VSN-Excel

C'est un outil d'évaluation structurale des chaussées utilisant la méthode de Boussinesq-Odemark avec les coefficients de calibration d'Ullidtz (1998). Il a été conçu par des experts de la firme de génie-conseils AS TEEDE TEHNOKESKUS de Lituanie (Varik *et al.* 2002).

Les données comparatives réalisées sont présentées dans le tableau 5.6.

Tableau 5.6 Données comparatives FWD & VSN-Excel vs OCS-Chaussée

Couche de la chaussée	Épaisseurs (mm)	Module de rigidité des matériaux (MPa)	
		Structure	
Enrobé	150	3000	
Fondation	300	300	
Sol		50	
RÉSULTATS D'ANALYSES			
Outils d'analyses structurales	Déformation enrobé ($\mu\epsilon$)	Déformation eol ($\mu\epsilon$)	Déflexion totale (mm)
FWD & VSN-Excel (Varik <i>et al.</i> 2002)	278.32	594.29	0.658
OCS-Chaussée (Modèle actuel)	235.3	543.9	0.655

Rayon (a) : 150mm Pression (p) : 700 kPa; coefficient de poisson pour chaque couche $\mu=0.35$

Validation par analyses comparatives avec les données empiriques locales

Les résultats sont issus des analyses comparées d'une structure de chaussée en utilisant les résultats de dimensionnement avec le catalogue TRH4 du SAMDM (1996) de l'Afrique du Sud, la modélisation avec le logiciel Rubicon Toolbox (Afrique du Sud) et l'OCS-Chaussée. Les données comparatives utilisées sont présentées dans les figures (5.4 et 5.5) ci-dessus.

RUBICON TOOLBOX

C'est un logiciel qui se présente sous la forme d'une plateforme (toolbox) pouvant intégrer plusieurs critères et approches (mécanistique –empirique, Simulation Monte Carlo, bibliothèque de matériaux, etc) de modélisation et d'analyses structurales pour la conception des chaussées (Modelling Analyse System ou MAS) utilisant la méthode par éléments finis pour les calculs mathématiques. Il a été développé en 2004 par un pool d'experts sud-africains du génie routier notamment Jooste, Efer, Long et Bredenkamp.

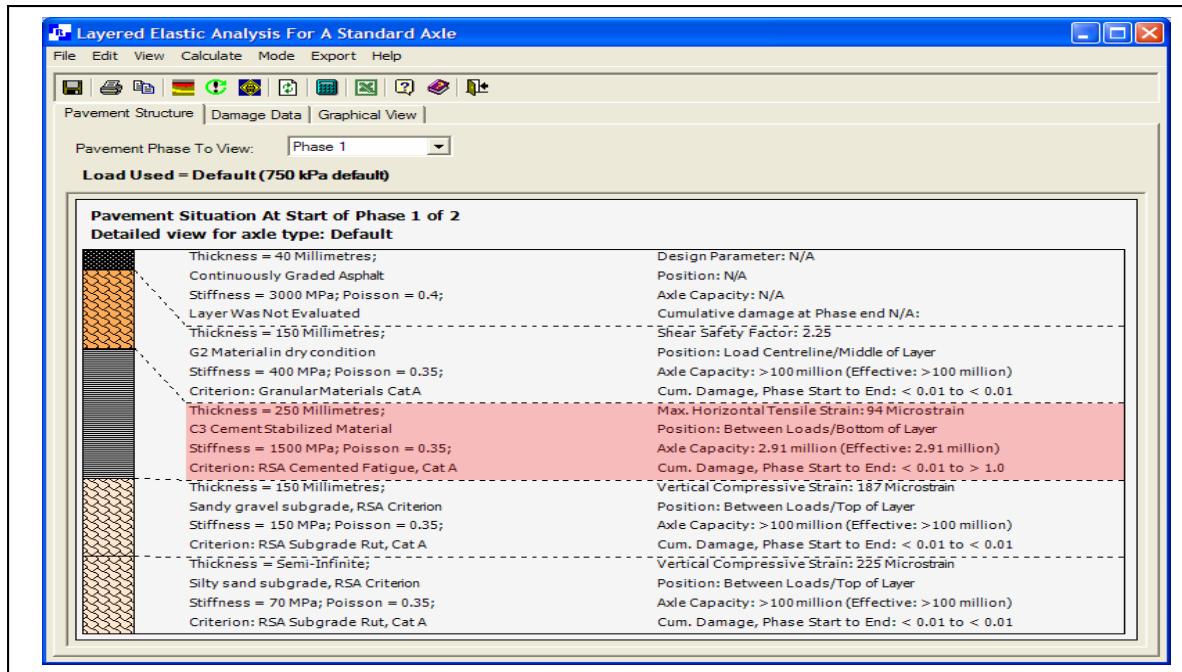


Figure 5.4 : Analyse de la structure de Classe A /3 à 10 millions d'ESALs (TRH4)

Adaptée Manuel du logiciel Rubicon Toolbox (2005, p.4)

OUTIL DE CONCEPTION STRUCTURALE						
OCS-Chaussée						
Essieu standard	80	kN				
Charge (2Pneus)	40 000	N	Débit moyen	Accroiss.	Horizon	
Pression par pneu (MPa)	130,29		400	0,04	20	
Rayon(mm)						
0,75	131		Poids-lourds	%	ans	
Température (°C)						
	30					
E _{AC} (MPa)	2127					
STRUCTURE DE LA CHAUSSEE (Odemarck-Ullidtz, 1949-1998)						
Couches	μ _i	E _i (MPa)	h _i (mm)	He _i (mm)	Fact corr	
Revêtement	0,4	3000	40	53,74	0,9	
Fondation	0,35	400	150	192,85	0,86	
Sous-Fondat ₁	0,35	1500	250	820,51		
Sous-Fondat ₂	0,35	150	150	1076,05		
Sol support	0,35	70,00				
CBR (%)	7					
ANALYSE STRUCTURALE (Boussinesq,1885)						
Couche structurale	Contraintes (MPa)	Déformation (με)	Déflexion (mm)	OBSERVATIONS		
	σ _Z	ε _S	DS			
Enrobé	0,7090	-175,5	0,004			
Base	0,3255	792,3	0,165			
Sol	0,0164	241,5	0,263			
CAPACITE / PERFORMANCE STRUCTURALE [Loi de l'Asphalt Institute (1982); Loi de Miner (1945); CSIR (1994); HDM3]						
	Fatigue (Enrobé)	Omrièrage (Sol)	Déflexion (Totale, mm)	Rugosité (Totale, με)	OBSERVATIONS	
N_passages permis	2,8E+06	2,13E+07	0,433	0,029		
Erdommagement	1,622	0,212	<0,5	inf		
Capacité structurale	Fissuration	Surdim	Rigidifiée	Rugosité-		

Figure 5.5 : Analyse de la structure de Classe A / 3 à 10 millions d'ESALs (TRH4)

Résultats: Analyses et Discussions

Différentes valeurs de modules, d'épaisseurs, de pression de contact et de rayon ont été testées. L'analyse des tableaux 5.3 à 5.6 montre des données similaires entre les résultats de l'OCS-Chaussée et ceux des autres outils d'analyses structurales utilisés pour sa calibration. Tout en étant très proches, les valeurs de l'OCS-Chaussées ont été chaque fois légèrement moins élevées que celles des autres outils. Cette convergence traduit d'une part une sélection sécuritaire des coefficients de corrélation entre la méthode Boussinesq-Odemark-Ullidtz (OCS-Chaussée) vs celle de Burmister (WINJULEA et I3C); et d'autre part, une faible sensibilité de ce nouvel outil à la variation des différentes valeurs des paramètres de conception. Ces données traduisent également l'obtention des épaisseurs raisonnables pour les différentes couches de chaussées. La comparaison des données des figures 5.4 et 5.5 montre des résultats convergents qui attestent que la structure de la chaussée sélectionnée présentait un risque d'endommagement précoce par fissuration de l'enrobé bitumineux et la défaillance de la couche de base confirmé par un nombre de poids lourds admissibles inférieurs à 3 millions de passages d'essieux de 80 kN. Tous ces résultats montrent également que l'OCS-Chaussée est un outil qui s'adapte aux données disponibles pour diverses analyses. L'utilisation de l'OCS-Chaussée conduit à des réponses fiables pour garantir la capacité portante et la performance de la structure pour les différents types de sollicitation expérimentée tant pour une conception initiale que pour une analyse qualitative des résultats d'autres outils. Cette double évaluation confirme que l'OCS-Chaussée peut être utilisé comme logiciel de base pour le dimensionnement structural des chaussées et l'interprétation des bassins de défexion. Il reviendra à l'utilisateur de faire preuve d'ingéniosité et de flexibilité pour identifier les coefficients de calibration qui sont compatibles avec les objectifs visés et les facteurs locaux de son projet de conception structurale.

5.8 Dimensionnement des chaussées avec l'OCS-Chaussée

L’OCS-Chaussée est un outil, semi-automatique, rapide qui affiche des résultats instantanés (moins de 1 minute) après la validation de la saisie des données proposées par l’utilisateur. Grâce aux menus de Microsoft Excel, plusieurs possibilités de gestion du fichier s’offrent à l’usager (figure 5.2). Il permet d’analyser une structure monocouche et une multicouche pouvant aller à cinq (5) couches. La répartition pour un système multicouche est la suivante :

- une couche pour le revêtement;
- une couche pour la fondation;
- deux couches pour la sous-fondation;
- le sol d’infrastructure.

L’utilisation de cette configuration permet d’explorer différentes valeurs pour le module des matériaux, le coefficient de poisson, l’épaisseur des couches de fondation et de la sous-fondation. Le choix des données mécaniques de la structure de base est l’initiative de l’utilisateur. Cette option peut être explorée pour réduire le surdimensionnement des différentes couches qui pourrait agir sur la disponibilité ou l’épuisement des matériaux locaux. Les codes d’identification des caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les matériaux alternatifs possibles s’affichent automatiquement dès que les valeurs du module de rigidité des matériaux sont saisies. Ces détails permettent de recréer la même couche soit par lithostabilisation ou par traitement au liant bitumineux (grave bitume) ou hydraulique (grave ciment ou sol-ciment) en utilisant la description disponible. Cette dernière se rapporte à la fiche géotechnique du SAPDM de l’Afrique du Sud pour les détails. Pour la référence au béton compacté au rouleau (BCR), les travaux d’Assaf *et al.* (2005) et de Zdiri *et al.* (2006) fournissent les détails techniques pour développer la structure de chaussées en BCR adaptées au contexte particulier. Pour la lithostabilisation, le logiciel RENÉ du LCPC peut être utilisé pour réaliser la formulation adéquate des mélanges granulaires après tamisage (Zdiri *et al.* 2006). Il pourra se baser sur la figure 5.4 pour les différentes étapes à suivre pour le dimensionnement sécuritaire d’une structure de chaussée en utilisant l’OCS-Chaussée.

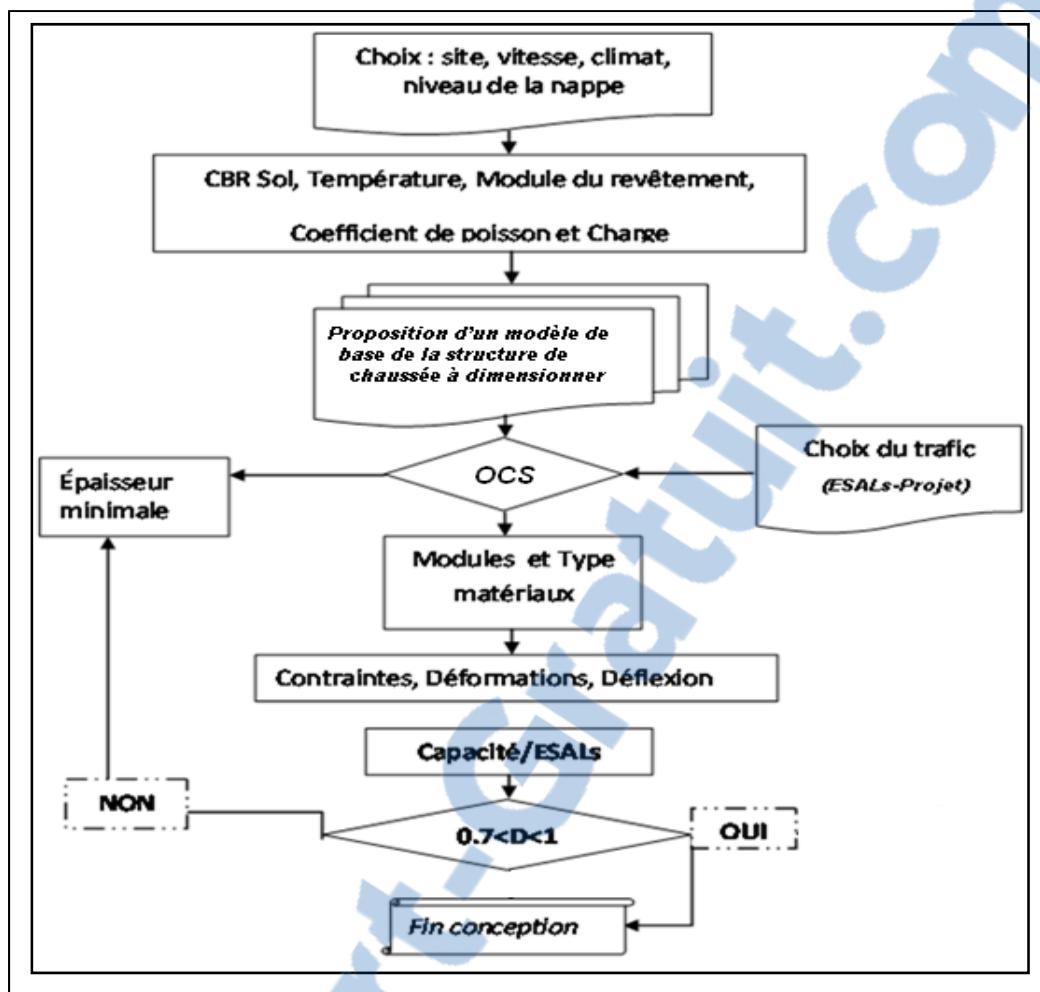


Figure 5.6 Organigramme de dimensionnement avec l'OCS- Chaussée.

Il est rappelé, à juste titre, que le concepteur peut (avec un minimum de connaissance sur Microsoft Excel) apporter des modifications sur la base des données et les facteurs de correction compatibles avec le contexte local particulier de son projet en utilisant les différentes équations (5.1 à 5.13) présentées ci-haut dans ce chapitre.

5.9 Composition du nouveau catalogue

Le dimensionnement des chaussées a été fait avec deux valeurs de l'essieu standard des poids lourds 80 kN (650kPa de pression des pneus avec un rayon de contact 97.98 mm) et 130 kN (662 kPa de pression et 125 mm de rayon de contact) qui sont les valeurs des essieux respectivement du LCPC (utilisé en Afrique francophone) et du CSIR/Afrique du Sud (utilisé

en Afrique de l'Est et Australe). La durée de service prévue est de 20 ans avec un taux d'accroissement annuel de 5%. Les classes de trafic vont de 1 million à 80 millions de cycles de répétitions de poids lourds admissibles. Cent vingt (120) types de structures de chaussées ont été proposés. Pour chaque essieu standard, cinq (05) classes de trafics de six (06) structures différentes et pour quatre (04) types de sols ont été simulés avec différentes valeurs de modules de matériaux granulaires et d'enrobé bitumineux. Le coefficient de poisson utilisé est de 0.35 qui est la valeur de l'Asphalte Institut à 25°C [Doré et Zubeck (2009), Ramadan (2011)].

La composition structurale globale de chaque chaussée est restituée en annexes I, II pour les couches et l'annexe III restitue les caractéristiques géotechniques détaillées de la formulation de chaque type de matériaux.

Couche de revêtement

Le module du revêtement a été pris entre 1800 MPa et 3000 MPa. La valeur minimale de l'épaisseur est de 40 mm. La température de 30°C a été utilisée pour la sélection du module complexe compatible car cette valeur est la moyenne annuelle dans les pays à climat tropical et le correspond à la valeur minimale en zone sahélienne. Au niveau de la zone équatoriale, elle avoisine le maximum observé pendant la saison sèche qui est la période la plus contraignante pour les enrobés.

Couches de fondation et de sous-fondation

Les modules de rigidités sont compris entre 200 et 600MPa (couche stabilisé ou semi-rigide) pour la couche de fondation et les épaisseurs varient entre 150 et 300 mm. Pour la sous-fondation, le module minimal est de 120 MPa tandis que l'épaisseur varie entre 100 et 650 mm pour les deux sous-couches.

Couche de sol

Trois (03) types de sol ont été sélectionnés en fonction de leur capacité portante, à savoir :

- sol à faible portance : 50 MPa;
- sol à portance moyenne : 80 et 120 MPa;
- sol à portance adéquate : 150 MPa.

Prévisions sur l'endommagement

Pour chaque section de la structure de chaussée proposée, l'utilisation de la loi de l'AI permet de définir les caractéristiques liées aux deux types de pathologies structurales pour une évaluation estimée à un taux de performance de 50% du cycle de vie de la chaussée (Huang, 1993). Les données suivantes sont associées aux différents résultats de l'AI (1982):

- l'orniérage prévu est de 12,7 mm;
- la fissuration est de 20%.

Les valeurs de la déflexion admissible ont été analysées en utilisant l'échelle d'interprétation du SAPDM (Afrique du Sud).

La validation de base des coefficients d'Ullidtz a été réalisée avec le logiciel WINJULEA afin d'approcher un taux de fiabilité des résultats compris entre 1 et 5% comparativement à la méthode de Burmister [Huang (1993), COST333/1999, Quijano (2010)].

5.10 Conclusion

Les résultats de calibration de l'OCS-Chaussée ont montré un niveau de fiabilité acceptable et compatible avec les résultats d'autres chercheurs. Une marge d'erreur inférieure à 5% a été

retenue aux fins de calibration. Ceci se traduit par des valeurs du coefficient de calibration (f_n) suivantes :

- f_1 compris entre 0.9 à 1.1 pour la couche de l'enrobé bitumineux;
- et f_2 compris entre 0.77 à 1 pour les couches granulaires de la fondation et de la sous-fondation.

A partir de tous ces résultats, l'OCS-Chaussée a été configuré afin d'élaborer un catalogue régional de dimensionnement structural des chaussées flexibles utilisable de façon sécuritaire à différentes étapes du processus de conception et de la réhabilitation des structures routières avec différentes échelles d'utilisation. Le cheminement choisi pour le développement de ces deux outils de conception structurale des chaussées est simple et peu être reproduit par l'expertise locale (en ASS).

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les analyses des résultats compilées pour ce travail de recherche ont confirmé que le dimensionnement structural des chaussées et la durabilité des ouvrages sont des défis auxquels sont confrontés les ingénieurs chargés de projets de génie routier en ASS. De nombreuses erreurs commises dans la sélection et la formulation des matériaux, dans la validation des coefficients de calibration et/ou le développement des outils de conception utilisés et la prise en compte du drainage des eaux autour des structures routières sont des limitations en amont des processus de conception routière utilisés. Ces nombreuses limitations ont contribué à la perte de la performance structurale qui maintient les conditions propices au développement des pathologies récurrentes dans le corps des chaussées existantes. La recherche d'une réponse adéquate à cet enjeu a permis des choix raisonnables et sécuritaires réalisés pour la sélection des méthodes de conception, des matériaux et des paramètres de calibration en tenant compte de l'état de l'art et des ressources disponibles en ASS. D'autres causes qui contribuent à l'amplification de la fatigue structurale ont été observées. Il s'agit notamment de : l'insuffisance du nombre d'experts au sein des administrations, le vieillissement des équipements, la gestion du calendrier d'entretien courant, les difficultés d'adaptation des méthodes de dimensionnement des chaussées et leur contexte d'application. Toutes ces analyses ont été incorporées dans le développement d'un nouvel outil de conception structurale (OCS-Chaussée). Il est fiable, rapide, facile d'utilisation et reproductive. Sa structuration technique (grâce à la disponibilité du logiciel Microsoft Excel sur les ordinateurs classiques) et ses possibilités de mises à jour ont été adaptées aux conditions locales et régionales de l'ASS. Son fonctionnement efficient a été confirmé par la convergence des tests de calibration réalisés au moyen des analyses comparatives des résultats avec les autres outils d'analyses structurales existantes. Cet outil a été utilisé pour élaborer un catalogue régional (Afrique Sub-Saharienne) de conception structurale des chaussées flexibles en utilisant les caractéristiques de deux essieux standards (80 kN et 130 kN) et les matériaux calibrés par le SAPDM et le TRL.

L’OCS-Chaussée et ce nouveau catalogue de dimensionnement structural de chaussées ont été conçus pour servir d’outils de diagnostic, d’aide à la prise de décision et de transfert de compétence (formation). Leur utilisation contribuera au renforcement de l’expertise en génie routier en ASS, notamment en termes de :

- disponibilité d’outils de conception rapide, fiable, révisable et adaptable au plan local;
- dimensionnement structural performant de chaussées types de longue durée de vie;
- transfert de savoir-faire aux experts de l’administration routière, aux concepteurs et aux chercheurs;
- développement durable à travers la réduction des coûts de construction et des volumes des matériaux de construction en évitant de fournir des structures surdimensionnées;
- contribution à une circulation routière sécuritaire pour les usagers et à la réduction de l’inconfort de roulement et l’impact environnemental créés par divers bris d’automobiles (écoulement d’huile des moteurs sur les chaussées, etc).

Enfin, il est rappelé que le concept développé à travers l’OCS-Chaussé est une approche de solution qui présente des limitations liées à l’écart entre l’état de l’art actuel et les autres résultats à venir obtenus sur le terrain ou au laboratoire. L’utilisation de cet outil doit être compatible avec les hypothèses de conception, les données obtenues doivent être interprétées en faisant recours à des critères raisonnables et peut nécessiter des ajustements par la prise en compte d’autres facteurs sécuritaires pour obtenir des structures de chaussées performantes sur une longue durée de vie.

Il est espéré également que l’utilisation généralisé de ces outils contribueront à accroître des bénéfices importants pour la recherche, la formation, le développement ainsi que dans l’émergence d’une économie locale durable.

RECOMMANDATIONS

Compte tenu des hypothèses utilisées pour la conception des différents outils proposés et de la prise en compte des réalités de terrain, il est difficile d'obtenir une conception structurale sans erreurs. Ainsi, certaines réflexions verront le jour après l'utilisation de l'OCS-Chaussée et du catalogue associé. Elles serviront pour alimenter les futurs thèmes en lien avec la problématique de la conception structurale et la durabilité des chaussées en ASS.

A cet effet quelques propositions ont été formulées. Il est donc suggéré de :

- revoir en conséquence les divers devis des formulations des matériaux et d'exécution des travaux en y incorporant les résultats d'auscultation des chaussées performantes;
- prendre en compte l'incidence de la variation saisonnière annuelle de température, de la pluviométrie et du niveau de la nappe phréatique sur les modules des matériaux;
- élargir les champs d'utilisation de l'OCS-Chaussée en y incorporant des feuilles de calcul et d'analyses économiques puis pour le dimensionnement des structures rigides;
- effectuer des analyses comparatives avec des structures de chaussées performantes existantes afin de poursuivre la calibration des coefficients de calibration de l'OCS-Chaussée au niveau de chaque pays;
- identifier et caractériser les variations limites (minimales et maximales) dans les propriétés des paramètres capables d'influencer la détérioration précoce des chaussées dans chaque pays/région. Ce qui revient à analyser en détails les effets à courts, moyens et longs termes de : la température, la pluie, la vitesse, l'épaisseur des couches, la nature des interfaces et les matériaux de référence;
- inventorier les chaussées performantes et poursuivre leurs évaluations dans des conditions de trafic réel et d'environnements variables, puis établir des liens avec la dégradation des matériaux afin d'en déduire des normes de formulations sécuritaires des matériaux;
- améliorer et optimiser l'utilisation des résultats obtenus partir des partenariats entre les universités, les laboratoires des chaussées et les compagnies ainsi que la coopération

sous-régionale dans la formulation des matériaux adaptés au plan local à partir des résultats probants au plan régional;

- encourager la recherche mixte sur le développement des outils de conception structurale adaptés et la formulation locale des matériaux pour les chaussées rigides notamment le béton armé compacté au rouleau en partant des expériences semi-empiriques et analytiques;
- se doter des bases de données et des statistiques avec des mises à jour fréquentielles sur le comportement du trafic, l'évolution des détériorations en lien avec les variations saisonnière et annuelle;

produire des modèles locaux de chaussée (planche d'essai de 2 à 3 kilomètres par tronçon réhabilité ou à construire) de certains types de structure en s'inspirant du concept de "chaussée à longue durée de vie" en partant de la section structurale (Route N12) développée en Afrique du Sud.

ANNEXE I

FICHES DES CHAUSSÉES TYPES POUR L'ESSIEU DE 80 kN

Classe 1 : Trafic très faible < 1 500 000 essieux de 80kN, soit <500 poids-lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5					CBR _{sol} (%)=8				
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	
			710					540	
40	2800	1.19E+06	AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2800	1.12E+06	AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	380		G2-G1/G4-G3 stab		150	380		G2-G1/G4-G3 stab	
200	250		G2/G6-G4 stab		350	250		G2/G6-G4 stab	
320	150		G5 /G9-G6 stab		0	0		Sol [G9-G8]	
50			Sol [G9-G10]		80				
		1.30E+06	710				1.51E+06	660	
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	400		G1/G4-G2 stab		150	400		G1/G4-G2 stab	
200	250		G2/G6-G4 stab		150	250		G2/G6-G4 stab	
320	150		G5 /G9-G6 stab		320	150		G5 /G9-G6 stab	
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
		1.34E+06	760				1.35E+06	590	
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	370		G2-G1/G4-G3 stab		150	370		G2-G1/G4-G3 stab	
220	200		G5 /G9-G6 stab		400	200		G5 /G9-G6 stab	
350	120		G6 /G10-G7 stab		0	0		Sol [G9-G8]	
50			Sol [G9-G10]		80				
CBR _{sol} (%)=12					CBR _{sol} (%)=150				
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	
			490					470	
40	2800	1.02E+06	AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2800	1.10E+06	AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	380		G2-G1/G4-G3 stab		150	380		G2-G1/G4-G3 stab	
300	250		G2/G6-G4 stab		280	250		G2/G6-G4 stab	
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	
		1.39E+06	600				1.51E+06	490	
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	400		G1/G4-G2 stab		150	400		G1/G4-G2 stab	
150	250		G2/G6-G4 stab		300	250		G2/G6-G4 stab	
260	150		G5 /G9-G6 stab		0	0		sol [G8-G7]	
120			sol [G8-G7]		150				
		1.35E+06	540				1.35E+06	490	
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	370		G2-G1/G4-G3 stab		150	370		G2-G1/G4-G3 stab	
350	200		G5 /G9-G6 stab		300	250		G2/G6-G4 stab	
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 2 : Trafic moyen < 4 500 000 essieux de 80kN, soit < 2 000 poids-lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5						CBR _{sol} (%)=8					
mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)			mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)		
		4.04E+06	820					4.44E+06	760		
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	500		G1/G4-G2 stab			200	500		G1/G4-G2 stab		
250	250		G2/G6-G4 stab			220	250		G2/G6-G4 stab		
330	120		G6 /G10-G7 stab			300	120		G6 /G10-G7 stab		
			Sol [G9-G10]						Sol [G9-G8]		
		3.82E+06	790					3.82E+06	720		
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	485		G1/G4-G2 stab			200	485		G1/G4-G2 stab		
250	275		G2/G6-G4 stab			200	275		G2/G6-G4 stab		
300	175		G5 /G9-G6 stab			280	175		G5 /G9-G6 stab		
			Sol [G9-G10]						Sol [G9-G8]		
		3.91E+06	790					3.82E+06	710		
40	2500		AC25/35, AC40/50; AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50; AC40/70		
200	460		G1/G4-G2 stab			200	460		G1/G4-G2 stab		
250	275		G2/G6-G4 stab			200	275		G2/G6-G4 stab		
300	175		G5 /G9-G6 stab			270	175		G5 /G9-G6 stab		
			Sol [G9-G10]						Sol [G9-G8]		
CBR _{sol} (%)=12						CBR _{sol} (%)=15					
mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)			mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)		
		4.44E+06	670					4.16E+06	630		
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	500		G1/G4-G2 stab			180	500		G1/G4-G2 stab		
200	250		G2/G6-G4 stab			200	250		G2/G6-G4 stab		
230	175		G5 /G9-G6 stab			210	175		G5 /G9-G6 stab		
			Sol [G8-G7]						Sol [G8-G7]		
		3.82E+06	660					3.82E+06	660		
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	485		G1/G4-G2 stab			200	485		G1/G4-G2 stab		
200	275		G2/G6-G4 stab			200	275		G2/G6-G4 stab		
220	175		G5 /G9-G6 stab			220	175		G5 /G9-G6 stab		
			Sol [G8-G7]						Sol [G8-G7]		
		3.91E+06	660					3.91E+06	540		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	460		G1/G4-G2 stab			200	460		G1/G4-G2 stab		
200	275		G2/G6-G4 stab			300	275		G2/G6-G4 stab		
220	175		G5 /G9-G6 stab			0	0				
			Sol [G8-G7]						Sol [G8-G7]		

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 3 : Trafic moyen < 15 500 000 essieux de 80kN, soit < 3 000 poids-lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5				CBR _{sol} (%)=8			
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)
		1.42E+07	890			1.42E+07	810
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	590		G1/G4-G2 stab	200	590		G1/G4-G2 stab
250	300		G2/G6-G4 stab	250	300		G2/G6-G4 stab
400	175		G5 /G9-G6 stab	320	175		G5 /G9-G6 stab
50			Sol [G9-G10]	80			Sol [G9-G10]
		1.42E+07	910			1.42E+07	840
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	590		G1/G4-G2 stab	200	590		G1/G4-G2 stab
250	300		G2/G6-G4 stab	250	300		G2/G6-G4 stab
420	150		G5 /G9-G6 stab	350	150		G5 /G9-G6 stab
50			Sol [G9-G10]	80			Sol [G9-G8]
		1.42E+07	870			1.42E+07	800
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	590		G1/G4-G2 stab	200	590		G1/G4-G2 stab
250	300		G2/G6-G4 stab	200	300		G2/G6-G4 stab
380	200		G5 /G9-G6 stab	360	200		G5 /G9-G6 stab
50			Sol [G9-G10]	80			Sol [G9-G8]
CBR _{sol} (%)=12				CBR _{sol} (%)=15			
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)
		1.42E+07	640			1.42E+07	610
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	590		G1/G4-G2 stab	200	590		G1/G4-G2 stab
400	300		G2/G6-G4 stab	370	300		G2/G6-G4 stab
0	0			0	0		
120			sol [G8-G7]	150			sol [G8-G7]
		1.42E+07	760			1.42E+07	690
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	590		G1/G4-G2 stab	200	590		G1/G4-G2 stab
220	300		G2/G6-G4 stab	200	300		G2/G6-G4 stab
300	150		G5 /G9-G6 stab	250	225		G4 /G6-G5 stab
120			sol [G8-G7]	150			sol [G8-G7]
		1.42E+07	740			1.42E+07	710
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	590		G1/G4-G2 stab	200	590		G1/G4-G2 stab
200	300		G2/G6-G4 stab	200	300		G2/G6-G4 stab
300	200		G5 /G9-G6 stab	270	200		G5 /G9-G6 stab
120			sol [G8-G7]	150			sol [G8-G7]

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 4 : Trafic lourd<35 500 000 essieux de 80kN, soit<4 000 poids -lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5					CBR _{sol} (%)=8				
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	
		2.81E+07	940				2.85E+07	870	
40	1800		AC stab /émulsion		40	1800		AC stab /émulsion	
200	550		G1/G4-G2 stab		200	550		G1/G4-G2 stab	
300	300		G2/G6-G4 stab		250	300		G2/G6-G4 stab	
400	200		G5 /G9-G6 stab		380	200		G5 /G9-G6 stab	
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
		2.85E+07	1010				2.79E+07	740	
40	1800		AC stab /émulsion		40	1800		AC stab /émulsion	
250	550		G1/G4-G2 stab		250	550		G1/G4-G2 stab	
300	300		G2/G6-G4 stab		450	300		G2/G6-G4 stab	
420	120		G6 /G10-G7 stab		0	0			
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
		2.60E+07	990				2.65E+07	910	
40	2000		AC stab /émulsion		40	2000		AC stab /émulsion	
230	580		G1/G4-G2 stab		200	580		G1/G4-G2 stab	
300	300		G2/G6-G4 stab		300	300		G2/G6-G4 stab	
420	120		G6 /G10-G7 stab		370	120		G6 /G10-G7 stab	
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
CBR _{sol} (%)=12					CBR _{sol} (%)=15				
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	
		2.85E+07	810				2.65E+07	760	
40	1800		AC stab /émulsion		40	1800		AC stab /émulsion	
200	550		G1/G4-G2 stab		200	550		G1/G4-G2 stab	
250	300		G2/G6-G4 stab		220	300		G2/G6-G4 stab	
320	200		G5 /G9-G6 stab		300	200		G5 /G9-G6 stab	
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	
		2.85E+07	690				2.85E+07	660	
40	1800		AC stab /émulsion		40	1800		AC stab /émulsion	
200	550		G1/G4-G2 stab		200	550		G1/G4-G2 stab	
450	300		G2/G6-G4 stab		420	300		G2/G6-G4 stab	
0	0				0	0			
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	
		2.54E+07	810				2.72E+07	650	
40	2000		AC stab /émulsion		40	2000		AC stab /émulsion	
200	580		G1/G4-G2 stab		200	580		G1/G4-G2 stab	
200	300		G2/G6-G4 stab		410	300		G2/G6-G4 stab	
370	160		G5 /G9-G6 stab		0	0			
120			Sol [G8-G7]		150			Sol [G8-G7]	

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 5 : Trafic très lourd <80 000 000 essieux de 80kN, soit <5 000 poids -lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5					CBR _{sol} (%)=8				
mm MPa TRAFIC Épaisseur totale (mm)					mm MPa TRAFIC Épaisseur totale (mm)				
7.77E+07 1090					7.27E+07 990				
40 1800 AC stab /émulsion 200 650 EG stab 350 250 G2/G6-G4 stab 500 175 G5 /G9-G6 stab 50 Sol [G9-G10]					40 1800 AC stab /émulsion 200 650 EG stab 300 250 G2/G6-G4 stab 450 175 G5 /G9-G6 stab 80 Sol [G9-G8]				
5.24E+07 1020					7.12E+07 970				
40 1800 AC stab /émulsion 200 650 EG stab 280 300 G2/G6-G4 stab 550 175 G5 /G9-G6 stab 50 Sol [G9-G10]					40 1800 AC stab /émulsion 200 650 EG stab 280 300 G2/G6-G4 stab 450 175 G5 /G9-G6 stab 80 Sol [G9-G8]				
6.57E+07 1040					7.77E+07 990				
40 1800 AC stab /émulsion 250 650 EG stab 300 300 G2/G6-G4 stab 450 175 G5 /G9-G6 stab 50 Sol [G9-G10]					40 1800 AC stab /émulsion 250 650 EG stab 300 300 G2/G6-G4 stab 400 175 G5 /G9-G6 stab 80 Sol [G9-G8]				
CBR _{sol} (%)=12					CBR _{sol} (%)=15				
mm MPa TRAFIC Épaisseur totale (mm)					mm MPa TRAFIC Épaisseur totale (mm)				
6.76E+07 890					7.77E+07 840				
40 1800 AC stab /émulsion 200 650 EG stab 250 250 G2/G6-G4 stab 400 200 G5 /G9-G6 stab 120 Sol [G8-G7]					40 1800 AC stab /émulsion 200 650 EG stab 250 350 G2-G1/G4-G3 stab 350 200 G5 /G9-G6 stab 150 Sol [G8-G7]				
7.35E+07 910					6.66E+07 740				
40 1800 AC stab /émulsion 250 650 EG stab 250 250 G2/G6-G4 stab 370 175 G5 /G9-G6 stab 120 Sol [G8-G7]					40 1800 AC stab /émulsion 250 650 EG stab 450 250 G2/G6-G4 stab 0 0 150 Sol [G8-G7]				
7.03E+07 890					7.77E+07 870				
40 1800 AC stab /émulsion 250 650 EG stab 250 300 G2/G6-G4 stab 350 175 G5 /G9-G6 stab 120 Sol [G8-G7]					40 1800 AC stab /émulsion 250 650 EG stab 250 300 G2/G6-G4 stab 330 175 G5 /G9-G6 stab 150 Sol [G8-G7]				

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

ANNEXE II

FICHES DES CHAUSSÉES TYPES POUR L'ESSIEU DE 130 kN

Classe 1 : Trafic très faible < 1 500 000 essieux de 130kN, soit < 500 poids-lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5					CBR _{sol} (%)=8				
mm	MPa	TRAFC	Épaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFC	Épaisseur totale (mm)	
		1.02E+06	950				1.06E+06	890	
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2400		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	300		G2/G6-G4 stab		150	275		G2/G6-G4 stab	
280	200		G5 / G9-G6 stab		280	175		G5 / G9-G6 stab	
480	120		G6 / G10-G7 stab		420	120		G6 / G10-G7 stab	
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
		1.09E+06	970				1.04E+06	880	
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
150	300		G2/G6-G4 stab		150	300		G2/G6-G4 stab	
280	175		G5 / G9-G6 stab		280	175		G5 / G9-G6 stab	
500	120		G6 / G10-G7 stab		410	120		G6 / G10-G7 stab	
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
		1.14E+06	980				1.14E+06	910	
50	1800		AC stab / émulsion		50	1800		AC stab / émulsion	
150	300		G2/G6-G4 stab		150	300		G2/G6-G4 stab	
280	175		G5 / G9-G6 stab		280	175		G5 / G9-G6 stab	
500	120		G6 / G10-G7 stab		430	120		G6 / G10-G7 stab	
50			Sol [G9-G10]		80			Sol [G9-G8]	
CBR _{sol} (%)=12					CBR _{sol} (%)=15				
mm	MPa	TRAFC	Epaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFC	Epaisseur totale (mm)	
		1.17E+06	690				1.04E+06	635	
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		45	2000		AC stab / émulsion	
200	300		G2/G6-G4 stab		200	280		G2/G6-G4 stab	
450	200		G5 / G9-G6 stab		390	225		G4 / G6-G5 stab	
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	
		1.07E+06	800				1.03E+06	630	
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		50	1800		AC stab / émulsion	
200	300		G2/G6-G4 stab		200	300		G2/G6-G4 stab	
200	200		G5 / G9-G6 stab		380	225		G4 / G6-G5 stab	
360	120		G6 / G10-G7 stab		0	0		sol [G8-G7]	
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	
		1.04E+06	680				1.09E+06	650	
50	1800		AC stab / émulsion		50	1800		AC stab / émulsion	
250	300		G2/G6-G4 stab		200	300		G2/G6-G4 stab	
380	200		G5 / G9-G6 stab		400	200		G5 / G9-G6 stab	
120			sol [G8-G7]		150			sol [G8-G7]	

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 2 : Trafic faible < 4 500 000 essieux de 130kN, soit < 2 000 poids-lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5					CBR _{sol} (%)=8				
mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)		mm	MPa	TRAFIG	Épaisseur totale (mm)	
		3.92E+06	950				4.22E+06	830	
50	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		50	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
200	500		G1/G4-G2 stab		180	500		G1/G4-G2 stab	
300	300		G2/G6-G4 stab		600	200		G5 /G9-G6 stab	
400	200		G5 /G9-G6 stab		0	0			
50		Sol [G9-G10]			80		Sol [G9-G8]		
		4.24E+06	1000				3.93E+06	780	
50	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		50	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
200	500		G1/G4-G2 stab		180	500		G1/G4-G2 stab	
300	300		G2/G6-G4 stab		550	250		G2/G6-G4 stab	
450	150		G5 /G9-G6 stab		0	0			
50		Sol [G9-G10]			80		Sol [G9-G8]		
		3.95E+06	1020				3.95E+06	790	
50	3000		AC25/35, AC40/50, AC40/70		50	3000		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
200	500		G1/G4-G2 stab		200	500		G1/G4-G2 stab	
270	250		G2/G6-G4 stab		540	250		G2/G6-G4 stab	
500	150		G5 /G9-G6 stab		0	0			
50		Sol [G9-G10]			80		Sol [G9-G8]		
CBR _{sol} (%)=12					CBR _{sol} (%)=15				
		3.84E+06	760				4.50E+06	770	
50	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70					AC25/35, AC40/50, AC40/70	
180	480		G1/G4-G2 stab		160	350		G2-G1/G4-G3 stab	
530	200		G5 /G9-G6 stab		570	200		G5 /G9-G6 stab	
		sol [G8-G7]			150		sol [G8-G7]		
		4.01E+06	770				3.82E+06	740	
60	2100		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	3000		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
180	500		G1/G4-G2 stab		160	400		G1/G4-G2 stab	
530	200		G5 /G9-G6 stab		540	200		G5 /G9-G6 stab	
		sol [G8-G7]			150		sol [G8-G7]		
		3.96E+06	780				4.20E+06	760	
40	3000		AC25/35, AC40/50, AC40/70		40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	
160	400		G1/G4-G2 stab		160	380		G2-G1/G4-G3 stab	
580	200		G5 /G9-G6 stab		560	200		G5 /G9-G6 stab	
		sol [G8-G7]			150		sol [G8-G7]		

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 3 : Trafic moyen<15 500 000 essieux de 130kN, soit<3 000 poids -lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5						CBR _{sol} (%)=8					
mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)			mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)		
		1.29E+07	1240					1.36E+07	970		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	450		G1/G4-G2 stab			260	450		G1/G4-G2 stab		
400	200		G5 /G9-G6 stab			670	200		G5 /G9-G6 stab		
600	130		G6 /G10-G7 stab			0	0		Sol [G9-G10]		
		50	Sol [G9-G10]					80	Sol [G9-G8]		
		1.36E+07	1170					1.33E+07	960		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	450		G1/G4-G2 stab			250	480		G1/G4-G2 stab		
330	300		G2/G6-G4 stab			670	200		G5 /G9-G6 stab		
600	150		G5 /G9-G6 stab			0	0		Sol [G9-G10]		
		50	Sol [G9-G10]					80	Sol [G9-G8]		
		1.48E+07	1120					1.50E+07	1030		
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
200	480		G1/G4-G2 stab			200	480		G1/G4-G2 stab		
330	300		G2/G6-G4 stab			330	300		G2/G6-G4 stab		
550	200		G5 /G9-G6 stab			460	200		G5 /G9-G6 stab		
		50	Sol [G9-G10]					80	Sol [G9-G8]		
CBR _{sol} (%)=12						CBR _{sol} (%)=15					
mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)			mm	MPa	TRAFCIC	Épaisseur totale (mm)		
		1.27E+07	900					1.50E+07	880		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2300		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
260	430		G1/G4-G2 stab			200	420		G1/G4-G2 stab		
600	200		G5 /G9-G6 stab			640	200		G5 /G9-G6 stab		
		120	Sol [G8-G7]					150	Sol [G8-G7]		
		1.43E+07	850					1.33E+07	860		
40	2600		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
250	450		G1/G4-G2 stab			200	450		G1/G4-G2 stab		
560	260		G2/G6-G4 stab			620	200		G5 /G9-G6 stab		
		120	Sol [G8-G7]					150	Sol [G8-G7]		
		1.29E+07	890					1.46E+07	870		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
250	450		G1/G4-G2 stab			200	450		G1/G4-G2 stab		
600	200		G5 /G9-G6 stab			630	200		G5 /G9-G6 stab		
		120	Sol [G8-G7]					150	Sol [G8-G7]		

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 4 : Trafic lourd<35 000 000 essieux de 130kN, soit<4 000 poids -lourds/jour

CBR _{sol(%)} =5				CBR _{sol(%)} =8			
mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)	mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)
		3.29E+07	1220			3.29E+07	1120
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
230	500	G1/G4-G2 stab		230	500	G1/G4-G2 stab	
350	300	G2/G6-G4 stab		300	300	G2/G6-G4 stab	
600	250	G2/G6-G4 stab		550	250	G2/G6-G4 stab	
50		Sol [G9-G10]		80		Sol [G9-G8]	
		2.43E+07	1290			3.29E+07	1240
40	2700		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
250	500	G1/G4-G2 stab		250	500	G1/G4-G2 stab	
400	250	G2/G6-G4 stab		400	250	G2/G6-G4 stab	
600	150	G5 /G9-G6 stab		550	150	G5 /G9-G6 stab	
50		Sol [G9-G10]		80		Sol [G9-G8]	
		2.06E+07	1240			2.11E+07	1140
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70
200	500	G1/G4-G2 stab		200	500	G1/G4-G2 stab	
400	250	G2/G6-G4 stab		350	250	G2/G6-G4 stab	
600	150	G5 /G9-G6 stab		550	150	G5 /G9-G6 stab	
50		Sol [G9-G10]		80		Sol [G9-G8]	
CBR _{sol(%)} =12				CBR _{sol(%)} =15			
mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)	mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)
		3.29E+07	1020			3.29E+07	890
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
230	500	G1/G4-G2 stab		250	500	G1/G4-G2 stab	
300	300	G2/G6-G4 stab		600	275	G2/G6-G4 stab	
450	250	G2/G6-G4 stab		0	0		
120		sol [G8-G7]		150		sol [G8-G7]	
		3.29E+07	1130			3.25E+07	970
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70
250	500	G1/G4-G2 stab		230	500	G1/G4-G2 stab	
300	250	G2/G6-G4 stab		300	300	G2/G6-G4 stab	
540	150	G5 /G9-G6 stab		400	250	G2/G6-G4 stab	
120		sol [G8-G7]		150		sol [G8-G7]	
		2.11E+07	940			2.02E+07	840
40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70	40	2800		AC25/35, AC40/50, AC40/70
300	500	G1/G4-G2 stab		300	500	G1/G4-G2 stab	
600	250	G2/G6-G4 stab		500	250	G2/G6-G4 stab	
120		sol [G8-G7]		150		sol [G8-G7]	

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Classe 5 : Trafic très lourd <80 000 000 essieux de 130kN, soit <5 000 poids-lourds/jour

CBR _{sol} (%)=5						CBR _{sol} (%)=8					
mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)			mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)		
		6.62E+07	1320					7.00E+07	1220		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
280	560		G1/G4-G2 stab			280	560		G1/G4-G2 stab		
400	300		G2/G6-G4 stab			300	300		G2/G6-G4 stab		
600	200		G5 /G9-G6 stab			600	200		G5 /G9-G6 stab		
	50		Sol [G9-G10]				80		Sol [G9-G8]		
		7.05E+07	1390					7.05E+07	1240		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
250	560		G1/G4-G2 stab			250	560		G1/G4-G2 stab		
450	275		G2/G6-G4 stab			350	300		G2/G6-G4 stab		
650	180		G5 /G9-G6 stab			600	200		G5 /G9-G6 stab		
	50		Sol [G9-G10]				80		Sol [G9-G8]		
		6.44E+07	1390					7.05E+07	1290		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
250	560		G1/G4-G2 stab			250	560		G1/G4-G2 stab		
450	275		G2/G6-G4 stab			400	275		G2/G6-G4 stab		
650	150		G5 /G9-G6 stab			600	150		G5 /G9-G6 stab		
	50		Sol [G9-G10]				80		Sol [G9-G8]		
CBR _{sol} (%)=12						CBR _{sol} (%)=15					
mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)			mm	MPa	TRAFFIC	Épaisseur totale (mm)		
		7.57E+07	1140					6.39E+07	1040		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
300	570		G1/G4-G2 stab			250	560		G1/G4-G2 stab		
300	300		G2/G6-G4 stab			300	300		G2/G6-G4 stab		
500	200		G5 /G9-G6 stab			450	250		G2/G6-G4 stab		
	120		Sol [G8-G7]				150		Sol [G8-G7]		
		6.39E+07	1120					7.05E+07	1090		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
280	560		G1/G4-G2 stab			250	560		G1/G4-G2 stab		
300	300		G2/G6-G4 stab			300	300		G2/G6-G4 stab		
500	200		G5 /G9-G6 stab			500	200		G5 /G9-G6 stab		
	120		Sol [G8-G7]				150		Sol [G8-G7]		
		7.05E+07	1220					6.41E+07	940		
40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70			40	2500		AC25/35, AC40/50, AC40/70		
280	560		G1/G4-G2 stab			300	560		G1/G4-G2 stab		
300	250		G2/G6-G4 stab			600	275		G2/G6-G4 stab		
600	150		G5 /G9-G6 stab				0				
	120		Sol [G8-G7]				150		Sol [G8-G7]		

stab : matériau stabilisé, BCR : béton compacté au rouleau, EG : équivalent granulaire

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche sont présentées en annexe III

Rapport.Gratuit.Com

ANNEXE III

BIBLIOTHÈQUE DES MATERIAUX DU SAPDM 2011

TABLE 6: Suggested elastic moduli values for cemented material

Original Code	UCS (MPa) for pre-cracked condition	Parent Material Code	Post construction deterioration		Traffic associated deterioration			
			Stage 1: Intact (GPa)	Stage 2 Shrinkage cracking (MPa)	Phase 1		Phase 2	
			Stage 3: Traffic associated cracking, transitional phase with micro cracking (MPa)		Stage 4: Broken up in equivalent granular state (MPa)	Dry condition	Wet condition	Equivalent code
C1	6 - 12	Crushed stone G1 Crushed stone G3	6 - 30	2500 - 3000	800 - 1000	400 - 600	50 - 400	EG1 EG2
C2	3 - 6	Crushed stone G2 Crushed stone G3 Gravel G4	3 - 14	2000 - 2500	500 - 800	300 - 500	50 - 300	EG2 EG3 EG4
C3	1,5 - 3	Gravel G4 Gravel G5 Gravel G6 Gravel G7 Gravel G8	2 - 10	1000 - 2000	500 - 800	200 - 400	20 - 200	EG4 EG5 EG6 EG7 EG8
C4	0,75 - 1,5	Gravel G4 Gravel G5 Gravel G6 Gravel G7 Gravel G8 Gravel G7 Gravel G8	0,5 - 7	500 - 2000	400 - 600	100 - 300	20 - 200	EG4 EG5 EG6 EG7 EG8 EG9 EG10

Material code	Material description	Ovcr cemented layer in slab state	Ovcr granular layer or equivalent	Wct condition (good support)	Wct condition (poor support)
G1	High quality crushed stone	250 – 1000 (450)	150 – 600 (300)	50 – 250	40 – 200
G2	Crushed stone	200 – 800 (400)	100 – 400 (250)	50 – 200	40 – 200
G3	Crushed stone	200 – 800 (350)	100 – 350 (230)	50 -150	40 – 200
G4	Natural gravel (base quality)	100 – 600 (300)	75 – 350 (225)	50 – 150	30 – 200
G5	Natural gravel	50 – 400 (250)	40 – 300 (200)	30 – 200	20 – 150
G6	Natural gravel (sub-base quality)	50 – 200 (150)	30 – 200 (120)	20 – 150	20 – 150

Table 19: Stiffness values for granular bases and sub-bases as recommended in South Africa.

SYMBOL	CODE	MATERIAL	ABBREVIATED SPECIFICATIONS
▽▽▽▽	G1	Graded crushed stone	Dense - graded unweathered crushed stone; Maximum size 37,5 mm; 86 - 88 % apparent relative density; Soil fines PI < 4
▽▽▽▽	G2	Graded crushed stone	Dense - graded crushed stone; Maximum size 37,5 mm; 100 - 102 % Mod. AASHTO or 85 % bulk relative density; Soil fines PI < 6
▽▽▽▽	G3	Graded crushed stone	Dense - graded stone and soil binder; Maximum size 37,5 mm; 98 - 100 % Mod. AASHTO ; Soil fines PI < 6
○○○○	G4	Crushed or natural gravel	Minimum CBR = 80 % @ 98 % Mod. AASHTO; Maximum size 37,5 mm; 98 - 100 % Mod. AASHTO; PI < 6; Maximum Swell 0,2 % @ 100 % Mod. AASHTO. For calcrete PI \leq 8
○○○○	G5	Natural gravel	Minimum CBR = 45 % @ 95 % Mod. AASHTO; Maximum size 63 mm or 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 10; Maximum swell 0,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. *
○○○○	G6	Natural gravel	Minimum CBR = 25 % @ 95 % Mod. AASHTO; Maximum size 63 mm or 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12; Maximum swell 1,0 % @ 100 % Mod. AASHTO. *
○○○○	G7	Gravel / Soil	Minimum CBR = 15 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12 or $3GM^{**} + 10$; Maximum swell 1,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. ***
○○○○	G8	Gravel / Soil	Minimum CBR = 10 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12 or $3GM^{**} + 10$; Maximum swell 1,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. ***
○○○○	G9	Gravel / Soil	Minimum CBR = 7 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage; PI < 12 or $3GM^{**} + 10$; Maximum swell 1,5 % @ 100 % Mod. AASHTO. ***
○○○○	G10	Gravel / Soil	Minimum CBR = 3 % @ 93 % Mod. AASHTO; Maximum size 2/3 of layer thickness; Density as per prescribed layer usage;

* For calcrete PI \leq 15 on condition that the Linear Shrinkage (LS) does not exceed 6 %.

** GM = Grading Modulus (TRH14, 1985) = $\frac{300 - [\rho_{2,00-mm} + \rho_{0,63-mm} + \rho_{0,075-mm}]}{100}$
where $\rho_{2,00}$ etc., denote the percentage passing through the sieve size .

*** For calcite PI \leq 17 on condition that the Linear Shrinkage (LS) does not exceed 7 %.

Table 20: Specifications for granular materials in South Africa.

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AI Asphalt Institute. 1982. «Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness. » Design Manual MS – 1, 9th Ed., College Park, Md
- AIPCR Association Mondiale pour la Route. 2008. « Quantification des impacts socio-économiques et environnementaux des projets routiers. » Comité technique AIPCR C1.1 : Aspects économiques des réseaux routiers. 2008R19. Paris: Association mondiale de la route.
- Al-Khateeb G., G. Gibson N. and Kutay E. 2007. «Mechanistic Analysis of the FHWA's Accelerated Loading Facility Pavements: Primary Response. » Submitted to the 86th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington DC, 34p.
- Ali, Osman. 2005. « Evaluation of the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide NCHRP 1- 37 A. » Research Report -216 /UR 3002.1, 133 p.
- Assaf, J. Gabriel. 2010. MGC-840 : Conception et Réhabilitation des chaussées : notes du cours MGC-840. Montréal : École de Technologie Supérieure, pagination multiple 220p.
- Assaf, J. Gabriel. 2011. MGC-835 : Évaluation des chaussées : notes du cours MGC-835. Montréal : École de Technologie Supérieure, pagination multiple 395p.
- Assaf, Gabriel J, Tarek Agal et François Marleau. 2005. « Catalogue de dimensionnement des aires de circulation et de chargement en béton compacté au rouleau. » 40e congrès de l'Association québécoise du transport et des routes, AQTR, 32 p.
- Autret, Paul. 1983. « Latérites et graveleux latéritiques. » Études ISTD-LCPC, 38 p.
- Autret, Paul. 1980. « Contribution à l'étude des graveleux latéritiques traités au ciment. » Thèse de Doctorat, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, 434 p.
- Ba, Makaly. 2012. « Comportement mécanique sous sollicitations cycliques de granulats quartzitiques de Bakel - Comparaison avec des matériaux de référence du Sénégal et d'Amérique (USA).Application au Dimensionnement Mécanistique-Empirique des chaussées souples. » Thèse de Doctorat spécialité géotechnique routière, Dakar, Université Cheikh A. Diop du Sénégal, 277 p.
- Ba, Makaly. 2008. « Identification géotechnique de matériaux concassés-types en corps de chaussées et évaluation de leur qualité. » Mémoire pour le Diplôme d'Études

Approfondies (DEA) spécialité géotechnique, Dakar, Université Cheikh A.Diop, du Sénégal, 64 p.

Balay J.Maurice, Brosseaud Yves. 2010. «La géotechnique routière et le dimensionnement des chaussées: démarche française et applications ferroviaires; Partie 3 : Méthode française de dimensionnement des chaussées routières. » Journée technique de formation sur la géotechnique routière et ferroviaire, Tunis, LCPC/ATMS (Association Tunisienne de la Mécanique des Sols), 26 p.

Bagarre, Edmond. 1990. « Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière. » Rapport d'expertise. Paris, ISTERD, 143 p.

Bayat, Alireza. 2009. « Field and Numerical Investigation to Determine the Impact of Environmental and Wheel Loads on Flexible Pavement. » Philosophiae Doctorat Thesis in civil engineering, Waterloo, Waterloo University, 179 p.

Bennett E.Howard, Ducasse Kit, Payne A.Greg., and, Sewlal Shardesh.2001. « Innovative Initiatives in Road Design, Construction and Maintenance, in the Province of KwaZulu-Natal South Africa. » pp.531-546.

Béré, Stanislas. 2007. « Nous allons plaider pour la modernisation du réseau routier Africain.» Ouagadougou, Interview Préparatif de la session AGEPAR, 3 p.http://www.lefaso.net/spip.php?page=impression&id_article=19728, consulté le 25 février 2012.

Bilodeau, Jean-Pascal. 2009. « Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées. » Thèse de Philosophiae Doctorat en génie civil, Québec, Université de Laval, 465 p.

Boukari, Ali. 1990. « Études des défauts de surfaces des chaussées revêtues souples. » Projet de fin d'études d'Ingénieur Conception. Thiès, ESP/ Université de Thiès. 141p.

Bodin, Didier. 2002. « Modèle d'endommagement cyclique: application à la fatigue des enrobés bitumineux. » Thèse de Doctorat de mécanique, Nantes, École Centrale de Nantes et Université de Nantes, 192 p.

BohiZondjè, Pouangui Bernardin. 2008. « Caractérisation des sols latéritiques utilisés en géotechnique routière (Cas de la région d'Agneby). » Thèse de Doctorat en Géotechnique, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, 143 p.

Boutet Mélanie, Pierre Pascale et Doré Guy. 2007. « Élaboration de modèles mathématiques pour l'interprétation des données obtenues avec le pénétromètre

- dynamique. » Rapport d'études et recherches en transport. RTQ-07-05. Québec. Université de Laval/ Ministère du Transport du Québec, 160 p.
- Bowskill G., Herbert G, Saiud S. 2002. « Choix des matériaux et conception des chaussées souples pour des conditions sévères de circulation et de climats. » AIPCR/ Banque Mondiale, 197 p.
- Bresson Pascale, Pierre Alexa et Juneau Sylvain. 2008. « Suivi structural saisonnier de chaussées municipales en région nordique ». Exposé préparé pour la séance sur les dernières innovations en matière de conception et de réfection des chausséesdu congrès annuel de l'Association des transports du Canada, Toronto. Canada, 12 p.
- Broutin, Michaël. 2010. « Assessment of flexible airfield pavements using Heavy Weight Deflectometers. » Thèse de Philosophiae Doctorat, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussés,370p.
- Brown B L.Larry, Martinovich Susan and Braceras Carlos. 2010. «Guide for the Local Calibration of the Mechanical-Empirical Pavement Design Guide. » AASHTO /Joint Technical Committee on Pavements 2008/2009, 212 p. En ligne <http://tig.transportation.org/Documents/LCG-1rev3lo-res.pdf>, Consulté le 21 Avril 2011.
- CEBTP Centre Expérimental et de Recherches du Bâtiment et des Travaux Publics. 1980. « Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. » Ministère de la coopération, 76 p.
- Ceylan Halil, Gopalakrishnan Kasthurirangan, Coree J. Brian, Kota Tejeswi & Mathews Reshma. 2008. « Rehabilitation of concrete pavements utilizing rubblization: a mechanistic based approach to HMAOverlay thickness design. » International Journal of Pavement Engineering, Vol. 9, No. 1, pp. 45–57.
- Combèré, Marc. 2008. « Problématique du dimensionnement des chaussées souples au Burkina Faso. » Projet de fin d'études d'Ingénieur conception, Thiès, Université Cheikh Anta Diop et Université de Thiès, 164p.
- COST 333. 1999. « Development of New Bituminous Pavement Design Method. » Final report of the action. Bruxelles. European Commission, 384 p.
- C-SHRP Canadian Strategic Highway Research Program. 2002. « Pavement Structural Design Practices Across Canada .»C-SHRP Technical Brief no23.Ottawa.C-SHRP, 10 p.

C-SHRP Canadian Strategic Highway Research Program.2000. « Conception et rendement des chaussées : Questions de l'heure et besoins en recherches .» Bulletin de recherche no F2 du millénaire. Ottawa.C-SHRP, 10 p.

Das, A. 2004. « Some suggestions to improve the Mechanistic-Empirical bituminous pavement design in Indian context. » Proceedings of 1st International Symposium on Design and Construction of Long Lasting Asphalt Pavements, Auburn, pp. 199-215.

Dejean,Alexis. 2011.« Étude sur les facteurs influençant la qualité et la représentativité des essais au deflectomètre portable. » Rapport de fins d'études de Baccalauréat en génie-civil, Québec, Université de Laval et Institut des Sciences Appliquées (INSA) de Strasbourg, 80 p.

Diakhate, Malick. 2007. « Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée. » Thèse de Doctorat en génie-civil, Limoges, Université de Limoges, 250p.

Diawoye Ndiaye, Aboubakry Sall. 2007. « Conception, formulation et mise en œuvre d'un béton compacté au rouleau (BCR) comme revêtement des chaussées : application au tronçon Diamniadio-Mbour. » Projet de fin d'études d'Ingénieur Conception. Thiès, ESP/ Université de Thiès,109 p.

Domec, Vincent. 2005. « Endommagement par fatigue des enrobes bitumineux en condition de trafic simulé et de température. » Thèse de Doctorat ès Mécanique, Bordeaux, Université de Bordeaux, 279 p.

Dongmo-Engeland, B. Julienne.2005. « Caractérisation des déformations d'ornières des chaussées bitumineuses. » Thèse de Doctorat en génie-civil, Lyon, Institut National des Sciences Appliquées, 265 p.

Doré Guy and Zubeck K Hannele. 2009. « Cold regions pavement engineering. » ASCE and American Society of Civil Engineers—registered in U.S. Patent and Trademark Office-1st ed..ISBN 978-0-07-160088-0 MHID 0-07-160088, 460 p.

Doucet Félix et Doré Guy. 2004. « Module réversible et coefficient de poisson réversible des matériaux granulaires C-LTPP. » In Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical and 5th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences, Québec.

Dragos Andrei, Mathew W. Witzack, Charles W.Schwartz, and Jacob Uzan. 2004. «Harmonized Resilient Modulus Test Method for Unbound Pavement Materials. » Transportation Research record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1874, TRB, National Research Council, Washington, DC, pp.29-37.

- Drakos, Christos.2008. «Flexible Pavement Stress Analysis. » Lecture Notes. Topic 3, Florida, University University of Florida, 22 p.
- Dumont, André. 2007. «Analyse des chausses à longue durée de vie dans le monde ». Journée Technique de Lavoc, AIPCR/École Polytechnique Fédérale de Lausane, 17p.
- El Abd, Absamad. 2006. « Développement d'une méthode de prédition des déformations de surface des chaussées à assises non traitées. » Thèse de Doctorat de mécanique, Bordeaux, Université de Bordeaux I, 254 p.
- El-Badawy Sherif M., Kamel A.Mostafa. 2011. « Assessment and Improvement of the Accuracy of the Odemark Transformation Method. »International Journal of Advanced Engineering Sciences and Technologies, Vol No. 5, Issue No. 2,pp.105 – 110.
- Ekwulo O.Emmanuel and Eme B Dennis. 2009. « Fatigue and rutting strain analysis of flexible pavements designed using CBR methods African .»Journal of Environmental Science & Technology Vol. 3 (12), pp. 412-421.
- ERDC. 2003. Developed Software WINJULEA, Windows Layers Elastic Analysis, Engineering Research and Development Center, GSL Airfield sand Pavements Branch, Vicksburg, Mississippi.
- Fonseca O.A. and Witczak W Mathew. 1996. « A Prediction Methodology for the Dynamic Modulus of In Place Aged Asphalt Mixture. » Journal of the Association of Asphalt Paving Technologist, vol. 65, pp.532-565.
- Gidel, Gunther. 2001. « Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. » Thèse de Doctorat spécialité mécanique, Bordeaux, Université de Bordeaux I, 253 p.
- Goacolou Honoré, Piau Jean-Michel, Balay Jean-Maurice, Odéon Hugues, PETITGRAND Jean-Claude, Kobisch Rolf, Paillard Michel, Frénéat Emmanuelle, Lerat Patrick. 2003. « La méthode française de dimensionnement. » 15 p.
- Gribble M, Patrick J. 2008. «Adaptation of the AUSTROADS Pavement Design Guide for New Zealand conditions. » Land Transport New Zealand Research Report 305,72 p.
- Gwilliam Ken, Foster Vivien, Archondo-Callao Rodrigo, Briceño-Garmendia Cecilia,Nogales Alberto et Sethi Kavita.2008. « Les routes en Afrique subsaharienne .»Résumé du document de référence 14/Diagnostics desInfrastructuresNationales en Afrique, New-York,Banque Mondiale, 10 p.

Haas Ralph, W. R. Hudson and J. Zaniewski. 1994. « Modern Pavement Management. » Robert E. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, 583 p.

Haas Ralph, Tighe Susan, Dore Guy, Hein David, 2007. « Mechanistic-empirical pavement design: evolution and future challenges. » Saskatoon, Saskatchewan Transportation Association of Canada, 23 p.

Halsted P.E and Gregory E. 2005. « Roller-Compacted Concrete Pavement: Design and Construction, Pavement Thickness Design and RCC-Pave Software. » Atlanta/Seminar PCA, 40p.

Hornyak, Nicholas James. 2010. « Perpetual Pavement Analysis for the Marquette Interchange Instrumentation Project. » A dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy, Marquette University, Milwaukee, 285 p.

Howe, John. 2001. « Impact socio-économique des interventions en matière de transports ruraux et de réduction de la pauvreté. » Rural travel and Transport program, 14 p.

Huang, Yang H. 1993. « Pavement analysis and design. » Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 805 p.

IRI Institut de Recherches Intégrées. 2007. « Gestion du risque climatique en Afrique. » en ligne. www.ancien.reynier.com/Anthro/Afrique/Initiation/Climat.htm. En ligne. Consulté le 29 Mai 2012.

Jabbado, Mohamad. 2006. « Fatigue polycyclique des structures métalliques : durée de vie sous chargements variables. » Thèse de Doctorat ès mécanique et matériaux, Bordeaux, École Polytechnique, 150 p.

Jooste J. Fritz. 2004. « A re-evaluation of some aspects of the mechanistic-empirical design approach. » Modelling and analysis systems proceedings of the 8th Conference on CAPSA'04. Victoria Falls, 20 p.

Kannemeyer, Lou. Strauss PJ, Perrie B.D, Du Plessis L. 2007. « Ultra Thin Continuously concrete pavement research in south africa. » microsoft word - docs_nra-#304390-v1-conference_paper_utcrep_for_iccr_2007, 27 p.

Kannemeyer, Lou. 2008. « South African Pavement Design Method (SAPDM) revision. » RPF Feedback 7th. Pretoria, CSIR, 20 p.

Kannemeyer, Lou. 2007. « South African Pavement Design Method (SAPDM) revision. » Pretoria, CSIR, 20 p.

- Kassogué Mariam, Hébert Gilles, Massiéra Michel. 2002. « Contrôle de la qualité sur les matériaux dans les couches de chaussée (revêtement exclu). » Documents/TR147, présenté à la 4e Conférence spécialisée en génie des transports de la Société Canadienne de génie civil, Montréal, 10 p.
- Kessides, Christine. 2005. « The Urban Transition in Sub-Saharan Africa: Implications for Economic Growth and Poverty Reduction. » Urban Development Unit, Transport and Urban Development Department, World Bank, Africa Region Working Paper Series (AWPS) N°97.93 p.
- Khavandi A. and Ameri M. 2009. « Development of Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Design in Iran. » Research Article, journal of Applied Sciences, Teheran, Univeristy of Science and Technology, pp.354-359.
- Koubikana, P. Claude Hugo. 2001. « Contribution à la mise en place des points d'eau dans le parc de la Pendjari. » Rapport d'études de faisabilité, Cotonou, 42 p.
- Koulakoumouna, E. 2005. « Transport routier et effectivité de l'intégration régionale dans l'espace CEMAC : enjeux et contraintes pour le développement durable du Congo ». Centre d'Études et de Recherche en Analyse et politiques Économiques (CERAPE), 17p.
- Labrecque, A. Claude. 2010. « Les études urbaines en Afrique sub-saharienne: un portrait général. » En ligne. http://www.vrm.ca/cap_afrique_portrait.asp?ID=1228. Consulté, le 13 Novembre 2012.
- Labrecque A.Claude et Collin Jean-Pierre, 2011. « Les études urbaines dans le Monde ». recueil des capsules 2007-2011, 475 p.
- LCPC Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. 1994. « Conception et dimensionnement des structures de chaussées: Guide Technique. » LCPC-SETRA, Paris, 1er décembre 1994, 266 p.
- L'Hôte Yann, Pierre Dubreuil, Jacques Lerique1. 1996. « Carte des types de climats en Afrique Noire à l'ouest Rappels, et extension aux régimes hydrologiques du Congo. » L'hydrologie tropicale: géoscience et outil pour le développement (Actes de la conférence de Paris, mai 1995&IAHS Publi. no. 238, 11 p.
- LNBTP Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics. 2007. « Utilisation de la technique de lithostabilisation en assise de chaussées : une expérience de chantier. » Présentation du LNBTP/ Burkina Faso, Tunis, Conférence des Jeunes Géotechniciens Africains.

Mahoney P. Joe. 2007. « Structural Design Session, CAPSA'07. » En ligne.
<http://www.capsa-events.co.za/capsa07/CapsaDocs/PowerPoints/M17%20Mahoney.pdf>, 20p
 Consulté le 10 Avril 2012.

Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques - Tome 2: études et construction, Secrétariat d'État chargé aux Affaires Étrangères chargé de la Coopération, 1972, 483 p.

Mbodji, Ousmane. 2003. « Esquisse d'un catalogue de dimensionnement des chaussées pour le Sénégal. » Projet de fin d'études d'Ingénieur Conception. Thiès, ESP/ Université de Thiès. 65p.

MEPDG.2010. « Guide for the Local Calibration of the Mechanical-Empirical Pavement Design Guide. » AASHTO/ Publication Code: LCG-1, 212p.

Messaoudi, Yahmi Saliha.2011. « Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la Ville de Longueuil. » Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 155 p.

Molenaar A.A.André. 2007. « Structural Pavement Design of Flexible Pavements. » Lecture Notes CT 4860. Delft. Université de Delft, 165p.

Morosuik Greg, Riley Mike, Toole Tyrone, 2007. « Guide des applications pour le HDM-4 version 2.0. » Serie Développement et Gestion des routes /AIPCR, 136p.

Motswagolé, Kabolé. 2007. « Challenges of pavement design in southern Africa. » Workshop TS4 /capsadocs, CAPSA-07, 25p.

NCHRP.2004. « Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. » Illinois,Urbana, National Cooperative Highway Research Program, Project 1-37A. Final Report, Part 3, Design Analysis, 556 p.

Ndéka, K. Emmanuel. 2006. « Détermination des causes de détériorations prématuées de routes revêtues (cas du Rwanda). » Metratech. Séminaires Internationaux, 4 p.

Ngagnon Louis Patrice, Ngoma–Nzaou, Nzanga Florent, Safou Jean Rufin. 2008. « Dimensionnement des chaussées et leur durée de vie (cas du Congo). » Brazzaville, Direction Générale du BCBTP, 24 p.

Noyoulewa T. Adong. 2009 « Transports routiers et intégration des États de l'UEMOA. » Mémoire pour l'obtention du diplôme de 3^e cycle de l'École Normale d'Administration (ENA). Lomé, 69p.

- Nunez, Orlando. 2007 « Composite Pavements: A Technical and Economic Analysis During the Pavement Type Selection Process. » Memoire de Master of Science. Virginia Polytechnical Institute and State University (USA), 162p.
- Nzinga Florent et Koubikana P. Claude Hugo, 2010. « Études et Recherche des matériaux de construction pour les travaux de voiries et de l'aéroport de EWO, Cuvette-Ouest». Rapport d'expertises géotechniques, Brazzaville, Direction Générale du BCBTP, 43 p.
- OCDE Organisation pour le Commerce et le Développement Économique,2006. « Réunion d'experts : Promouvoir et financer le développement des infrastructures de transport en Afrique/Pourquoi promouvoir les infrastructures en Afrique? » Rapport, 5 p. En ligne. <http://www.oecd.org/fr/emoa/35896521.pdf>. Consulté le 22 Juin 2011.
- ONU/CEA Organisation des Nations Unies /Commission Économique pour l'Afrique. 2007. « Situation des transports en Afrique. » Cinquième session du Comité du commerce, de la coopération et de l'intégration régionales Addis-Abeba (Éthiopie). Rapport E/ECA/CTRCI/5/3 Version française, 18 p.
- ONU/CEA Organisation des Nations Unies /Commission Économique pour l'Afrique. 2009« Situation des transports en Afrique. » Cinquième session du Comité du commerce,de la coopération et de l'intégration régionales Addis-Abeba (Éthiopie). Version anglaise, 30 p.
- Paige-Green, Philip.2006. «Appropriate Roads for Rural Access.» Third Gulf Conference on Roads (TGCR06), TGCR – P015./CSIR, Prétoria. Afrique du Sud, 10p.
- Pan Ernie, Alkasawneh Wael and Ewan Chen. 2007. «An exploratory study on functionally graded materials with applications to multilayered pavement design.»Final Report, The Ohio Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration,149p.
- Perret, Jacques. 2003. « Déformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic. » Doctorat ès sciences, Lausanne, École polytechnique fédérale, 237 p.
- Pinard, Mike. 2006. «Matériaux de remplacement et nouvelles couches desurface : Études de cas.»Atelier international Banque Mondiale /SSATP, Bamako, 40p.
- Proteau, Marc. 2010.« Études comparatives des choix chaussées souples vs chaussées rigides.»Présentation, Congrès annuel Bitume Québec, Montréal, 65 p.

- Ramadan, A.Salim. 2011. «Analytical Procedure for Flexible Airfield Pavement Rutting Incorporating Environmental Location and Groundwater Table Effects.» Memoire de Master of Sciences, Arizona, Arizona States University, 270p.
- Roux M P and Nordengen P A.2010.«Study on axle loads; turning circles; and lane widths for freight vehicles in Sub-Saharan Africa.» Draft final report /Pretoria, CSIR Built Environment, 68p.
- Riverson J D N, J Gavira and S Thriscutt. 1991. «Rural roads in Sub-Saharan Africa-Lessons from World Bank experience .»World Bank Technical Paper No. 141, Africa Technical Department Series.Washington, DC: World Bank.
- Rubicon Toolbox main. 2008. «Guide d'utilisation du logiciel MAS, Modelling Analyse System.» <http://www.modsys1.com/toolboxmain.htm>, En ligne : Document consulté le 2 mars 2012
- Savard Yves, Philippe Lepert et Leroux Diane, 2007. « Établissement des modèles de performances des chaussées .»Rapport final/Projet de coopération franco-qubécois /LCPC-MTQ, 47 p.
- Seeds, S.B. 2000.«Flexible Pavement Design: Summary of the State of the Art.»TRBCommittee on Flexible Pavement Design, TRB Millennium Paper Series.
- Shackel, B. 1990.« Design and construction of interlocking concrete block pavements. »England, Elsevier Science Publishers LTD, 229 p.
- Sikali F., Mir-Emarati Djalal. 1987.«Utilisation des latérites en technique routière au Cameroun.» Séminaire régional sur les latérites : sols, matériaux, minéraux : sessions 1 et 3.Paris : ORSTOM, 1987, p. 277-288.
- Scullion Tom, Uzan Jacob; Hilbrich Stacy, and Chen Peiru.2008.« Thickness Design Systems for Pavements Containing Soil-Cement Bases. »PCA R&D SN2863, Portland Cement Association, Skokie, 95 p.
- Scullion Tom, Zhou Fujie, Fernando Emmanuel. 2010. « Development, calibration, and validation of performance prediction models for the Texas M-E flexible pavement design system. » Texas Transportation Institute and The Texas A&M University System.Report 0-5798, 216 p.
- Schaefer R.Vernon, White J. David, Ceylan Halil, Stevens J. Larry.2008. « Design Guide for Improved Quality of Roadway Subgrades and Subbases. » Final Report, Iowa Highway Research Board (IHRB Project TR-525), Fi, 121 p.

- St-Laurent, Denis.2009. Conférence sur l'évaluation des chaussées : Notes du cours MGC 835. Montréal : École de Technologie Supérieure. Pagination multiple
- St-Laurent, Denis.2012. « Travaux du MTQ en vue de l'implantation du MEPDG. » 8ème Congrès annuel/ Bitume Québec,Montréal, 33 p.
- St-Laurent, Denis, et Marius Roy. 1995. «Évaluation structurale de chaussées souples dans un contexte climatique nordique.»Rapport GCS-95-05: recherche contractuelle pour le Ministère des Transports du Québec Contrat # 1220-93-RD01. Sainte-Foy, Québec:Université Laval Département de génie civil, 238 p.
- Steven Bruce Daniel. 2005.«The development and verification of a pavement responseand performance model for unbound granular pavements.» Thesis for Doctor of Phylosophy,Cantabery, University of Canterbury, 317 p.
- Subagio S.Bambang, Cahyanto T Hernadi., Rachman. Arif, Mardiyah Siti. 2005. «Multi-layer pavement structural analysis using method of equivalent thickness case study: jakarta – cikampek toll road.»Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 6, pp.55 – 65.
- Taesiri Yongyuth, Jitareekul Poranic. 2002. «An engineering manual for highway pavement design. » Training on sustainable road development, Bankok, PavementManualDOH.pdf, 84p.
- Tarek.Agal, 2005. « Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la Ville de Montréal. » Mémoire de Maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 211 p.
- Theyse L Hatcher, De Beer M, Maina W James, Kannemeyer Lou. 2011. «Interim revision of the south african mechanistic-empirical pavementdesign method for flexible pavements. »Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA' 11), Pretoria, 20p.
- Theyse, H. L., Beer, M., and Rust, F. C., 1996. «Overview of the South African mechanistic pavementdesign analysis method. » Transportation Research Record, 1539, TRB, National Research Council, Washington, pp.6-17.
- Thiaw, Sandoubé. 2006. « Dimensionnement mécanistique-empirique des structures de chaussée: Application au tronçon Séo-Diourbel.»Projet de fin d'études d'Ingénieur Conception. Dakar, Université Cheikh Anta Diop, 104p.

- Thiam, Ousmane. 2009. « L'Axe Dakar-Touba (Sénégal) : Analyse spatiale d'un corridor urbain émergent. » Thèse de Doctorat. Avignon, Université d'Avignon et des Pays de Vaucluse, 308p.
- Tockol Idrissa. 1993. « Contribution à l'étude des graveleux latéritiques dans les pays du Sahel : cas des routes non revêtues. » Mémoire de Maîtrise, Moncton, Université de Moncton, 225p.
- TRL Transportation Laboratory Research, 1993. « A Guide to the structural design of bitumensurfacedroads in tropical and sub-tropical countries. » Overseas road Note 31(fourth edition), London, 82 p.
- Ullidtz Per, Harvey John. Tsai Bor-Wen. Monismith, Carl.2006 « Calibration of CalME, Models Using WesTrack Performance Data. » California Department of Transportation Division of Research and Innovation Office of Roadway Research (RR) And University of California Pavement Research Center Berkeley and Davis (UCPRC-RR-2006-14), 179p.
- Vaillancourt, Michel. 2010. « Méthodologie de modélisation de l'un des chaussées et impacts des sols d'infrastructure. » Thèse de Doctorat, Ph.D, en génie, Montréal, École de technologie supérieure, 345 p.
- Vaillancourt, Michel et Perraton Daniel. 2010. « Dimensionnement des chaussées au Québec, l'avenir est dans l'exploitation des méthodes disponibles. » 19 p. En ligne. http://www.aqtr.qc.ca/documents/Congres_2009/pdfs/Texte_Michel_Vaillancourt.pdf. Consulté le 22 février 2011.
- Van Wijk A.J., Harvey J. and Hartman A, M. 2007. « Assessing material properties for pavement rehabilitation design. » Proceedings of the 9th CAPSA 2007, Gaborone, pp. 293-314.
- Varik, Hillar. Truu Marek, Tõnts Taavi. Olep, Mattias. 2002. « Teekatendite erinevate dimensioneerimismetoodikate võrdlus. Metoodika leidmine FWD mõõtmistulemuste kasutamiseks katendi kandevõime hindamiseks ja dimensioneerimiseks ». Tallinn Lõpparuanne. AS Teede Tehnokeskus. 85 p.
- WIRTEGEN Group GmbH. 2005. « Recyclage à froid : Réparation d'une route en vue de la circulation de poids lourds ». Document n° 49-32 FR-11/05 © by Wirtgen GmbH, 44 p.

- Wurckler, Sébastien. 2010. « Développement des techniques d'auscultation des chaussées. » Rapport de fin de projet de baccalauréat en Génie-civil, Université Laval et Université Louis Pasteur de Strasbourg, Québec, 63 p.
- Yoder, Eldon J. et Matthew W. Witczak 1975. « Principles of pavement design. » New York, N.Y., J. Wiley and Sons. 711 p.
- Zdiri m, Ouezdou ben m. & Neji j. 2006. « Les bétons compactés au rouleau à faible dosage en ciment, une solution pour les routes rurales: cas des matériaux de gisements locaux. » Revue HTE N°134, pp.34-44.