

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DE LA  
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M.Ing.

PAR  
TAREK AGAL

DÉVELOPPEMENT D'UN CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT  
STRUCTURAL DES CHAUSSÉES POUR LA VILLE DE MONTRÉAL

MONTRÉAL, LE 12 AOÛT 2005

© droits réservés de Tarek Agal

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Gabriel Assaf, directeur de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Michèle St-Jacques, présidente du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. François Marleau, membre du jury  
Ciment Québec

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 17 JUIN 2005

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

# **DÉVELOPPEMENT D'UN CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES CHAUSSÉES POUR LA VILLE DE MONTRÉAL**

Tarek Agal

## **SOMMAIRE ABRÉGÉ**

Le but de cette étude est l'élaboration d'un catalogue de conception des voiries pour la ville de Montréal.

Pour les voiries urbaines, le travail a consisté à actualiser le catalogue des structures types existantes. Les structures recommandées découlent d'une combinaison entre l'application des méthodes récentes de dimensionnement de chaussées et l'expérience acquise par le service des Travaux Publics de la Ville. Le catalogue offre un nombre limité de structures types. Le nombre important de structures qui seront construites de la même façon permettra l'acquisition de nombreuses connaissances pour chacune des structures types évoluant dans des conditions spécifiques. L'analyse statistique de ces connaissances facilitera le travail des gestionnaires.

Pour toutes les autres voies de circulation regroupées sous le vocable, aires de circulation et de chargement, le travail a consisté à développer une méthode d'aide à la conception des pavages à structure souple et en béton compacté au rouleau « BCR ».

# **DÉVELOPPEMENT D'UN CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES CHAUSSÉES POUR LA VILLE DE MONTRÉAL**

Tarek Agal

## **SOMMAIRE**

Cette recherche est réalisée dans le cadre d'un mandat confié à l'ÉTS pour l'élaboration d'un catalogue de conception des voiries urbaines pour la ville de Montréal. La formule d'un catalogue pour la conception des routes est un outil qui est largement utilisé par des administrations routières européennes et nord-américaines. Ces catalogues se présentent souvent sous forme de structures types pour le dimensionnement des chaussées souples, rigides et mixtes.

Dans un premier temps, on a élaboré un catalogue de structures types pour la conception et la réhabilitation des voiries urbaines. Le dimensionnement des structures de chaussées présentées dans le catalogue a été réalisé à l'aide des méthodes standards de conception appliquées au Québec. La présentation du catalogue sous forme de structures types précalculées et testées par l'expérience permet de simplifier la conception structurale des chaussées. Le nombre limité de structures qui en découlent permet la standardisation des structures. Cette standardisation favorise l'accumulation de connaissances techniques sur les structures de chaussées comparables pour diverses conditions de trafics et de sols. Ces données techniques permettent d'établir des modèles de conception et de comportement basés sur la performance locale.

Dans un second temps, nos travaux ont porté sur les pavages en béton compacté au rouleau « BCR » en raison de leur popularité grandissante. Le BCR est aujourd'hui utilisé sur les routes municipales, rurales et urbaines; les stationnements et les aires de manutention et d'entreposage. Pour ces différentes aires de circulation, notre travail a consisté à développer une méthode d'aide à la conception des pavages en BCR. Cette méthode repose sur l'emploi d'un catalogue d'épaisseur de dalle en BCR. Ce catalogue présente le nombre de passages autorisés sur des dalles en BCR d'épaisseur variant de 150 mm à 400 mm reposant sur deux types de sol support. L'étude des dalles en BCR a été réalisée pour trente-six types de chargement différents. Ce catalogue offre pour la première fois, aux concepteurs, la possibilité de dimensionner les différentes aires de circulation et de chargement en se basant sur des approches scientifiques éprouvées.

L'ensemble des documents techniques développés dans notre projet sont conçus dans leurs formes pour être pragmatiques et d'emploi aisé. Ils permettront d'orienter les concepteurs vers des solutions innovatrices, économiques, respectueuses de l'environnement et prendront en compte les évolutions les plus récentes en matière de techniques routières.

## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier mon directeur de recherche Gabriel Assaf, pour m'avoir fait confiance, pour son soutien et ses conseils tout au long de cette recherche.

Je tiens aussi à remercier Pierre-Paul Légaré du service des travaux publics et de l'environnement de la Ville de Montréal pour sa coopération et sa motivation à promouvoir de tels projets innovateurs.

Je voudrais remercier François Marleau de Ciment Québec pour son aide précieuse lors de la réalisation du projet et plus particulièrement pour tout ce qui a trait à la technologie des bétons compactés au rouleau.

Finalement, je dédie ce mémoire à ma famille et à tous mes amis et collègues pour le support essentiel qu'ils m'ont apporté lors de la réalisation de ce mémoire.

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE .....	i
REMERCIEMENTS .....	ii
TABLE DES MATIÈRES .....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	v
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES .....	viii
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE .....	4
1.1 Types de chaussées.....	4
1.2 Rôles des différentes couches de chaussées .....	8
1.3 Méthodes de dimensionnement des chaussées .....	10
1.4 Mécanique des chaussées .....	12
1.5 Méthode mécaniste de dimensionnement des chaussées .....	23
1.6 L'expérimentation sur les chaussées .....	39
1.7 Évaluation de l'état de la chaussée – Indice de viabilité.....	48
CHAPITRE 2 PROCÉDURES ET MÉTHODOLOGIES DE CONCEPTION DES CHAUSSÉES .....	51
2.1 Introduction .....	51
2.2 Évolution des méthodologies de conception des chaussées .....	51
2.3 Les phases gouvernant la conception des chaussées .....	53
2.4 Objectifs et contraintes de conception.....	55
2.5 Méthodes de design utilisées en Amérique du Nord.....	57
2.6 Méthodes pour le dimensionnement des chaussées .....	60
CHAPITRE 3 CHAUSSÉES EN BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU .....	119
3.1 Introduction .....	119
3.2 Définition du béton compacté au rouleau.....	119

3.3	Utilisation du BCR .....	120
3.4	Matériaux et composition .....	121
3.5	Fabrication et mise en œuvre des pavages en BCR.....	125
3.6	Joint.....	129
3.7	Cure et protection de la surface.....	131
3.8	Comportement à long terme des chaussées en BCR.....	131
3.9	Considérations économiques.....	133
3.10	Comportement structural des pavages en BCR.....	133
CHAPITRE 4 CATALOGUE DES STRUCTURES DE CHAUSSÉES .....		137
4.1	Introduction .....	137
4.2	Structures de chaussées dites traditionnelles.....	137
4.3	Structures des aires de circulation et de chargement.....	148
CONCLUSION.....		167
ANNEXES		
1	: Structures types des pavages en BCR pour les véhicules lourds .....	170
2	: Structures types des pavages en BCR pour les chariots élévateurs .....	185
3	: Structures types des pavages en BCR pour les routes urbaines et rurales .....	189
4	: Structures souples pour les véhicules lourds.....	192
5	: Structures souples pour les chariots élévateurs.....	199
BIBLIOGRAPHIE .....		206

## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau I	Modèles de fissuration par fatigue des enrobés .....	30
Tableau II	Modèles de fissuration par fatigue des enrobés GB-20 .....	31
Tableau III	Modèles d'orniérage des chaussées souples .....	32
Tableau IV	Correspondance entre le PSR&PSI et l'état de la chaussée.....	49
Tableau V	Méthodes de design utilisées au Canada.....	58
Tableau VI	Module résiliant de conception.....	70
Tableau VII	Comparaison des épaisseurs de la couche d'enrobé .....	86
Tableau VIII	Comparaison des épaisseurs de la dalle .....	107
Tableau IX	Classification de la sensibilité d'un matériau au gel dans l'essai de gonflement .....	112
Tableau X	Pourcentage de protection contre le gel .....	114
Tableau XI	Résultats des essais de fatigue sur le BCR.....	135
Tableau XII	Classes de trafic.....	140
Tableau XIII	Classification des sols .....	141
Tableau XIV	Niveaux de service .....	144
Tableau XV	Fiabilité .....	145
Tableau XVI	Structures types pour chaussées souples.....	146
Tableau XVII	Structures types pour chaussées mixtes .....	147
Tableau XVIII	Charges et configurations des roues pour les véhicules lourds.....	151
Tableau XIX	Charges et configurations des roues pour les chariots élévateurs.....	152

Tableau XX	Effet d'une fondation sur les valeurs du module de réaction k.....	156
Tableau XXI	Plancher industriel - Cas N° 1 : $E_p = 150$ mm .....	162
Tableau XXII	Plancher industriel - Cas N° 2 : $E_p = 200$ mm .....	162
Tableau XXIII	Route urbaine - Cas N° 1 : $E_p = 150$ mm.....	163
Tableau XXIV	Route urbaine - Cas N° 2 : $E_p = 200$ mm.....	163
Tableau XXV	Propriétés des matériaux et des sols support.....	165

## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1	Types de chaussées souples ..... 6
Figure 2	Contrainte sous une charge axisymétrique..... 13
Figure 3	Schéma du modèle de Westergaard ..... 15
Figure 4	Schéma du modèle de Hogg..... 16
Figure 5	Modèle de Burmister pour un système multicouche élastique..... 18
Figure 6	Schématisation des sollicitations critiques induites par le trafic..... 28
Figure 7	Lois de fatigue du béton..... 34
Figure 8	Effet des gradients thermiques sur une dalle..... 36
Figure 9	Organisation de la technique ancienne de design des chaussées ..... 51
Figure 10	Phases du processus de conception de chaussée ..... 54
Figure 11	Facteurs d'équivalence des charges moyennes obtenus lors de l'étude canadienne des poids et des dimensions des véhicules..... 63
Figure 12	Procédure de sélection des épaisseurs minimums des couches, à partir de l'approche d'analyse multicouche ..... 82
Figure 13	Critère du MTQ pour une protection contre le gel..... 114
Figure 14	Exemple du concept de la perte de viabilité attribuable aux facteurs environnementaux vs temps qui peut être développé par une administration routière..... 115
Figure 15	Estimation de la perte de viabilité maximale attribuable à l'action de gel ..... 117
Figure 16	Diagramme pour estimer la perte de viabilité causée par le gel pour la période d'analyse ..... 118
Figure 17	Courbe de fatigue du BCR vs Béton conventionnel ..... 136
Figure 18	Surépaisseur de la dalle..... 160

## LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES

AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AI	Asphalt Institute
BC	Béton de ciment
BCR	Béton compacté aux rouleaux
CBR	California bearing ratio
Cd	Coefficient de drainage
C-SHRP	Canadian strategic highway research program
DJMA	Débit journalier moyen annuel, (véh/j)
E	Module d'élasticité, (Pa)
EB	Enrobé bitumineux
ÉCAS	Équivalent charge axiales simples
ÉTS	École de technologie supérieure
FEC	Facteur d'équivalent des charges
FGP	Fondation granulaire et/ou pulvérisée
FHWA	Federal Highway Administration
FS	Fondation stabilisée
FSC	Facteur de Sécurité pour les Charges
FWD	Falling weight deflectometer
IRI	Indice de rugosité internationale, m/km

J	Coefficient de transfert de charge aux joints
k	Module de réaction du sol support, MPa/m
LTPP	Long term pavement performance program
MEF	Méthode des éléments finis
MG	Matériaux granulaires
$M_R$	Module résilient, Pa
MTQ	Ministère des transports du Québec
PARIS	Performance analysis of road infrastructure
PCA	Portland cement association
PSI	Present serviceability index
R	Fiabilité
$S_0$	Erreur Standard
$S_c$	Module de rupture du béton, Pa
SHRP	Strategic highway research program
SN	Nombre structural
SP	Potentiel de ségrégation
W18	Nombre total admissible de passages d'essieux équivalents à un essieu simple à roues jumelées de 8,2 t
$Z_R$	Déviations normale
$\epsilon_c$	Déformation en compression
$\epsilon_t$	Déformation en traction
$\mu$	Coefficient de Poisson

## INTRODUCTION

La multitude de contraintes qui régissent la route amène continuellement les administrations routières à se doter et à intégrer de nouveaux outils prenant en compte les évolutions les plus récentes en matière de techniques routières.

Le service de Travaux Publics de la Ville de Montréal a en charge la gestion d'un vaste réseau routier vieillissant. Afin de développer une infrastructure routière sûre et confortable, la Ville s'est dotée d'outils adaptés pour la conception, la construction et la gestion de ses routes. En matière de conception, elle a fait développer en 1993 un catalogue de dimensionnement structural des chaussées neuves (Assaf et al, 1995) qui couvre les structures de chaussées pour la voirie urbaine.

Depuis la publication de ce catalogue, des progrès technologiques ont été accomplis dans le domaine de la conception et de la construction de chaussées, comme :

- L'emploi grandissant de matériaux locaux recyclés et de matériaux stabilisés;
- L'adaptation par le ministère des Transports du Québec (MTQ) d'une méthode de conception des chaussées souples adaptée à l'environnement spécifique du Québec;
- L'apparition d'un guide AASHTO 1993 édité en 1995 pour la conception de chaussées souples et rigides;
- L'amélioration significative des propriétés mécaniques et l'intérêt croissant porté aux pavages en béton compacté au rouleau (BCR).

Ces différentes évolutions ont montré la nécessité d'actualiser le catalogue de dimensionnement structural des chaussées. C'est à ce titre qu'un mandat a été confié à l'ÉTS en 2001 pour mettre à jour et intégrer la réhabilitation au catalogue du service des Travaux Publics pour diffusion aux arrondissements du grand Montréal.

Un catalogue de structures est un moyen pratique et rapide de conception des chaussées. Il constitue un outil performant pour les ingénieurs projeteurs. Généralement ces catalogues fournissent des structures de chaussée types basées sur un nombre limité d'intrant comme le niveau du trafic, la qualité du sol support et des matériaux de construction.

La Federal Highway Administration (FHWA) a effectué des enquêtes sur les pratiques européennes en matière de conception des chaussées (NHI, 1995). Ces enquêtes ont montré une utilisation répandue et réussie des catalogues de structures pour le dimensionnement des réseaux nationaux. On y rapporte que le succès de ces catalogues de structures de chaussées repose sur trois facteurs principaux :

1. La standardisation des structures. Elle permet l'accumulation des données techniques sur des structures comparables. Cette standardisation offre l'avantage de faciliter le suivi de comportement des chaussées dans le cadre d'un système de gestion de chaussées ;
2. La présentation de structures précalculées et testées par l'expérience. Les structures types dans un catalogue de chaussées sont généralement le résultat d'une combinaison entre un calcul théorique et l'expérience acquise par les administrations routières quant à la performance des structures ;
3. La facilité de mise à jour du catalogue.

Un catalogue des chaussées est un outil utilisable pour la conception des chaussées neuves ou pour la vérification des structures de chaussées existantes. Il exprime la politique de l'administration routière sur le réseau dont il a la charge. Cette politique se traduit, pour le cas de la Ville, par la diminution des coûts, l'utilisation rationnelle des matériaux locaux, par une augmentation de la durée de vie structurale et par un entretien minimal des structures.

Le présent rapport se subdivise en quatre parties. La première partie comprend une revue de la littérature qui présente l'essentiel des connaissances techniques de base pour la conception des chaussées. La seconde partie présente les différentes procédures et méthodologies de conception de chaussées utilisées en Amérique du Nord. La troisième partie dresse une synthèse des connaissances actuelles sur les matériaux, la conception et la mise en œuvre de la technologie du BCR. A ce titre, une étude du comportement structural des pavages en BCR a été menée afin d'identifier l'approche la plus adéquate pour leur conception. Enfin, la dernière partie présente le catalogue des structures de chaussées élaboré pour la Ville. Ce catalogue a été développé pour deux domaines d'application. Le premier concerne les voiries urbaines à structures traditionnelles souples et rigides. Le second concerne toutes les aires de circulation et de chargement conçues en chaussées souples traditionnelles ou en chaussées rigides en BCR.

## **CHAPITRE 1**

### **REVUE DE LA LITTÉRATURE**

La revue de littérature présente l'essentiel des principales notions et références techniques actuelles, qui sous-tendent le développement des méthodes courantes de dimensionnement de chaussées.

#### **1.1 Types de chaussées**

Une route est une structure complexe composée de plusieurs couches qui reposent sur l'infrastructure, soit la sous-fondation, la fondation et le revêtement. Les caractéristiques et les interactions entre ces couches influencent le comportement et la durée de l'ouvrage. La chaussée est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

Il est d'usage de distinguer les chaussées souples et les chaussées rigides (Yoder et Witczak, 1975). Les chaussées souples sont constituées d'un empilage de matériaux pierreux ou graveleux recouverts d'un revêtement en béton bitumineux. Les chaussées rigides sont constituées d'un ensemble de dalles de béton ou d'une dalle continue. La différence essentielle entre les deux types de chaussées réside dans la distribution des charges appliquées sur le sol support.

Les chaussées dites composites ou mixtes combinent à la fois des composantes rigides et flexibles, telle une surface de roulement en béton bitumineux appliquée sur une dalle en béton.

### 1.1.1 Les chaussées souples

Les chaussées souples sont en général constituées de bas en haut, de trois couches différentes de matériaux de qualité croissante : la couche de sous fondation, la couche de fondation et la couche de roulement. Les deux premières constituent l'assise ou le corps de chaussée. Une couche drainante ou anticontaminante peut être interposée entre le sol support et la sous fondation.

Haas (1997) a identifié plusieurs catégories de chaussées souples qui sont utilisées en Amérique du Nord. La chaussée souple, dite conventionnelle, est la plus répandue au Canada; cette structure consiste en une couche de roulement en enrobé bitumineux, reposant sur des couches de fondation et de sous fondation granulaire. Les couches de fondation et de sous fondation peuvent être constituées par des matériaux stabilisés ou liés. D'autres catégories de chaussées souples sont aussi utilisées : les chaussées souples pleine profondeur « appelées aussi chaussées souples toute épaisseur » et chaussées souples profondes « ou chaussées souples grande épaisseur ». Les premières regroupent les structures où des mélanges bitumineux sont employés pour toutes les couches au-dessus du sol support, à l'exception d'une couche de nivellement granulaire perméable posée sur le sol. Les secondes regroupent les structures où le revêtement et la couche de fondation sont en enrobé bitumineux. Les trois catégories de chaussées souples sont illustrées à la figure 1.

Il existe aussi une autre catégorie de chaussées souples couramment utilisées pour les chaussées à faible trafic, il s'agit des chaussées où le revêtement est un simple enduit superficiel de 15 à 20 mm d'épaisseur, dans ce cas particulier le revêtement ne joue qu'un rôle de tapis d'usure et d'étanchéité.

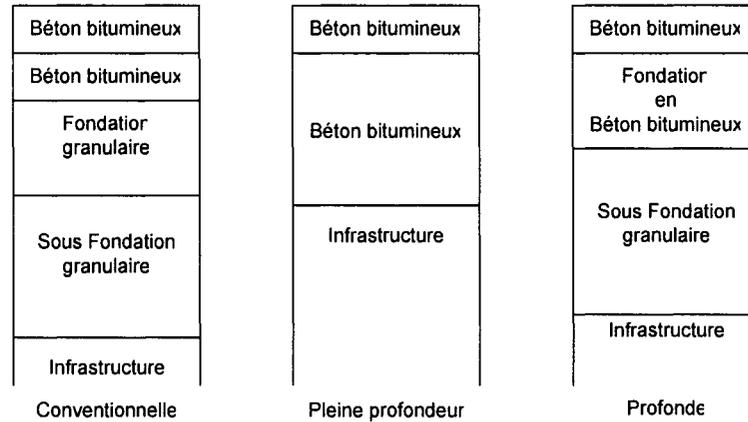


Figure 1 Types de chaussées souples

## 1.1.2 Les chaussées rigides

Une chaussée rigide comporte une dalle en béton qui en constitue l'élément essentiel. La dalle en question repose soit directement sur le sol support, soit sur ce dernier par l'intermédiaire d'une fondation granulaire ou drainante. Le rôle de la fondation est de limiter les mouvements propres du sol support et d'assurer un meilleur drainage de la fondation. Ce type de chaussées offre des variantes qui cherchent à remédier à certaines spécificités des matériaux constituant comme le retrait et la fissuration. Peyronne et al (1991) a classé les divers types de chaussées en béton en cinq catégories selon que : la chaussée est non articulée et non renforcée, articulée et non renforcée, articulée et renforcée, continue et renforcée ou finalement précontrainte.

### 1.1.2.1 Chaussées à dalle non armées et non goujonnées « chaussé non articulées et non renforcées »

Pour ce type de chaussée, la fissuration spontanée est réduite par la réalisation des joints. Ces joints peuvent être soit moulés dans le béton, soit sciés dans le béton jeune. On

distingue les joints longitudinaux de construction et de retrait puis les joints transversaux de construction et de retrait.

Bien que les joints permettent de réduire significativement les problèmes de fissuration, ils constituent néanmoins des points faibles pour ce type de chaussée.

#### **1.1.2.2 Chaussées à dalle non armées, à joints goujonnées «chaussées articulées et non renforcées »**

L'implantation des goujons au droit de chaque joint permet l'amélioration du comportement des joints transversaux et du transfert de charge entre dalles. Les goujons sont constitués par des barres d'acier lisse, mises en place dans le béton soit par insertion avec vibration dans le béton frais, soit posés à l'avance sur des berceaux. Ce type de chaussée présente une très bonne durabilité (Jeuffroy, 1983).

#### **1.1.2.3 Chaussées à dalle armées et joints goujonnées «chaussées articulées et renforcées »**

Les armatures de la dalle permettent de reprendre les efforts de traction dus aux passages des véhicules.

Les chaussées articulées non renforcées et articulées renforcées sont courantes au Canada (Haas, 1997).

#### **1.1.2.4 Chaussées en béton armé continu « chaussées continues et renforcées »**

L'introduction des armatures continues au niveau de la dalle de béton permet la suppression des joints qui constituent des points faibles. Les aciers permettent de reprendre les efforts de traction dus aux moments fléchissants.

### **1.1.2.5 Chaussées en béton précontraint**

La précontrainte au niveau de la dalle peut être interne ou externe. La compression initiale tend à rendre homogène le matériau de façon que les contraintes thermiques ou mécaniques n'induisent aucune traction.

Les deux derniers types de chaussées n'ont été utilisés que pour des fins d'expérimentation ou de recherche.

## **1.2 Rôles des différentes couches de chaussées**

Les structures des chaussées constituent des ensembles très complexes, ceci est dû essentiellement à l'ensemble de variables qui interagissent et influencent aussi bien la conception que les performances des chaussées (Rioux, 1993). Chaque couche composant la structure de chaussée joue un rôle déterminant sur les performances ultérieures. Les matériaux constitutifs des différentes couches doivent présenter des propriétés leur permettant d'être aptes à assurer le rôle respectif de chaque couche. La structure de chaussée sera établie selon ces propriétés. Bien que le sol support, qui constitue l'infrastructure d'une chaussée, ne soit pas souvent considéré comme une couche, ses caractéristiques influencent la conception d'une chaussée.

Les fonctions des couches composant la structure des chaussées souples et rigides sont résumées dans les sections suivantes.

### **1.2.1 Chaussées souples**

Rôle du revêtement :

- Imperméabilise le corps de la chaussée pour éviter la pénétration des eaux de pluie;

- Contribue à la répartition des charges appliquées;
- Assure l'adhérence des pneus à la chaussée et présente une surface unie, confortable et sécuritaire;
- Élimine la perte des granulats et la poussière.

Rôle de la fondation :

- Constitue l'élément porteur essentiel;
- Supporte le revêtement;
- Contribue à la répartition des charges appliquées;
- Sert de protection contre le gel du sol support;
- Offre une surface stable, pour l'exécution des travaux de pose du revêtement.

Rôle de la sous-fondation :

- Contribue à la répartition des charges appliquées sur l'infrastructure;
- Sert de protection contre le gel du sol support;
- Assure un bon drainage de la fondation et prévient la contamination du corps de la chaussée par le sol support.

### **1.2.2 Chaussées rigides**

Rôle du revêtement :

- Imperméabilise le corps de la chaussée pour éviter la pénétration des eaux de pluie;
- Contribue à la répartition des charges appliquées sur une surface très étendue de l'infrastructure, au moyen d'une dalle de béton fléchissant élastiquement;
- Assure l'adhérence des pneus à la chaussée et présente une surface unie, confortable et sécuritaire.

Rôle de la fondation :

- Assure la continuité des dalles au droit des joints;
- Contribue à la répartition des charges appliquées;
- Sert de protection contre le gel du sol support;
- S'oppose à la remontée des fines par pompage au droit des joints;
- Offre une surface stable pour l'exécution des travaux de pose du revêtement.

Rôle de la sous-fondation :

- La couche de sous-fondation n'est pas nécessaire au point de vue structural dans le cas des chaussées rigides toutefois une sous-couche drainante ou anticontaminante peut être souhaitable, dans certains cas, entre l'infrastructure et la fondation.

### **1.3 Méthodes de dimensionnement des chaussées**

Le sol naturel ne peut supporter un trafic sans subir de déformations importantes. Pour rendre admissibles les contraintes au niveau du sol, celui-ci doit être surmonté d'un corps de chaussée. Le dimensionnement structural précise donc les épaisseurs requises et la nature des différentes couches afin de s'assurer que, pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en terme de confort et de sécurité.

La conception structurale des chaussées consiste à concevoir une chaussée qui, à la fin d'une période donnée, présentera une qualité de service choisie, compte tenu d'un niveau de risque préétabli.

Les méthodes de dimensionnement des chaussées ont progressé par étapes, on peut distinguer aux moins trois approches très différentes du dimensionnement des chaussées.

On retrouve l'approche qui relève de l'expérimentation, celle qui relève de l'empirisme et celle qui relève de la théorie. Ces approches peuvent être classées comme suit :

### **1.3.1 Les méthodes expérimentales**

Cette méthode est basée sur des sections standards, elle consiste à reproduire des designs qui ont présentés un bon comportement. Il s'agit d'établir des épaisseurs de couches normalisées selon différentes conditions de design dans l'espérance que ces sections puissent de nouveau présentées un bon comportement. L'inconvénient majeur de cette technique concerne l'extrapolation des expériences antérieures aux conditions futures comme : l'accroissement du trafic, les nouveaux matériaux et les nouvelles méthodes de construction.

### **1.3.2 Les méthodes empiriques**

Ces méthodes se basent sur l'observation du comportement de chaussées expérimentales ou réelles, elles se fondent généralement sur une approche statistique de régression multiple et visent à établir des relations de causes à effets sans requérir toutefois, la parfaite compréhension des principes physiques impliqués. On peut établir par exemple des relations entre la durée de vie d'une chaussée et les épaisseurs des couches des différentes structures ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux, c'est à ce schéma que correspond les essais AASHO « American Association of State Highway Officials » réalisés de 1957 à 1961.

Les relations obtenues par l'analyse statistique ne s'appliquent qu'aux conditions de l'expérimentation (matériaux, environnement, sols support, etc.) mais la généralisation et les extrapolations sont hasardeuses.

### **1.3.3 Les méthodes théoriques**

Les méthodes théoriques dites mécanistes se basent sur l'analyse théorique des contraintes engendrées dans la chaussée par les charges, sur les propriétés mécaniques des matériaux, sur des modèles expérimentaux du comportement rhéologique des matériaux soumis à des charges répétées et enfin, à divers facteurs d'environnement.

## **1.4 Mécanique des chaussées**

La mécanique des chaussées est une branche particulière de la mécanique des milieux continus, c'est un domaine qui est limité à la compréhension du fonctionnement des divers types de structures de chaussées. Ce domaine consiste à évaluer le niveau de sollicitation que subissent les matériaux de chaussées et le sol support sous l'effet du trafic; cela se fait à l'aide de modèles mathématiques. Le modèle mathématique a pour but de déterminer les contraintes, les déformations dans les matériaux de chaussées et le sol support résultant du passage en surface d'une charge roulante. Il doit reproduire le plus près possible le fonctionnement mécanique de la structure.

Les modèles de la mécanique des chaussées ont évolué dans le temps; cette évolution était rendue nécessaire par suite aux différentes évolutions des structures des chaussées et la généralisation de l'emploi des calculateurs numériques.

Plusieurs modèles de type analytique ont été développés. Ceux qui ont été couramment utilisés pour l'analyse du fonctionnement et le dimensionnement des chaussées souples et rigides sont : le modèle monocouche de Boussinesq (1885), les modèles bicouche de Westergaard (1926) et de Hogg (1938) et le modèle multicouche de Burmister (1943).

## 1.4.1 Les modèles de la mécanique des chaussées

### 1.4.1.1 Modèle de Boussinesq

Boussinesq, en 1885 (Peyronne et al, 1991), a trouvé la distribution des contraintes et des déformations dans un massif élastique, homogène, semi-indéfini (hypothèse dite de Boussinesq), chargé en surface par une force concentrée ou des pressions réparties. Si cette force est uniformément répartie sur un cercle de rayon  $a$  (figure 2), on a pour les points de l'axe de révolution :

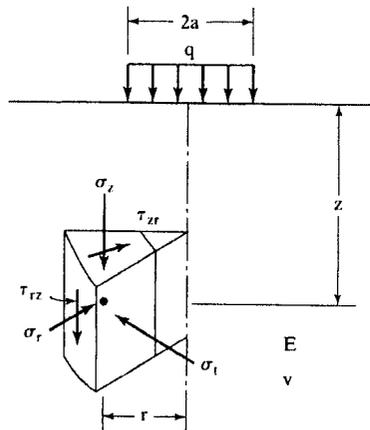


Figure 2 Contrainte sous une charge axisymétrique (Huang, 1993)

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (1.1)$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[ 1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (1.2)$$

$$w = \frac{2(1-\nu^2)qa}{E} \quad (1.3)$$

Avec :  $W$  = la déflexion verticale au centre du cercle chargé.

Ces formules ont servi de point de départ pour le calcul de l'épaisseur des chaussées souples moyennant les hypothèses suivantes :

- $\sigma_z$  est choisi comme critère de qualité du sol, le sol est supposé élastique et ne peut supporter, sans se déformer exagérément, qu'une contrainte verticale  $(\sigma_z)_{ad}$  ;
- $z$  est l'épaisseur de la chaussée.

#### 1.4.1.2 Les modèles bicouche

L'étude du problème des chaussées munies de revêtements ne peut pas se faire seulement à l'aide du simple modèle de Boussinesq, du fait que ces revêtements, sous le passage des charges roulantes, contribuent à épanouir les pressions. Cet apport structural n'est pas négligeable. L'utilisation d'un modèle bicouche est nécessaire.

##### 1.4.1.2.1 Le modèle de Westergaard

Dès 1926, Westergaard a montré qu'on peut résoudre le cas d'un bicouche moyennant les hypothèses suivantes (Peyronne et al, 1991) :

- La chaussée est modélisée par une plaque mince (hypothèse des déformations planes);
- La dalle repose sur un massif homogène ; l'interaction entre la dalle et le support est représentée par la proportionnalité entre la déflexion verticale du support et sa réaction verticale (notion de module de réaction). Le sol support est assimilé à un ensemble de ressorts dont le déplacement vertical en un point ( $w$ ) est proportionnel à la pression verticale  $p$  en ce point. Cela revient à admettre que la dalle peut librement glisser sur le support. Cette hypothèse, dite de Westergaard, s'écrit :

$$p = k \times w \quad (1.4)$$

Avec :  $p$  = contrainte verticale sur le sol

$w$  = déplacement vertical de la plaque

$k$  = coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction.

Le modèle de calcul adopté peut être schématisé à la figure 3 :

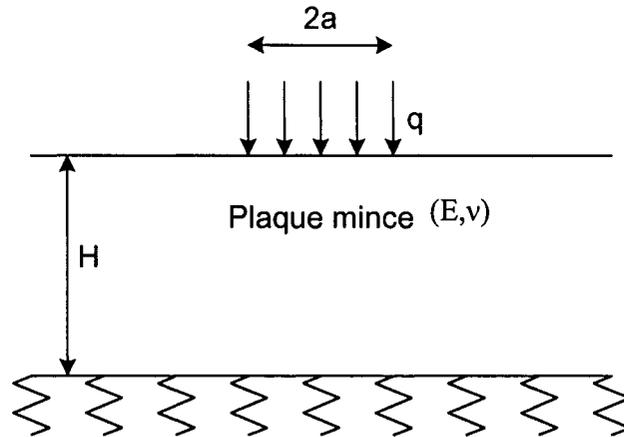


Figure 3 Schéma du modèle de Westergaard

En se basant sur la théorie des plaques, ce modèle est simple à mettre en équation. On détermine tout d'abord l'expression de la déflexion sous l'effet d'une charge, à partir de laquelle on en déduit les moments de flexion et les contraintes, par les formules usuelles des plaques.

Si  $P$  désigne la charge appliquée et  $a$  le rayon de chargement, la contrainte de traction à la base de la chaussée peut être mise sous la forme :

$$\sigma_r = \frac{P}{H^2} \times F\left(\frac{l}{a}\right) \quad (1.5)$$

Avec :  $l = \sqrt{\frac{D}{k}} = \sqrt{\frac{E \cdot H^3}{12(1-\nu^2)k}}$

$$D = \frac{E \cdot H^3}{12(1-\nu^2)}$$

$F$  est une fonction croissante de  $l$ ,  $l$  est appelé rayon de rigidité de la chaussée.

### 1.4.1.2.2 Modèle de Hogg

Le modèle de Hogg est une suite du modèle de Boussinesq (Jeuffroy, 1991). Dès 1938 Hogg avait étudié le problème de la plaque appuyée sur un milieu du type Boussinesq (milieu élastique, homogène et isotrope, semi-indéfini). Le modèle de Hogg est schématisé sur la figure 4, dans laquelle, la plaque simule le comportement rhéologique de la chaussée et le massif simule le comportement du sol.

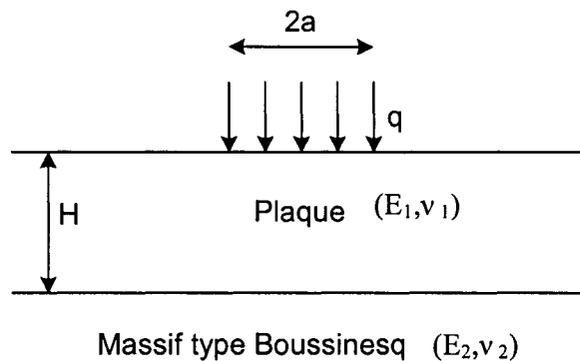


Figure 4 Schéma du modèle de Hogg

Comme dans le cas du modèle de Westergaard, on détermine les moments fléchissants de la plaque ainsi que les contraintes de traction à partir des déplacements verticaux  $w$ .

La contrainte de traction à la base de la chaussée peut être mise sous la forme :

$$\sigma_r = \frac{1}{H^2} \frac{1+\nu}{2} q_0 a^2 \times F \left( \frac{E_1}{E_2} \frac{H^3}{a^3} \right) \quad (1.6)$$

### 1.4.1.3 Modèle multicouche de Burmister

Les modèles précités se limitent à une chaussée bicouche et ne permettent pas de traiter une structure traditionnelle représentée par une chaussée tricouche constituée du sol

support d'une fondation et d'une sous-fondation ou encore le cas de rechargement d'une structure existante, d'où la nécessité de recourir à des modèles multicouches qui facilitent énormément la schématisation des structures de chaussées.

En 1943, Burmister a envisagé le problème d'un bicouche, constitué par une dalle d'épaisseur finie reposant sur un solide élastique semi-infini (L'Herminier, 1967). Dans ce modèle, la couche supérieure est un solide élastique et non une plaque mince. Vers 1945 (Huang, 1967), Burmister a étendu cette théorie pour un système à trois couches. Avec l'avènement des ordinateurs (Huang, 1993), cette théorie peut être appliquée pour un système multicouche composé de n'importe quel nombre de couches.

La figure 5 schématise le problème général à n couches, la résolution de ce système a été développée moyennant l'adoption des hypothèses suivantes (Huang, 1993) :

1. Toutes les couches sont traitées comme des solides homogènes, isotropes et d'élasticités linéaires avec un module d'Young ( $E$ ) et un coefficient de poisson ( $\mu$ ).
2. Les matériaux sont non pesants et les couches sont infinies en plan.
3. Chaque couche a une épaisseur finie sauf la dernière couche dont l'épaisseur est infinie.
4. Une pression uniforme  $q$  appliquée sur la surface du système à travers une plaque circulaire de rayon  $a$ .
5. Les conditions de continuité sont satisfaites aux interfaces des couches qui peuvent être au choix collées ou décollées.

Le cas de charges multiples correspondant aux roues jumelées, aux essieux tandem ou tridem, aux remorques peut être traité en additionnant les effets de charges élémentaires.

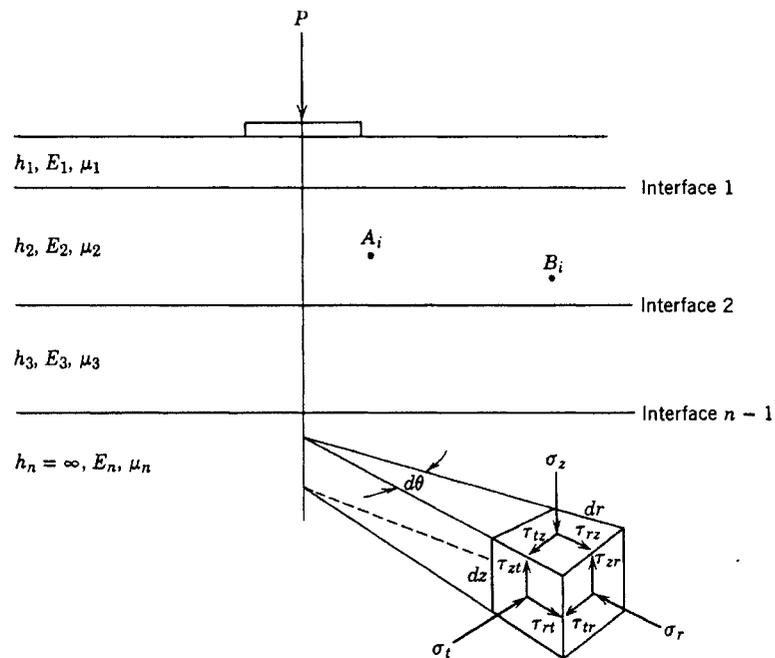


Figure 5 Modèle de Burmister pour un système multicouche élastique (Yoder et Witzak, 1975)

Une solution classique de l'équilibre des milieux homogènes, isotrope et élastique, soumis à des charges de révolution axisymétrique se réduit à la recherche de fonctions de tension (ou de Love)  $\phi$  qui satisfont l'équation différentielle suivante (Huang, 1993):

$$\nabla^4 \phi = 0 \quad (1.7)$$

Pour un système dont la distribution des contraintes est symétrique par rapport à l'axe de chargement, l'opérateur  $\nabla^4$  est égal à :

$$\nabla^4 = \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$$

Les équations de l'équilibre élastique sont satisfaites par les équations suivantes :

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2 - \mu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad (1.8)$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \mu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right] \quad (1.9)$$

Contraintes 
$$\sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \mu \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] \quad (1.10)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[ (1 - \mu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad (1.11)$$

Déplacement radial 
$$u = -\frac{1 + \mu}{E} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \cdot \partial z} \right) \quad (1.12)$$

Déplacement vertical 
$$w = \frac{1 + \mu}{E} \left[ (1 - 2\mu) \nabla^2 \phi + \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] \quad (1.13)$$

Pour une structure composée de n couches, on recherche n fonctions définies, dans chacune des couches i par  $\nabla^4 \phi_i = 0$  et par les conditions à la limite (conditions de raccordement au contact des diverses couches de la chaussée).

La fonction de tension pour la couche i qui vérifie l'équation  $\nabla^4 \phi_i = 0$  est de la forme suivante :

$$\phi_i = \frac{H^3 J_0(m\rho)}{m^2} \left[ A_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - B_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} + C_i m \lambda e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - D_i m \lambda e^{-(\lambda - \lambda_{i-1})} \right] \quad (1.14)$$

Avec :  $\rho = r/H$   
 $\lambda = z/H$   
H = la distance entre la surface et l'interface supérieure de la dernière couche

$J_0(m\rho)$  = la fonction de Bessel de première espèce d'indice zéro

r = distance radiale

z = profondeur du point de mesure

Les coefficients  $A_i$ ,  $B_i$ ,  $C_i$ ,  $D_i$  sont des coefficients d'intégration qui seront déterminés en écrivant les conditions de raccordement au contact des diverses couches de la chaussées.

#### 1.4.1.4 Modèles aux éléments finis

La méthode des éléments finis n'a pu se développer qu'à partir du moment où l'emploi des calculateurs numériques a été généralisé. Dès 1963, Ducan (1968) a analysé par éléments finis le problème axisymétrique tel que représenté par le modèle multicouche de Burmister. Il a étudié par la suite le cas des matériaux ne présentant pas un comportement élastique. Aussi cette approche a été améliorée au cours du temps et d'autres variantes ont été développées permettant d'envisager l'utilisation de modèles de plus en plus réaliste.

Le principe général de la méthode des éléments finis consiste à découper la structure de la chaussée en un nombre fini d'éléments géométriques reliés entre eux par des nœuds. La structure considérée est constituée par un assemblage des différents éléments. L'analyse est réalisée sur chacun des éléments pris séparément, puis sur l'ensemble de la structure, conduit dans la méthode des déplacements à une formulation matricielle de type :

$$R \times u = C \quad (1.15)$$

Avec :  $R$  = la matrice de rigidité de la structure;  $c$ 'est une caractéristique de la géométrie et des propriétés mécaniques de la structure.

$u$  = le vecteur déplacement des nœuds, il constitue l'inconnu de problème à résoudre.

$C$  = le vecteur des charges appliquées à la structure.

La résolution du système linéaire permet de déterminer les déplacements aux nœuds. À partir de ces déplacements, on peut calculer les déformations puis les contraintes dans la structure. Avec un choix adéquat des éléments géométriques, on pourrait obtenir une bonne approximation de la solution analytique.

## **1.4.2 Analyse des chaussées souples et rigides**

### **1.4.2.1 Chaussées souples**

La section 1.4.1 a présenté le modèle uni-couche, bicouche et multicouche qui permettent de calculer les sollicitations à tout point du corps de la chaussée. Aussi, cette section a présenté l'approche de modélisation du comportement structural de la chaussée par la méthode des éléments finis (MEF). Il ressort que l'approche des éléments finis est clairement la plus sophistiquée puisqu'elle permet de calculer les sollicitations quelque soit le type et les conditions de chargement, la loi de comportement mécanique des matériaux et les conditions aux limites. La littérature (Huang, 1993), attribue une préférence au modèle de Burmister car il est d'une part moins exigeant en données que le MEF et d'autre part il donne des résultats qui concordent avec la MEF et les essais de mesures expérimentales.

Le modèle multicouche élastique de Burmister ne permet pas de résoudre le problème de chargement de bord, l'influence des charges appliquées est très localisée et les effets de bord n'ont que peu d'importance pour le cas des chaussées souples (Huang, 1993). Les cas des systèmes à deux et trois couches ont donné lieu à un certain nombre de jeux d'abaques (Yoder et Witczak, 1975). Les systèmes avec plus de trois couches n'ont pas donné lieu à des abaques étant donné le nombre de paramètres en jeu.

Plusieurs programmes de calculs permettant de résoudre le problème des systèmes multicouches de Burmister ont été développés. on cite entre autre :

- Le programme BISAR développé par la compagnie pétrolière Shell;
- Le programme ELSYM5 développé à l'université de Californie à Berkely;
- Le programme NRCLAYER développé par le conseil national de recherche du Canada;
- Le programme Moebius de la compagnie pétrolière ESSO.

#### 1.4.2.2 Chaussées rigides

Le modèle de Westergaard assimile le comportement d'une dalle de béton reposant sur un massif élastique à celui d'une plaque mince reposant sur un liquide dense; ce modèle a été et est encore le plus utilisé pour l'analyse des chaussées rigides (Yoder et Witczak, 1975). Ce modèle permet de résoudre des problèmes que les modèles de Hogg et Burmister ne permettent pas comme les problèmes de chargement au bord ou les limites d'une dalle de béton. Les bords et les limites des dalles jouent un rôle certain dans le comportement des chaussées rigides.

Des diagrammes d'influences basés sur le modèle de Westergaard ont été développés par Pickett et Ray (Huang, 1993). En s'inspirant du cas des structures à une dimension (poutres, arcs, etc.) pour lesquelles on étudie les lignes d'influence d'une force mobile sur les moments fléchissants, les réactions et les flèches, Pickett et Ray ont fait de même dans le cas des dalles car le rapport entre les dimensions longitudinale et latérale est très élevé. Il est alors possible de calculer la flèche et le moment pour n'importe quel cas de charge (Jeuffroy, 1983).

Les diagrammes d'influence ont été utilisés par l'Association du Ciment Portland « PCA » pour la conception des chaussées rigides; seuls les diagrammes pour les cas des chargements en bord et à l'intérieur des dalles sont disponibles. Les diagrammes pour le cas de chargement à l'intérieur de la dalle ont été utilisés pour la conception des

chaussées rigides pour aérodromes et le cas de chargement au bord de la dalle ont été utilisés pour la conception des chaussées rigides pour routes (Huang, 1993).

Comme les hypothèses de base adoptées par le modèle de Westergaard sont beaucoup trop restrictives, les programmes qui sont les plus largement utilisés pour simuler le comportement mécanique des chaussées rigides utilisent des méthodes de calcul aux éléments finis (Villemagne et al, 1989). La structure de chaussée peut être modélisée par un solide de dimension fini, reposant sur un massif stratifié élastique (type Burmister) et la dalle peut se détacher partiellement du support. Ceci permet d'éviter l'hypothèse de Westergaard. Parmi les programmes développés on cite :

- Le programme ILLI-SLAB développé par l'université de l'Illinois;
- Le programme JSLAB développé par l'Association du Ciment Portland;
- Le programme KENSLABS développé par l'université de Kentucky.

### **1.5 Méthode mécaniste de dimensionnement des chaussées**

Le dimensionnement mécaniste d'une structure de chaussée a pour objet de fixer les épaisseurs des différentes couches de matériaux constituant la chaussée, afin de lui permettre, tout au long de la durée de service choisie, de résister aux agressions d'ordre mécanique appliquées par le trafic.

L'idée directrice dans la méthode mécaniste est calquée sur celle des autres structures de génie civil comme les ouvrages d'art. L'analyse commence par l'évaluation du niveau de sollicitation de la structure sous charges, compare les grandeurs des contraintes et des déformations aux paramètres limites que les matériaux employés peuvent supporter sans ruptures et calcule dans chaque cas la structure afin qu'elle puisse supporter les charges prévues.

Les paramètres limites des différents matériaux de la chaussée sont les contraintes et les déformations les plus grandes que les matériaux peuvent subir sans qu'il en résulte pour la chaussée des dégradations par effet de fatigue, c'est à dire sous sollicitations répétées.

Cette méthode s'appuie sur une modélisation théorique des structures selon un modèle numérique (éléments finis) ou analytique, le modèle doit être représentatif du fonctionnement des structures étudiées. Les résultats de la modélisation sont par la suite calés en fonction du comportement observé dans la réalité.

### **1.5.1 Démarche**

La méthode mécaniste de dimensionnement d'une structure de chaussée est une méthode itérative, on fixe d'abord des valeurs pour l'épaisseur des couches, on calcule ensuite le niveau de sollicitation de la structure sous charges. Les résultats ne doivent pas dépasser les paramètres limites que les matériaux employés peuvent supporter.

La démarche à suivre lors de la dimensionnement des chaussées selon la méthode mécaniste s'articule généralement autour de cinq étapes (Faure, 1998) :

- 1<sup>ère</sup> étape : Collecte de différentes données nécessaires au calcul, choix du type de chaussée et pré-dimensionnement de la structure par référence à des sections normalisées. Les sections normalisées correspondent à ceux dont le design a déjà donné de bons résultats.
- 2<sup>ème</sup> étape : Modélisation et calcul de la structure. La modélisation consiste à représenter la chaussée par un ensemble de couches caractérisées chacune par son épaisseur, son module et son coefficient de Poisson et selon cette modélisation, on procède au choix du modèle analytique ou numérique qui représente la structure. Après la définition des conditions aux limites (collées ou

glissantes), on procède au calcul des contraintes, des déformations et des déflexions critiques causées par les différentes charges envisagées.

- 3<sup>ème</sup> étape : Vérification de la structure, en s'assurant que les valeurs calculées sont inférieures aux valeurs admissibles pour les matériaux considérés.
- 4<sup>ème</sup> étape : Ajustement des épaisseurs selon les résultats des vérifications réalisées au niveau de l'étape 3.
- 5<sup>ème</sup> étape : Définition de la coupe transversale de la chaussée.

## 1.5.2 Comportement à la fatigue des matériaux

### 1.5.2.1 Phénomène de fatigue

La fatigue d'un matériau est le dommage généré par la répétition d'un grand nombre de chargement dont l'amplitude est inférieure à la résistance à la rupture instantanée du matériau (Peyronne et al, 1991). Les matériaux routiers doivent résister à des sollicitations répétées dues au passage répété des véhicules.

Chaque véhicule, sur une chaussée, produit un micro-dommage. Après un très grand nombre de cycles, le dommage apparaît et le matériau fatigue. La durée de vie en fatigue est le nombre de cycles obtenu avant la fatigue du matériau.

La résistance en fatigue est classiquement représentée par une courbe de fatigue appelée aussi courbe de Wöhler. Cette courbe fait correspondre une durée de vie à la sollicitation exercée, qui peut être une contrainte ou une déformation imposée. La courbe de Wöhler peut être représentée souvent par une droite en échelle logarithmique. L'équation de cette droite est de la forme :

$$\text{Log}(S) = A - B \log(N) \quad (1.16)$$

Avec : S = sollicitation imposée qui peut être la contrainte pour les tests en force contrôlée, ou déformation pour les tests en déplacement contrôlé.  
 N = durée de vie correspondante.  
 A et B = constantes qui dépendent des conditions de chargement.

Certains matériaux peuvent présenter une amplitude de sollicitation caractéristique au-dessous de laquelle on peut appliquer un nombre infini de répétitions sans qu'il y ait rupture. Cette sollicitation est la limite de fatigue ou limite d'endurance de matériau. Les enrobés bitumineux, contrairement au béton de ciment, ne présentent pas de limite d'endurance (Peyronne et al, 1991), il peut y avoir donc rupture par fatigue quelle que soit la sollicitation.

### 1.5.2.2 Cumul des dommages, la loi de Miner

La loi de Miner est une base valable qui est adoptée pour la prise en compte de charges mixtes lors de l'analyse du comportement à la fatigue des matériaux de chaussées. Elle introduit la notion de dommage à long terme (Haas et al, 1994). Cette loi permet de caractériser la perte graduelle du potentiel de résistance à la fatigue des matériaux de chaussée soumis à des sollicitations d'amplitudes variables.

L'endommagement partiel  $d_i$ , causé à une structure par  $n_i$  sollicitations d'amplitude  $\sigma_i$  est le rapport de  $n_i$  par la durée de vie pour l'application de sollicitation d'amplitude  $\sigma_i$  ( $N_i$ ).  $d_i$  présente la portion du capital de fatigue qui a été consommé sous la contrainte  $\sigma_i$ . La rupture par fatigue d'un matériau survient lorsque la somme des dommages partiels atteint ou dépasse l'unité. La condition de rupture par fatigue qui en résulte selon la loi de Miner s'exprime par :

$$\sum_i d_i = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (1.17)$$

Bien que des essais expérimentaux montrent que la loi d'additivité de dommage de Miner n'est pas parfaitement exacte, elle peut être néanmoins utilisée pour le dimensionnement des chaussées étant donné que les écarts constatés ne conduisent qu'à de faibles variations des épaisseurs de chaussées (Peyronne et al, 1991).

### **1.5.3 Mécanisme de dégradation à long terme et paramètres critiques**

La méthode mécaniste de dimensionnement de chaussée, impose la connaissance du mécanisme de dégradation de la structure routière. Cette démarche implique l'analyse de l'ensemble des facteurs de dégradations afin de minimiser les désordres dus aux sollicitations répétées provoquées par la circulation des véhicules. Le but étant d'assurer des conditions de sécurité satisfaisantes durant toute la durée de service des structures routières.

Chacune des couches de la chaussée doit être dimensionnée de façon à limiter le phénomène de dégradation due aux sollicitations répétées provoquées par la circulation des véhicules. Les mécanismes de dégradation des structures routières sont spécifiques pour chaque type de chaussées. On distingue pour cela ceux propres aux chaussées souples et rigides, les autres types de chaussées auront des mécanismes voisins à ces deux types.

#### **1.5.3.1 Les chaussées souples**

L'observation de l'évolution des chaussées souples soumises au trafic amène à considérer que la répétition des efforts verticaux est à l'origine de la flexion alternée des couches supérieures des chaussées et des compressions répétées des couches inférieures et du sol. Ces deux modes d'évolution sont les causes de l'apparition des fissures de fatigue et de déformations permanentes du type orniérage à grand rayon; ces fissures et affaissements détériorent la qualité de l'uni de la chaussée (Haas et al, 1994).

Les deux phénomènes qui conditionnent donc la tenue d'une chaussée sont la compression sur le sol support et la flexion dans les couches de surface. Les niveaux les plus critiques se situent à l'interface du revêtement et de la fondation ainsi qu'au contact du sol support avec la structure de chaussée (Haas et al, 1994). La figure 6 schématise la réaction en déformation d'une chaussée souple sollicitée.

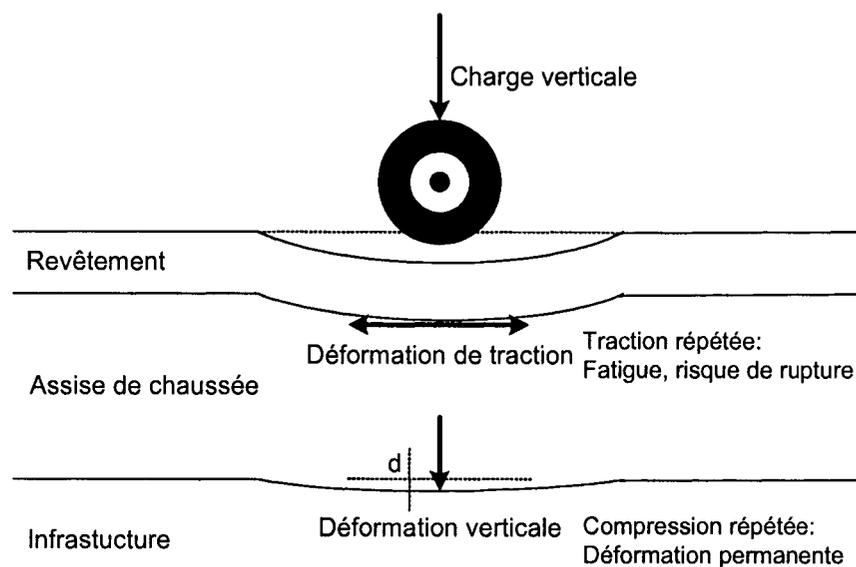


Figure 6 Schématisation des sollicitations critiques induites par le trafic

#### 1.5.3.1.1 La fissuration par fatigue, « Le faïençage »

Le revêtement en enrobé des chaussées souples subit à sa base des efforts répétés de traction-flexion sous l'effet du passage des véhicules. Ces sollicitations entraînent une dégradation par fatigue du matériau, sous la forme de fissures isolées dans les traces des roues qui évoluent vers un faïençage.

Plusieurs essais sont réalisés pour mettre en évidence l'influence du nombre de répétitions sur la résistance à la fatigue des enrobés. Les résultats de ces essais ont permis d'avancer des modèles permettant de relier les déformations de traction  $\epsilon_t$  sous la

base de la couche de revêtement au nombre de répétitions des charges; ces modèles sont souvent exprimés sous forme d'une loi de puissance.

Le modèle développé par l'Asphalt Institute est le modèle le plus utilisé pour le dimensionnement des chaussées souples (Lu Sun et al, 2003). Il est développé à partir des essais de fatigue en laboratoire. Il s'exprime par :

$$N_f = 0.07958 \times (10^M) \varepsilon_t^{-3.291} E^{-0.854} \quad (1.18)$$

$$\text{et } M = 4.84 \times \left( \frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.69 \right)$$

Avec :  $N_f$  = Nombre d'applications de charges admissibles avant rupture par fatigue.

$\varepsilon_t$  = Déformation en tension à la base du revêtement.

$E$  = Module du revêtement en psi.

$V_b$  = Volume du bitume.

$V_v$  = Volume des vides.

Pour un mélange d'enrobé standard comme celui utilisé dans la neuvième édition du manuel de conception des chaussées souples de l'Asphalt Institute (Huang, 1993), avec un volume de bitume de 11% et un volume de vides de 5%,  $M = 0$ , le modèle de fissuration par fatigue de l'Asphalt Institute devient :

$$N_f = 0.07958 \cdot \varepsilon_t^{-3.291} E^{-0.854} \quad (1.19)$$

C'est un modèle simplifié de l'Asphalt Institute, plusieurs autres institutions ont développé des modèles de fissuration par fatigue similaire (Lu Sun et al, 2003), ces modèles se présentent toujours sous forme  $N_f = k_1 \cdot \varepsilon_t^{-k_2} E^{-k_3}$ , avec des valeurs de  $k_1$ ,  $k_2$  et  $k_3$  précisés au Tableau I :

Tableau I

## Modèles de fissuration par fatigue des enrobés

Modèles	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Asphalt Institute	0.0796	3.291	0.854
Shell	0.0685	5.671	2.363
Illinois	$5 \times 10^{-6}$	3.0	0
U.S. Army	478.63	5.0	2.66
Minnesota	$2.83 \times 10^{-6}$	3.21	0
U.K. Transport & Road Research	$1.66 \times 10^{-10}$	4.32	0

(Doucet et al, 1999)

Le ministère des transports du Québec a réalisé en 1997 une étude sur la caractérisation de la résistance à la fatigue d'un enrobé de type GB-20 (Doucet et al, 1999), l'essai de flexion de poutre avec chargement appliquée aux tiers points a été retenu pour l'étude. L'enrobé GB-20 est un enrobé de grosseur nominale maximale de 20 mm, généralement posé en couche de fondation, il a été sélectionné parce que ces enrobés sont plus sollicités en fatigue que les enrobés de surface lorsque les couches sont liées par un liant d'accrochage. Des modèles de caractérisation à la fatigue de l'enrobé ont été développés pour des températures de 5, 10, 15, 20 et 30 °C, ces modèles se présentent sous forme de relations de Whöler tels que montrés au Tableau II.

Tableau II

## Modèles de fissuration par fatigue des enrobés GB-20

Température en °C	Bitume conventionnel	Bitume polymère
5	$N = 5.5 \text{ E } 16 \varepsilon^{-4.7}$	$N = 4.0 \text{ E } 18 \varepsilon^{-5.1}$
10	$N = 1.4 \text{ E } 15 \varepsilon^{-4.0}$	$N = 1.1 \text{ E } 17 \varepsilon^{-4.4}$
15	$N = 7.9 \text{ E } 15 \varepsilon^{-4.3}$	$N = 9.3 \text{ E } 19 \varepsilon^{-5.2}$
20	$N = 5.2 \text{ E } 16 \varepsilon^{-4.4}$	$N = 7.4 \text{ E } 20 \varepsilon^{-5.3}$
30	$N = 1.1 \text{ E } 11 \varepsilon^{-2.2}$	$N = 1.9 \text{ E } 13 \varepsilon^{-2.6}$

(Doucet et al, 1999)

### 1.5.3.1.2 L'accumulation des déformations permanentes, « L'orniérage »

Un affaissement de la surface de la chaussée en partie réversible et en partie irréversible se produit lors du passage des véhicules sur une chaussée. Comme les matériaux granulaires du corps de la chaussée ont une faible rigidité, les efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support. Les contraintes verticales élevées provenant de la répétition de passages des véhicules engendrent des déformations plastiques qui se répercutent à la surface de la chaussée (Huang, 1993). Avec l'accroissement des charges des véhicules et la pression des pneus, le phénomène d'orniérage s'est accentué dans les routes. L'orniérage apparaît comme une déformation du profil transversal de la surface de la chaussée (Haas et al, 1994).

L'essai triaxial à chargements répétés permet de caractériser les déformations permanentes des matériaux granulaires. Les résultats de ces essais sont généralement traduits par des relations de la forme  $N_d = f_1(\varepsilon_c)^{-f_2}$ ,  $N_d$  étant le nombre de répétition de charges pour limiter l'orniérage et  $\varepsilon_c$  la déformation verticale au sommet de

l'infrastructure. Des relations de ce type peuvent être utilisées pour estimer l'orniérage dans une chaussée. Plusieurs institutions ont développé des modèles propres pour la caractérisation des déformations permanentes dans leurs méthodes de conception des chaussées souples, comme le précise le Tableau III ci-dessous.

Tableau III

## Modèles d'orniérage des chaussées souples

Modèles	$f_1$	$f_2$	Profondeur d'orniérages (in)
Asphalt Institute	$1.365 \cdot 10^{-9}$	4.477	0.5
Shell			
50% de fiabilité	$6.15 \cdot 10^{-7}$	4.0	
85% de fiabilité	$1.94 \cdot 10^{-7}$	4.0	
95% de fiabilité	$1.05 \cdot 10^{-7}$	4.0	
U.K Transport & Road Research (85% de fiabilité)	$6.18 \cdot 10^{-8}$	3.95	0.4

(Huang, 1993)

### 1.5.3.2 Les chaussées rigides

L'observation de l'évolution des chaussées rigides soumises au trafic et les essais AASHO amènent à considérer que la fissuration par fatigue causée par la flexion alternée des dalles en béton et le pompage, sont les deux manifestations principales de la détérioration des chaussées rigides (Huang, 1993). Ces deux modes d'évolution sont les critères déterminants pour le calcul de l'épaisseur de la dalle.

### 1.5.3.2.1 La fissuration par fatigue

Comme le béton est un matériau très rigide, les contraintes verticales transmises au support sont très faibles. Par contre, la dalle subit des contraintes répétées de traction-flexion sous l'effet de passage de véhicules. Ces sollicitations sont critiques dans la dalle en béton et peuvent entraîner la fissuration par fatigue de la dalle (Haas et al, 1994).

L'expérience montre que le béton peut subir des répétitions de contraintes indéfinies si cette contrainte n'excède pas près de 50% de la contrainte de rupture. C'est la limite d'endurance du béton. Un nombre infini de répétitions correspond dans le domaine routier à un nombre de répétitions de charges de l'ordre de  $10^7$  (Jeuffroy, 1983).

L'essai en flexion sur des poutres de 150mm par 150mm par 760mm est utilisé dans la pratique pour déterminer la résistance en flexion du béton. Le comportement en fatigue du béton est habituellement représenté par une courbe de Wöhler. Une analyse bibliographique des études sur la fatigue des bétons, réalisées par plusieurs auteurs, est présentée dans la figure 7. La courbe moyenne, c'est-à-dire celle qui correspond à une probabilité de rupture de 50%, s'exprime comme suit :

$$\log N_f = 17.61 - 17.61 \left( \frac{\sigma}{M_r} \right) \quad (1.20)$$

$N_f$  étant le nombre de répétition de charges à la rupture et  $M_r$  le module de rupture du matériau.

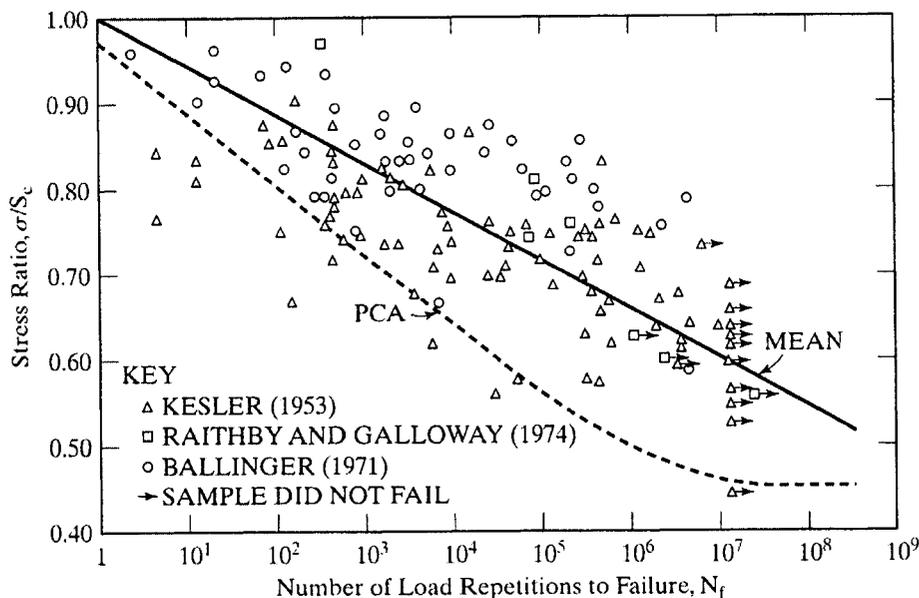


Figure 7 Lois de fatigue du béton (Huang, 1993)

La courbe de fatigue adoptée par l'Association du Ciment Portland « PCA » représentée par une ligne interrompue dans la figure 7 est la plus conservatrice. L'équation de cette courbe est :

$$\log N_f = 11.737 - 12.077 \left( \frac{\sigma}{M_r} \right) \quad (1.21)$$

#### 1.5.3.2.2 Pompage et érosion

Le phénomène de pompage et d'érosion se réfèrent à l'éjection sous pression de l'eau chargée de sol fin, susceptible de se trouver au-dessous de la dalle. Ce phénomène se produit lors du passage des charges axiales lourdes sur un joint, sur une fissure ou sur un rebord des dalles. Le transport d'éléments fins peut menacer l'uniformité du soutien sous la dalle qui se traduit par la formation de cavités, il en résulte à terme la mise en escalier de la dalle. Le phénomène peut se poursuivre jusqu'à rupture de la dalle suite aux modifications des conditions d'appui.

Les dégradations dues à l'érosion affectent principalement les chaussées non goujonnées. Elles peuvent également apparaître sur les chaussées à dalles goujonnées et en béton armé continu soumis à un trafic très lourd et à des conditions climatiques sévères.

L'apparition du pompage des éléments fins dépend de trois facteurs :

- Sollicitations lourdes répétées;
- Présence d'eau entre l'infrastructure et la dalle;
- Matériaux d'appui susceptibles de s'éroder.

L'élimination des eaux d'infiltration aux interfaces dalle – fondation - accotement et l'utilisation des matériaux peu érodables pour la fondation permettent de pallier aux dégradations dues à l'érosion. Les fondations stabilisées (fondations en béton maigre et fondations traitées au ciment) résistent bien à l'érosion et sont largement utilisées pour les chaussées rigides à trafic élevé (Haas, 1997).

Le seul modèle disponible actuellement nous permettant de prendre en considération tous les facteurs cités ci-dessus est celui développé par la PCA, il s'agit d'un modèle empirique (Huang, 1993). Le modèle de la PCA est décrit dans la section 2.6.4.1.3.

#### **1.5.3.2.3 Prise en compte des contraintes d'origine thermique**

Les dalles de béton font souvent l'objet de déformations dues à l'effet des gradients verticaux de température. Ces déformations se produisent aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. Selon le signe du gradient thermique, la dalle prend une des deux positions suivantes (figure 8):

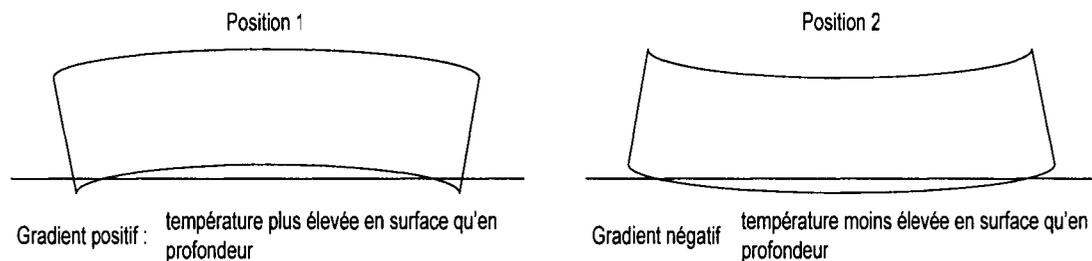


Figure 8 Effet des gradients thermiques sur une dalle

En fin de journée, quand la température en surface de la dalle a été plus élevée qu'en profondeur, la dalle se trouve en position 1. Tôt le matin, le support de la dalle est plus chaud que la température ambiante à la surface et la dalle est en position 2. Entre ces deux positions, la dalle passe par une position d'horizontalité en milieu de matinée lorsque les températures se sont équilibrées, le gradient est nul dans ce cas (Huang, 1993).

Il en résulte une déformation dite thermique de la dalle et la modification de ses conditions d'appui sur la fondation et l'apparition des moments fléchissants dans la dalle sous l'influence de son poids propre. Les contraintes thermiques engendrées par ces moments fléchissants s'ajoutent aux contraintes dues aux charges roulantes. L'effet des charges roulantes est ainsi augmenté dans le cas d'un gradient thermique positif, alors qu'il est réduit dans le cas d'un gradient thermique négatif.

Pour calculer la contrainte thermique induite dans la dalle de béton, Huang (1993) s'est basé sur la théorie des plaques en modélisant le sol support par un assemblage de ressorts. Ces contraintes sont exprimées différemment suivant qu'on choisisse de modéliser la dalle de béton sous forme de poutre infinie ou de dalle infinie.

Poutre infinie :

$$\sigma_x = \frac{E\alpha_t\Delta T}{2(1-\nu)} \quad (1.22)$$

Avec :  $\sigma_x$  = contrainte longitudinale (Pa).

$E$  = module d'élasticité du béton (Pa).

$\nu$  = coefficient de Poisson.

$\alpha_t$  = coefficient de dilatation thermique du béton ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$\Delta T$  = diminution de température ( $^{\circ}\text{C}$ ).

Dalle infinie :

$$\sigma = \frac{CE\alpha_t\Delta T}{2} \quad (1.23)$$

Avec :  $\sigma$  = peut être  $\sigma_x$  ou  $\sigma_y$  selon si  $C$  est  $C_x$  ou  $C_y$ .

$C$  = fonction croissante de  $L/l$ , où  $L$  peut être  $L_x$  pour  $C_x$  et  $L_y$  pour  $C_y$ .

$l$  = une variable fondamentale du comportement des matériaux traités aux liants hydrauliques appelé rayon de rigidité de la dalle :

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (1.24)$$

Avec :  $h$  = épaisseur de la dalle.

$k$  = module de réaction de l'infrastructure.

Bien que les niveaux des contraintes d'origine thermique soient très élevées et peuvent causer la rupture de la dalle une fois combinées avec les contraintes dues aux charges circulantes; celles-ci ne sont pas prises en considération dans les méthodes mécanistes de conception des chaussées rigides pour les raisons suivantes (Huang, 1993) :

1. Des joints et des armatures d'acier sont utilisés dans la dalle pour diminuer l'effet des contraintes thermiques. Le niveau des contraintes thermiques diminue considérablement lors de la rupture des dalles. Les petites fissures n'affectent pas la capacité portante de la dalle tant et aussi longtemps que le contact entre les granulats, situés de part et d'autre de la fissure (phénomène d'engrènement), favorisent le transfert de la charge d'une dalle à l'autre et s'opposent au mouvement vertical différentiel entre les deux dalles.
2. Lors de l'analyse à la fatigue des dalles, il n'est pas pratique de combiner les contraintes dues aux charges circulant et les contraintes d'origine thermique. Une chaussée peut être sujette à des millions de répétitions de charges roulantes durant sa durée de vie, alors que le nombre de répétitions des contraintes d'origine thermique est limité : une à deux fois par jour, soit de l'ordre de  $10^4$  cycles de chargement en 20 ans de service (Jeuffroy, 1989).
3. Compte tenu du fait que les contraintes, d'origine thermique, réduisent l'effet des contraintes dues aux charges circulant le soir (cas d'un gradient thermique négatif) et le fait qu'un grand pourcentage de poids lourds circulent le soir, il est possible d'ignorer les contraintes d'origine thermique.

La considération des contraintes d'origine thermique, dans la conception des chaussées rigides, est très controversée. Par exemple l'association du ciment Portland ne considère pas les contraintes d'origine thermique lors de l'analyse à la fatigue de la dalle. Des études récentes ont montré que le niveau des contraintes d'origine thermique sont très élevées; de sorte qu'une fois combiné aux contraintes dues aux charges circulant, elles peuvent causer la rupture de la dalle sous un nombre limité de répétitions (Smith et al, 1990; Barenberg et Thompson, 1992).

## **1.6 L'expérimentation sur les chaussées**

Malgré le développement et la pertinence des modèles théoriques d'analyse des contraintes et déformations dans une structure de chaussée, les différentes méthodes de conception de chaussée font toujours appel aux approches empiriques reposant sur des données acquises à partir du suivi de l'état des chaussées réelles, construites selon les techniques appliquées sur chantier normal.

L'expérimentation sur les chaussées peut être entreprise pour diverses raisons. Il s'agira par exemple dans le cas des méthodes mécanistes, de calibrer les études d'analyse théorique afin d'estimer la durée de vie de la chaussée, conformément aux observations effectuées sur des chaussées existantes et aux essais en vrais grandeurs. Il s'agira aussi dans le cas des méthodes empiriques, de mettre en relation le comportement d'une chaussée avec sa structure et avec le trafic qui l'utilise. L'expérimentation peut être entreprise aussi : pour la mise au point de nouveaux matériaux de construction, pour la comparaison du comportement de deux types de couches de chaussées, pour l'étude de l'effet du gel/dégel sur la tenue des différentes couches de chaussées.

On distingue généralement deux types d'expériences (Brillet et Lepert, 1999), les essais en temps réel et les essais accélérés.

### **1.6.1 Les essais en temps réel**

Il s'agit de suivre, jusqu'à un âge égal au cycle de vie de la chaussée, des circuits de types variés recevant un trafic réel comme moyen de mise en charge. On peut aussi étudier la performance de nouveaux procédés relatifs aux chaussées, selon cette technique, en intégrant dans un itinéraire donné une chaussée expérimentale. Ce type d'essai ne nécessite pas de gros moyens et c'est pour cette raison que plusieurs pays ont recours aux essais en temps réel pour le suivi de performance des chaussées.

Deux programmes de grande envergure pour des expériences en temps réel sont lancés respectivement en Amérique du nord et en Europe : le programme LTPP « Long Term Pavement Performance program » d'études des performances à long terme des chaussées et le programme PARIS « Performance Analysis of Road Infrastructure » d'analyse du comportement des infrastructures routières.

#### **1.6.1.1 Le programme LTPP**

Le programme LTPP est une expérience, en temps réel, lancée en 1987. Il est mis en œuvre dans le cadre du programme SHRP « Strategic Highway Research Program ». Le programme consiste à suivre sur une longue période, allant de 15 à 20 ans environ, 2400 sections de routes réelles à travers les Etats-Unis et le Canada. Les objectifs généraux du programme LTPP sont (C-SHRP, 2003) :

- Évaluer les méthodes de conceptions existantes;
- Développer des méthodologies et stratégies de conceptions améliorées pour la réhabilitation des chaussées existantes;
- Développer des équations de conception améliorées pour des nouvelles constructions ou des reconstructions;
- Étudier l'influence du chargement, de l'environnement, des propriétés des matériaux, de la viabilité, de la qualité de la construction et du niveau d'entretien sur les dégradations et la performance;
- Déterminer l'influence de chacune des caractéristiques spécifiques de conception sur la performance des revêtements;
- Établir une base de données à long terme pour rencontrer les objectifs du programme SHRP et les besoins futurs de l'industrie autoroutière.

Un des buts du programme LTPP est de faire la collecte, le traitement et l'archivage des données recueillis des sites d'essais expérimentaux. Les données brutes sont mises sous

forme de base de données accessibles et de bonne qualité. Elles seront par la suite analysées en vue de :

- Quantifier la performance des chaussées;
- Comprendre pourquoi les chaussées ont un niveau de performance donnée;
- Valider et calibrer les procédures existantes;
- Développer de nouvelles procédures.

Les analyses des données permettent de fournir de précieuses informations qui vont guider les projets futurs de cueillette et d'analyse de données au sein du LTPP. L'objectif ultime de l'analyse est de développer des outils fiables et utilisables dans le domaine de conception des chaussées. La construction d'une base de données a permis, avec le temps, de développer au sein du programme LTPP, plusieurs produits qui ont été adoptés par l'AASHTO et sont utilisés par les intervenants du monde routier. Au total, sept produits sont déjà mis au point (FHWA, 2003):

1. DataPava; Base de données.
2. LTPPBind; Logiciel d'aide au choix de la catégorie du liant bitumineux (grade de performance selon la méthode Superpave) qui se prête le mieux à un site particulier.
3. Rigid pavement design software; Logiciel de conception de chaussée rigide.
4. FWD calibration videotape; Vidéocassette sur le calibrage du déflectomètre à boulet.
5. Temperature prediction and adjustment procedures for asphalt concrete pavements; Processus de prédiction et d'ajustement de température pour les enrobés bitumineux.
6. Resilient modulus lab test videotapes; Vidéocassette sur les essais en laboratoire sur le module de résilience.
7. Pavement maintenance and repair manuals; Manuels d'entretien et de réparation des chaussées.

### **1.6.1.2 Le programme PARIS**

Aucun programme similaire au programme LTPP n'a été entrepris par les pays européennes, mais des programmes isolés sont mis en œuvre à l'initiative des administrations nationales ou régionales de chaque pays. La somme de ces programmes dépassait l'ampleur du LTPP. Cette constatation a donné l'idée à la Commission des Communautés Européennes, pour la création d'une banque de données rassemblant les résultats des expériences réalisées. C'est sur cette base qu'a été fondé le programme PARIS en 1996, associant quinze pays d'Europe.

Le but ultime du programme PARIS est la mise au point de modèles fiables et généralisables d'évolution des chaussées, destinés aux systèmes de gestion de l'entretien (Brillet et Lepert, 1999). Chaque pays se chargera par la suite de la validation et de l'adaptation des modèles issus du projet aux conditions locales.

### **1.6.2 Les essais accélérés**

Essais réalisés selon une échelle de temps contractée où les effets de la circulation sont reproduits par l'application d'un chargement artificiel. On distingue pour cela deux types d'essais accélérés selon qu'on accepte ou non de s'éloigner de la simulation d'un trafic réel :

1. Les essais accélérés utilisant des circuits spécialement créés et de type variés, recevant un trafic réel et contrôlé avec une fréquence accélérée. Cette méthode et sans doute la plus intéressante à expérimenter sur les chaussées. Son inconvénient est qu'elle est trop onéreuse, car elle nécessite des investissements et des frais d'expérimentation importants. La recherche la plus importante entreprise selon ce type de procédé est les essais AASHO aux États-Unis (AASHO, 1962).

2. Les essais de chargements répétés utilisant des dispositifs spéciaux (Jeuffroy, 1983). Ces essais ont l'avantage de limiter considérablement les surfaces à construire et permettent d'éviter l'immobilisation des véhicules durant une grande période. L'inconvénient de ces essais est qu'on risque de s'éloigner de la réalité dans la simulation d'un trafic réel. Différents dispositifs sont utilisés pour les essais accélérés, l'accélération de la répétition des chargements est assuré par des mises en charges rapides; on cite : le manège de fatigue du LCPC, les essais de plaque et les essais de déflectométrie. Les essais de chargements répétés permettent aussi l'étude de la réponse de la chaussée soumise à des chargements rapides ou encore de vérifier la tenue de la structure de chaussée.

#### **1.6.2.1 L'essai AASHO**

L'essai AASHO (« American Association of State Highway Officials », Association des Fonctionnaires Routiers des États Américains) porte à la fois sur des chaussées souples et rigides (AASHO, 1962). Il fait suite à deux autres essais de moindre envergure, l'essai Maryland (1941) portant sur les chaussées rigides et l'essai WASHO (1952) portant sur les chaussée souples (Huang, 1993).

L'objectif de l'essai AASHO était de mettre en relation le comportement d'une chaussée avec sa structure et avec le trafic qui l'utilise. L'essai a été conçu afin de fournir des données techniques utilisables, pour la résolution de certains problèmes relatifs à la tenue des chaussées de diverses conceptions.

##### **1.6.2.1.1 Dispositions générales**

Ces essais sont réalisés de 1957 à 1961 et ont comporté l'étude de 234 sections de chaussées souples et 368 sections de chaussées rigides. Durant les deux années du déroulement de l'essai, chaque section a supporté le passage de 1 114 000 véhicules.

Bien que le nombre d'applications de charges roulantes semble être impressionnant, il reste loin de représenter la charge totale qu'une chaussée doit supporter durant sa vie. La durée de vie des sections a dû être extrapolée.

#### **1.6.2.1.2 Apport de l'essai AASHO**

Les résultats des essais AASHO constituent une source extrêmement intéressante de renseignements de toutes sortes. Ils ont apporté beaucoup d'informations utiles et ont permis d'accomplir des progrès considérables dans les domaines de conception, de l'entretien et de gestion des chaussées. Plusieurs techniques d'observation et de mesures innovatrices sont développées lors des essais.

Le problème majeur auquel ont été confrontés les responsables de l'Essai AASHO au début de l'élaboration du projet, est la caractérisation chiffrée du comportement des chaussées. Pour résoudre ce problème, ils ont cherché à établir une relation entre le sentiment de confort et de sécurité éprouvé par l'utilisateur de la route et certaines caractéristiques objectives de la chaussée. La définition d'un indice de viabilité appelé aussi indice de qualité de service en fonction des caractéristiques de surface de la chaussée est un des principaux apports de l'essai AASHO.

L'étude de l'évolution au cours du temps de l'indice de viabilité de chacune des sections sous l'action du trafic a permis de développer des relations entre ces deux paramètres et les facteurs principaux de l'essai. Ils sont traduits par des abaques de calcul des épaisseurs des couches de chaussées.

Les essais ont permis une analyse approfondie des divers phénomènes qui se produisent dans les couches de chaussées sous l'effet de passage des charges roulantes et des intempéries; ils confirment ainsi de nouvelles techniques de construction des divers types de chaussées devenues aujourd'hui traditionnelles.

L'apport de l'essai AASHO pour les chaussées souples et rigides est récapitulé séparément comme suit :

### **Chaussées souples**

1. Pour le cas des chaussées souples, l'apport essentiel de l'essai AASHO consiste en une étude du comportement des chaussées en fonction des épaisseurs des différentes couches et des charges supportées.
2. L'essai a permis de mettre en évidence les deux modes de dégradation des chaussées souples, à savoir le faïençage et l'orniérage qui sont dus respectivement à une pression excessive au niveau du sol et une contrainte excessive à la base du revêtement. L'essai a mis en évidence, pour la première fois, le fait que la rupture se produit par fatigue, sous accumulation d'un grand nombre de charges.
3. Les méthodes de conception des chaussées souples disponibles à cette époque sont fondées principalement sur les caractéristiques d'identification des sols. Pour combler cette insuffisance, de nouvelles méthodes fondées sur les résultats de l'essai AASHO ont été développées. On cite comme exemple : la méthode de Liddle du Bureau of Public Roads et la méthode de Shook et Finn de l'Asphalt Institute (Yoder et Witczak, 1975). L'avantage de ces méthodes par rapport aux méthodes antérieures est qu'elles tiennent compte de la rigidité des couches liées. Un autre avantage des nouvelles méthodes est de tenir compte d'une façon explicite du trafic supporté par la chaussée pour le dimensionnement. La méthode C.B.R ne considère qu'une charge d'essieu et non du nombre des charges supportées par la chaussée.

## **Chaussées rigides**

1. L'essai a permis de confirmer plusieurs aspects relatifs aux chaussées rigides :
  - Les armatures n'améliorent en aucun cas la tenue de la dalle en béton, les chaussées non armées ont eu le même comportement que les chaussées armées;
  - L'épaisseur de la fondation n'a pas d'incidence sur la tenue de la dalle;
  - En contrepartie, la suppression de la fondation réduit la durée de vie des chaussées de l'ordre de 30%.
  
2. L'essai a permis de mettre en évidence le fait que la fissuration et le pompage sont les deux phénomènes qui causent la détérioration des chaussées rigides.
  
3. Lorsque les couches supérieures seront soumises à un gradient de température, il apparaît le phénomène de cambrure « curling ». Aux heures fraîches, les angles de dalles se soulèvent et aux heures chaudes, c'est le centre de la dalle qui décolle. Le gradient de température entraîne des contraintes internes dues au gradient thermique et des défauts d'appui sur la fondation.

### **1.6.2.2 Les essais de chargements répétés sur plaques**

Ce type d'essai est généralement réalisé sur des plaques en acier ou des coussins hydrauliques (boîte cylindrique en acier avec un fond pourvu d'une paroi de caoutchouc) qui est muni d'un dispositif de mise en charge (Tessier, 1990). Les mesures de déflexions se font par des capteurs. Les essais de chargement répétés permettent l'évaluation de la portance ou la capacité de support d'une chaussée. Comme les chargements répétés ne correspondent pas à un trafic réel, les essais sur plaques doivent être corrélés avec le comportement de la chaussée sous trafic.

L'essai de plaque sur une chaussée souple a pour but de caractériser le comportement à la fatigue de l'ensemble chaussée et sol support. Sur une chaussée rigide, elle a aussi pour but de déterminer la charge de service provoquant la contrainte maximale admissible de traction par flexion en un point de la dalle de béton où elle peut être mesurée; il permet également d'apprécier les conditions de transferts de charge et d'appui des dalles.

### **1.6.2.3 La déflectométrie**

La déflectométrie est l'étude des déformations de la surface de la chaussée au passage d'une charge roulante (Tessier, 1990). La déflexion totale est la somme de la déflexion élastique (correspond à la déformation restituée une fois la charge enlevée) et la déformation permanente (correspond au tassement ou compactage des différentes couches de matériaux). On distingue deux types d'appareils de mesure de déflexion : les déflectomètres statiques comme la poutre de Benkelman, le déflectographe Lacroix, les déflectomètres dynamiques, comme le déflectomètre électromagnétique Dynaflect et le déflectomètre FWD (Falling Weight Deflectometer).

### **1.6.2.4 Remarques sur les essais accélérés**

Avec les essais AASHO, des essais statiques à la poutre Benkelman et des essais dynamiques ont été réalisés. Une série de corrélations, entre la tenue des chaussées sous le trafic, les déflexions et les déformations, a été établie pour les chaussées souples et rigides. Ce type de corrélation permet de caractériser une chaussée par des paramètres simples à déterminer (Jeuffroy, 1983).

### 1.7 Évaluation de l'état de la chaussée – Indice de viabilité

La première fonction d'une chaussée est de servir des usagers. L'opinion d'un usager sur les services que lui rend une route, est subjective. Il n'existe pas d'essais permettant d'exprimer en unités objectives la qualité d'une chaussée, telle que ressentie par un usager. Toutefois, certaines caractéristiques des chaussées mesurées objectivement peuvent influencer le confort au roulement et donc, l'appréciation des usagers. Si on combine ces caractéristiques selon une pondération convenable, on peut établir une relation entre les dites caractéristiques et l'appréciation subjective des usagers.

C'est lors des essais AASHO que la technique de relier des paramètres mesurés objectivement et l'appréciation subjective des usagers a été mise au point (AASHO, 1962). Cette technique est rendue nécessaire, étant donné que les sections de l'essai ont une longueur trop petites (30 m), pour pouvoir être appréciées objectivement. L'appréciation de la viabilité a été reliée aux mesures objectives des irrégularités du profil longitudinal, à l'étendue des fissurations et aux irrégularités du profil en travers (ornières) pour le cas des chaussées souples seulement. Cette analyse a abouti à la définition d'un indice de viabilité qui constituait une bonne approximation de l'appréciation moyenne d'un panel d'usagers.

Deux termes permettent l'appréciation de la qualité d'une route, l'indice de viabilité et la note de viabilité :

- Note de viabilité (Present Serviceability Rating, PSR) : moyenne des appréciations individuelles d'un groupe d'usagers représentatifs;
- Indice de viabilité (Present Serviceability Index, PSI) : note chiffrée obtenue à partir des mesures objectives permettant d'estimer la note de viabilité d'une chaussée.

La note de viabilité et l'indice de viabilité sont deux indicateurs numériques représentatifs de l'état de la chaussée. Ils peuvent prendre des valeurs comprises entre 0 (chaussée en très mauvais état) et 5 (chaussée en très bon état). La correspondance de ces valeurs avec l'état de la chaussée est la suivante :

Tableau IV  
Correspondance entre le PSR&PSI et  
l'état de la chaussée

PSR - PSI	Niveau de service
0 - 1	Très mauvais
1 - 2	Mauvais
2 - 3	Passable
3 - 4	Bon
4 - 5	Très bon

Le PSI d'une chaussée a été expérimentalement défini lors des essais AASHO respectivement pour les chaussées souples et rigides comme :

$$PSI = 5.03 - 1.91 \cdot \log(1 + \overline{SV}) - 1.38 \overline{RD}^2 - 0.01 \sqrt{C + P} \quad (1.25)$$

$$PSI = 5.41 - 1.78 \cdot \log(1 + \overline{SV}) - 0.09 \sqrt{C + P} \quad (1.26)$$

Avec :  $\overline{SV}$  = La variance de la pente du profil en long.  
 $\overline{RD}$  = Profondeur d'ornière.  
 C = Surface relative de fissure.  
 P = Surface relative réparée.

Depuis 1984, la Banque Mondiale a développé un indice de mesure du niveau de confort de roulement de la chaussée : c'est l'indice de rugosité international « IRI » (International Roughness Index) (Sayer et al, 1986). L'IRI est exprimé en mètre de dénivelé par kilomètre. C'est une mesure objective du confort au roulement et peut être évaluée à l'aide d'un profilomètre ou d'un roulemètre. L'étude de la banque mondiale a permis d'établir une relation entre l'IRI et le niveau de confort au roulement ressenti par un panel d'utilisateurs « PSR ». En 1993, le ministère des Transports du Québec a entrepris une expérience permettant d'établir une relation entre l'IRI et le PSR de la forme suivante (Plante et Leroux, 1995) :

$$PSR = 5 \times e^{(\alpha \times IRI)} \quad (1.27)$$

Avec :  $\alpha$  désigne un paramètre qui dépend de la classe de route.

## CHAPITRE 2

### PROCÉDURES ET MÉTHODOLOGIES DE CONCEPTION DES CHAUSSÉES

#### 2.1 Introduction

Un grand nombre de méthodologies existent pour la conception des chaussées (Haas et al, 1994). La complexité de chacune de ces méthodes peut grandement varier. Chaque administration routière utilise la méthodologie qui lui semble la plus pertinente. Des points communs entre chacune des méthodologies peuvent néanmoins être dégagés.

#### 2.2 Évolution des méthodologies de conception des chaussées

La conception des structures de chaussées a subi des évolutions constantes au cours du XX<sup>ième</sup> siècle. Le schéma classique des pratiques anciennes de conception des chaussées se borne généralement à la sélection d'une structure type ou à l'analyse structurale de la chaussée, comme le montre la Figure 9 :

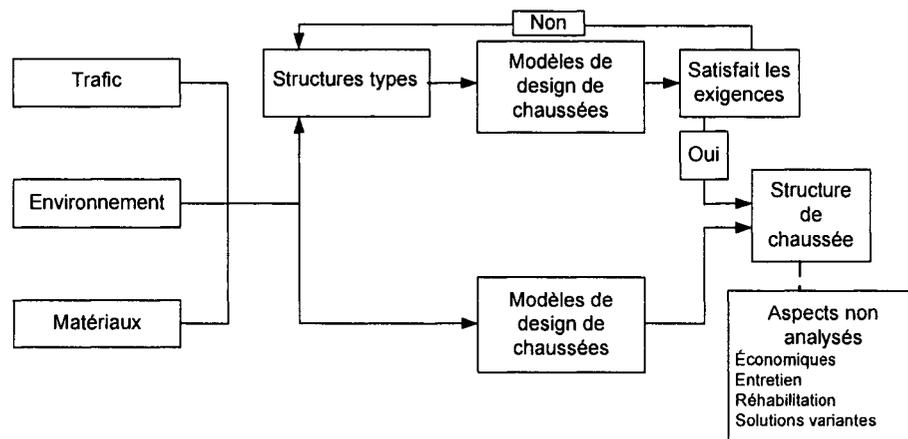


Figure 9 Organisation de la technique ancienne de design des chaussées (Haas et al, 1994)

Le dimensionnement des chaussées se fait en prenant en considération les contraintes physiques liées au trafic, à l'environnement et aux matériaux de construction. Les contraintes physiques sont utilisées, par la méthodologie de conception de chaussée, pour sélectionner les épaisseurs des couches de chaussée. Les méthodologies de conception suivent deux types de cheminement :

- Les méthodologies peuvent suivre un processus itératif. L'épaisseur et la nature des couches de chaussées sont préalablement choisies. Elles doivent vérifier les contraintes mécaniques requises pour être validées. Dans le cas contraire, l'épaisseur des couches est redéfinie jusqu'à satisfaire les contraintes mécaniques;
- L'épaisseur et la nature des couches de chaussées peuvent être directement fournies par les modèles de dimensionnement de chaussées, moyennant la définition préalable des contraintes physiques de dimensionnement.

Il est à noter que les méthodologies de conception de chaussées ne prennent pas en considération les aspects économiques, l'entretien, la réhabilitation ou les choix des solutions variantes. Ce schéma classique de conception des chaussées s'applique pour les chaussées rigides et pour les chaussées souples.

Les épaisseurs des couches de chaussées étaient auparavant conçues à l'aide des techniques expérimentales et des pratiques courantes. Dans les années 1930, sont apparues les premières approches scientifiques, qui n'ont cessé d'évoluer depuis (Raymond, 1993). Les premières approches scientifiques reposent sur les propriétés mécaniques et physiques des matériaux utilisés.

Vers la fin des années 1930, des méthodes théoriques se basant sur l'analyse des contraintes et déformations engendrées dans la chaussée par les charges sont développées (Haas et al, 1994). Ces méthodes théoriques font appel à des modèles analytiques. L'avènement des outils informatiques dans les années 1960 permet une

avancée décisive des méthodes, basées sur l'étude mécaniste de la répartition des charges dans les chaussées. L'avantage des méthodes mécanistes est qu'elles permettent de décrire les mécanismes physiques de fonctionnement des chaussées.

Des méthodologies basées sur des tests expérimentaux ont vu le jour au début des années 1960 (Haas et al, 1994). Ces méthodes s'appuient sur les essais AASHO et sur d'autres essais de moindre envergure. Elles prennent en compte le comportement, à long terme, de la structure de chaussée. Elles permettent de conduire des analyses économiques, selon le cycle de vie, en comparant la performance à long terme de plusieurs variantes et options de structures de chaussées.

Le programme LTPP d'études des performances à long terme des chaussées est lancé en 1987 (FHWA, 2003). Ce programme vise à rassembler le maximum de données sur le comportement des chaussées, dans l'ensemble du territoire des États Unis et du Canada. Le traitement et l'analyse de ces données doivent conduire à la création d'outils valables, permettant de relier l'analyse structurale et la performance à long terme des chaussées.

### **2.3 Les phases gouvernant la conception des chaussées**

Le processus de conception d'une chaussée peut se subdiviser en trois phases majeures :

1. Une phase informative, qui est destinée à récolter des données physiques, à fixer des objectifs et à analyser les contraintes.
2. Une phase d'élaboration, qui consiste à définir des options et alternatives possibles de dimensionnement des chaussées, pour un projet routier.
3. Une phase d'évaluation qui doit conduire au choix de l'alternative la plus appropriée.

Le processus conduisant à l'implémentation d'un projet routier est présenté sur la figure 10.

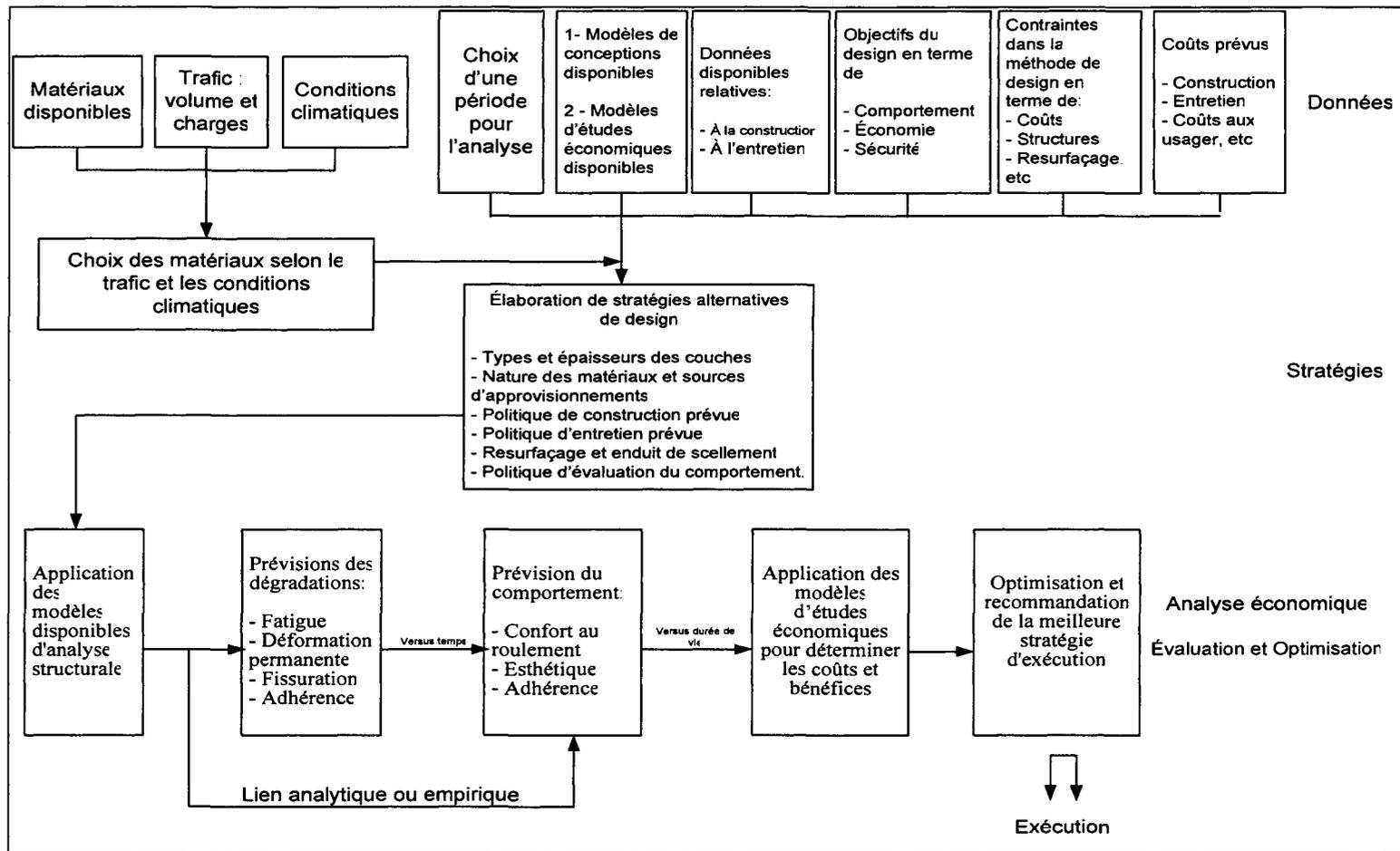


Figure 10 Phases du processus de conception de chaussée (Haas et al, 1994)

## **2.4 Objectifs et contraintes de conception**

Dans un processus de conception de chaussées, selon l'approche systémique, il est nécessaire de bien définir les objectifs et les contraintes du problème. Les objectifs et les contraintes concernent aussi bien la chaussée que le processus de conception (Haas et al, 1994).

### **2.4.1 Objectifs de la chaussée**

Les objectifs d'une chaussée, durant la phase de construction et en service, sont en général d'ordre économique et social. Il s'agit d'assurer :

1. Des économies maximales sur les coûts de construction et d'exploitation, assumés par les administrations routières et des coûts aux usagers.
2. Une sécurité maximale ou adéquate.
3. Une qualité de service maximale ou suffisante.
4. Une capacité de transport maximale ou adéquate, en terme d'amplitude et répétitions des charges.
5. Une détérioration physique due au trafic et aux conditions climatiques minimales ou limitées.
6. Une pollution (bruit, air) minimale ou limitée durant la phase de construction.
7. Une continuité dans le zonage avoisinant.
8. Une bonne esthétique et apparence.

Ces huit objectifs ne peuvent pas être assurés simultanément. Certains objectifs se contredisent entre eux; ceci se produit avec tout processus complexe, qui tend à satisfaire des besoins économiques et sociaux. Dans un projet routier, on cherche toujours à trouver un compromis entre les différents objectifs. L'influence de chaque objectif dépend du type de chaussée et du trafic.

### **2.4.2 Objectifs de la conception de la chaussée**

L'objectif d'un processus de conception de chaussée est de concevoir une structure de chaussée qui, une fois construite, doit satisfaire les objectifs de la chaussée définis précédemment. Les objectifs spécifiques, dans un processus de conception de chaussée, sont de nature technique, économique et sociale. Certains de ces objectifs concordent avec les objectifs de chaussée alors que d'autres sont propres au processus de conception. On dénombre huit objectifs majeurs, à savoir :

1. Développer une stratégie de conception permettant d'assurer un maximum d'économie, de sécurité et de qualité de service.
2. Considérer toutes les alternatives possibles de design.
3. Reconnaître l'hétérogénéité et la variabilité des paramètres de conception.
4. Maximiser la précision de la viabilité et qualité de roulement, de la sécurité et des détériorations de toutes les options alternatives.
5. Maximiser la précision des coûts et bénéfices.
6. Minimiser les coûts de conception.
7. Maximiser les échanges d'informations entre les personnes chargées de la construction et ceux chargées de l'exploitation.
8. Maximiser l'utilisation des matériaux et mains-d'œuvre locales dans le design considéré.

Les niveaux (minimums et maximums) désirables des objectifs de la chaussée et du processus de conception peuvent ne pas être maintenus à un même niveau durant la durée de vie de l'ouvrage; ils dépendent du type de chaussée, du trafic en volume et en charge et aussi, des contraintes de conception et notamment, des contraintes budgétaires.

On cherche toujours à assurer un niveau désirable des objectifs, jusqu'à la fin de la période d'analyse, compte tenu des contraintes de conception.

### **2.4.3 Contraintes de conception**

Les contraintes de conception sont généralement de natures économiques, physiques et techniques. Elles incluent :

1. La disponibilité en temps et en budget, pour la conception et la construction.
2. Un niveau de service minimum permis avant la réhabilitation.
3. La disponibilité des matériaux.
4. Les épaisseurs minimums et maximums des couches.
5. Durée minimale entre resurfaçage.
6. Ressources disponibles en personnels qualifiés et équipements appropriés pour les travaux d'entretiens.
7. Ressources disponibles en personnels qualifiés et équipements appropriés pour les études et les essais.
8. Disponibilité des modèles structuraux et économiques adéquats.
9. Qualité et ampleur des données disponibles pour la conception.

## **2.5 Méthodes de design utilisées en Amérique du Nord**

Quatre méthodes de dimensionnement de chaussées sont couramment utilisées en Amérique du Nord : les méthodes AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) et AI (Asphalt Institute) pour les chaussées souples et les méthodes AASHTO et PCA (Portland Cement Association) pour les chaussées rigides. Certaines administrations routières ont développé leurs propres méthodes de conception de chaussées.

### **2.5.1 Méthodes de design appliquées au Canada**

Dans le cadre du programme canadien SHRP (C-SHRP, 2002), un recensement sur les pratiques des différentes agences canadiennes montre une nette tendance à l'utilisation

de la méthode ASSHTO pour la conception des chaussées souples et rigides. Un sommaire des différentes méthodes utilisées par les agences canadiennes est reproduit au Tableau V :

Tableau V

## Méthodes de design utilisées au Canada

Agence	Chaussées souples		Chaussées rigides	
	Méthode de design	Période de design	Méthode de design	Période de design
Colombie-Britannique	AASHTO 93	20	Généralement non utilisé	---
Alberta	AASHTO 93	20	Généralement non utilisé	---
Saskatchewan	Méthode Shell Asphalt Institute	15	Généralement non utilisé	---
Manitoba	AASHTO 93 (nouvelle construction) Asphalt Institute (réhabilitation)	20	AASHTO 93	20
Ontario	AASHTO 93 Asphalt Institute	20	AASHTO 93 PCA Sections standard	30
Québec	AASHTO 93	15 - 20	AASHTO 93 PCA	30
Nouveau-Brunswick	AASHTO 93	20	Généralement non utilisé	---
Île du Prince Édouard	Asphalt Institute	20	Non utilisé	---
Nouvelle Écosse	AASHTO 93 Méthode propre	20	AASHTO 93	25
Terre neuve	Sections standard	-	Non utilisé	---
Gouvernement fédéral	AASHTO 93	20	Non utilisé	---

(C-SHRP, 2002)

## 2.5.2 Méthodes de design appliquées aux États-Unis

Raymond (1993) a présenté un recensement réalisé aux États-Unis sur les pratiques des agences routières, en matière de conception des chaussées. Il en ressort clairement la prédominance de l'utilisation de la méthode AASHTO de conception des chaussées souples et rigides. Certaines administrations utilisent plus d'une méthode à la fois où encore, utilisent des méthodes différentes pour les différents types de chaussées rigides.

Pour la conception des chaussées souples, 51 administrations utilisent la méthode AASHTO alors que 5 administrations seulement utilisent la méthode de l'Asphalt Institute, 14 autres administrations utilisent des méthodes propres à eux. 42 des 54 administrations adoptent une période de design de 20 ans, 5 adoptent une période de 30 ans et les 7 administrations restantes adoptent des périodes allant de 10 à 15 ans.

En ce qui concerne les chaussées rigides, les pratiques diffèrent selon le type de chaussée :

- Chaussées à dalles non armées, à joints goujonnés : 33 administrations utilisent la méthode AASHTO et 5 utilisent des méthodes propres.
- Chaussées à dalles armées, à joints goujonnés : 15 administrations utilisent la méthode AASHTO, 3 administrations utilisent la méthode PCA et 2 utilisent des méthodes propres.
- Chaussées en béton armé continu : 19 administrations utilisent la méthode AASHTO et 3 administrations utilisent la méthode PCA.

La tendance dans le choix de la période de design pour les chaussées rigides est de 20 ans. Cette période est adoptée par 30 administrations, 8 adoptent une période de 30 ans et le reste adoptent des périodes allant de 12 à 40 ans.

## 2.6 Méthodes pour le dimensionnement des chaussées

Les concepteurs des chaussées disposent de plusieurs méthodes de dimensionnement des chaussées. Ces méthodes sont développées soit à partir d'études et de recherches se basant sur des modèles analytiques ou, soit à partir de l'expérimentation et les observations du comportement des chaussées aux passages des charges roulantes. Chacune de ces méthodes a ses avantages et ses limites par rapport aux conditions locales de chaque administration. C'est pour cette raison que, certaines procédures sont plus adaptées que d'autres, pour des situations de dimensionnement données. Les administrations routières optent généralement pour le choix d'une méthode particulière parmi d'autres, sachant qu'elle s'adapte le mieux aux conditions locales ou procèdent à la modification d'une méthode standard pour l'adapter à ces propres conditions.

Toutes les méthodes de dimensionnement des chaussées qui sont utilisés en Amérique du Nord considèrent les facteurs suivants :

1. Le trafic : c'est le facteur le plus important dans le dimensionnement des chaussées. Il peut être estimé à partir des débits de circulation, des charges axiales et du taux d'accroissement.
2. Les conditions climatiques : la précipitation, les variations de températures, la teneur en humidité et les cycles de gel-dégel.
3. Le sol support : la nature du sol, propriétés mécaniques, physiques et chimiques.
4. Les matériaux des différentes couches : propriétés, coûts unitaires.
5. Programme de construction et d'entretien prévus.
6. Les contraintes : budget, indice de viabilité minimum admissible, la période d'analyse.

### **2.6.1 Facteurs de trafic et de charge**

La plupart des méthodes de conception et d'entretien des chaussées prennent en compte la composition du trafic.

La connaissance du trafic en volume et des charges réelles transportées permettent le dimensionnement des structures de chaussées, l'estimation des coûts et les bénéfices des programmes d'investissement ainsi que l'évaluation économique des projets. Elles permettent aussi d'établir des programmes pour les opérations de construction et d'entretien.

#### **2.6.1.1 Méthodes pour relever les débits de circulation**

Chaque administration routière doit disposer de méthodes pour obtenir le volume du trafic, les charges des véhicules et la mesure des charges axiales.

Pour avoir des données précises sur le trafic circulant effectivement sur les chaussées, il est nécessaire de procéder périodiquement à des comptages et à des pesées pour mesurer les débits et les charges.

Des campagnes périodiques de comptage doivent être réalisées. Ces campagnes peuvent porter sur :

- Le trafic total réalisé, de préférence chaque année; les résultats de ces campagnes se traduisent annuellement par la publication des données relatives au débit journalier moyen annuel (DJMA).
- Le type de véhicule; la détermination de la composition du trafic selon les différents types de véhicules peut être réalisée tous les cinq ans.

Les campagnes périodiques de comptages sont réalisées d'une façon manuelle ou automatique au moyen d'équipements implantés dans les chaussées.

En plus des informations sur le trafic, il est nécessaire de disposer de données sur les charges à l'essieu. La plupart des administrations routières effectuent des campagnes de pesées des camions en mouvement à l'aide de bascules de pesage dynamique implantées dans la chaussée. Ces appareils fournissent les charges à l'essieu et permettent de distinguer les essieux simples, des essieux tandem et tridem. Ils permettent aussi de reconstituer les silhouettes des camions.

### 2.6.1.2 Facteur d'équivalence des charges « FEC »

Les observations faites lors des essais AASHO (1962) sur le comportement des chaussées ont confirmé qu'il existe une proportion définie entre les nombres d'applications de charges de diverses valeurs que peut supporter une chaussée. En choisissant une charge de référence, il est possible donc de relier les autres charges à cette charge de référence par un facteur équivalent d'applications nécessaires pour provoquer une même détérioration.

La charge de référence adoptée lors des essais AASHO est de 8,2 tonnes (18 000 livres ou 18 kips). La charge 8,2 tonnes est la charge maximale admise par la réglementation de la majorité des états et provinces nord américaine. Les actions de charges d'autres valeurs sont exprimées en fonction de l'équivalence à l'essieu simple de 8,2 tonnes. Le facteur d'équivalence est égal au rapport du nombre d'applications d'un essieu de référence au nombre d'applications de la charge prévue provoquant la même détérioration. Le facteur d'équivalence des charges exprime l'agressivité relative d'un essieu de charge donnée par rapport à l'essieu de référence. Une des retombées des essais AASHO est la définition d'un facteur d'équivalence des charges comme suit :

$$\text{Facteur d'équivalence des charges} = \left[ \frac{\text{Charge donnée}}{\text{Charge de référence}} \right]^4 \quad (2.1)$$

Cette équation est référée comme la loi de la quatrième puissance. Cet exposant est une simple approximation. Il est établi suite aux essais AASHO pour les chaussées flexibles. Il varie selon le type et la portance de la structure de chaussée, du type de groupe d'essieu et des épaisseurs des couches.

L'association des transports du Canada (1997) a présenté une étude canadienne des poids et des dimensions des véhicules. Cette étude a été entreprise dans le but de se doter d'une base technique pour la classification des véhicules et la quantification des dommages causés aux chaussées par ces véhicules. L'étude a permis l'adaptation des essais AASHO au contexte canadien. La figure 11 montre les facteurs d'équivalence des charges obtenus lors de l'étude. Les équations de régression des courbes sont aussi présentées dans la dite figure.

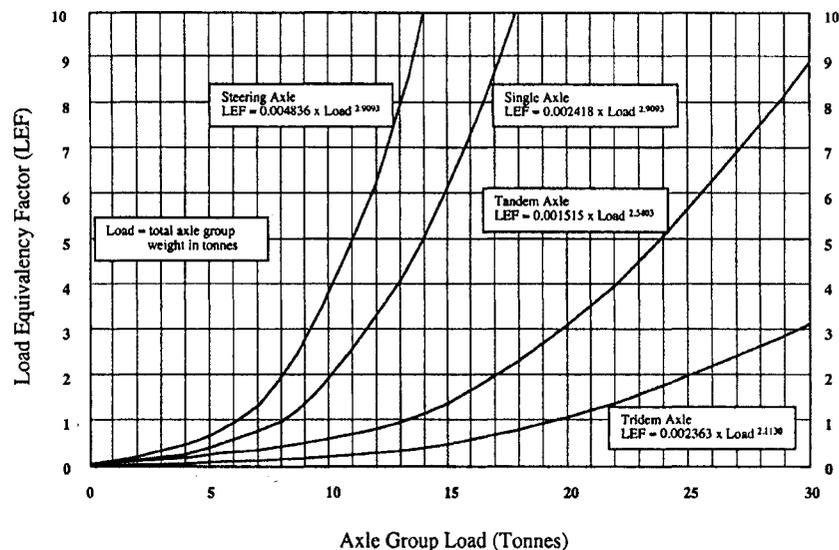


Figure 11 Facteurs d'équivalence des charges moyennes obtenus lors de l'étude canadienne des poids et des dimensions des véhicules (TAC, 1997)

### 2.6.1.3 Équivalent Charges Axiales simples « ÉCAS »

Les facteurs d'équivalence des charges permettent de convertir en nombre équivalent de charges standards le spectre du trafic réel. Ainsi, pour combiner les applications des diverses charges dans une étude de trafic mixte, l'action totale a pour expression :

$$\dot{E}CAS = W_{18} = \sum W_L F_L \quad (2.2)$$

Avec :  $W_{18}$  = le nombre équivalent d'applications de charge axiale simple de 8,2 t.

$W_L$  = le nombre d'application de la charge L.

$F_L$  = le facteur d'équivalence de charge de la charge L.

Il ressort du concept de l'ÉCAS que toute charge plus petite que 8,2 tonnes est une fraction de l'ÉCAS, et que toute charge axiale plus grande est un multiple de l'ÉCAS.

### 2.6.1.4 Méthodes de prise en compte des données pondérales du trafic

Deux catégories de méthodes sont généralement utilisées pour réaliser la conversion en essieux standards équivalents des données provenant du trafic routier.

#### 2.6.1.4.1 La première catégorie

Cette première catégorie se base sur les données provenant de la pesée directe ou des relevés automatiques de pesée des différentes charges axiales agissant sur la chaussée. C'est la méthode la plus exacte pour déterminer l'ÉCAS d'une chaussée. Huang (1993) a présenté une méthode permettant de déterminer le nombre de passages d'essieux équivalents de 8,2 tonnes sur la voie considérée durant la vie utile de l'ouvrage. Dans cette méthode, les facteurs d'équivalence des charges sont appliqués aux classes

individuelles de véhicules et pour chaque charge axiale de véhicules considérés. L'équation pour le calcul de l'ÉCAS peut s'écrire comme suit :

$$\text{ÉCAS} = \sum_i DJMA_i FEC_i fa_i \quad (2.3)$$

Avec :  $\text{ÉCAS}$  = Équivalent de charge axiale simple.

$DJMA_i$  = Débit journalier moyen annuel de l'essieu du type i.

$FEC_i$  = Facteur d'équivalence de charge de l'essieu i appelé aussi coefficient d'agressivité de l'essieu i (truck factor).

$fa_i$  = Facteur d'accroissement de trafic de l'essieu i.

$$fa_i = \frac{\left( (1+g)^n - 1 \right)}{g} \quad (2.4)$$

Avec :  $g$  = Taux d'accroissement de l'essieu i.

$n$  = Période de conception en années.

#### 2.6.1.4.2 La deuxième catégorie

La deuxième catégorie est basée sur un lien empirique, définissant une relation d'ordre statistique entre l'ÉCAS et le trafic en volume. Cette méthode s'applique lorsqu'on ne dispose pas de données provenant de la pesée directe ou des relevés automatiques. Plusieurs méthodes sont développées, elles permettent d'estimer l'ÉCAS à partir des paramètres sur le trafic plus simples à déterminer. L'association des transports du Canada (1997) a présenté deux méthodes simplifiées, pour déterminer le nombre annuel d'ÉCAS, basées sur le débit journalier moyen annuel des véhicules; il s'agit de la méthode simplifiée de l'Asphalt Institute et la méthode simplifiée du programme SHRP.

**a) Méthode simplifiée de l'Asphalt Institute**

Dans cette méthode, l'équation générale suivante est utilisée :

$$\acute{E}CAS = DJMA \times \%VL \times NAVL \times Jours \quad (2.5)$$

Avec :  $\acute{E}CAS$  = Équivalent de Charge Axiale Simple par voie et par an.

$DJMA$  = Débit Journalier Moyen Annuel (Toutes les voies et les deux directions).

$\%VL$  = Pourcentage de véhicules lourds.

$NAVL$  = Nombre d'équivalent de charge axiale simple par Véhicule Lourd (Truck Factor).

$Jours$  = Nombre de jours par année.

**b) Méthode du programme SHRP**

La méthode SHRP pour déterminer le nombre annuel d'ÉCAS est basée sur les équations suivantes :

1 voie par direction :  $\acute{E}CAS = 182,5 DJMA * TP * TF$

2 voies par direction :  $\acute{E}CAS = 182,5 * DJMA * TP * TF * (1,57 - 0,083 \log (DJMA/2))$

+ 2 voies par direction :  $\acute{E}CAS = 182,5 * DJMA * TP * TF * (1,44 - 0,083 \log (DJMA/2))$

Avec :  $\acute{E}CAS$  = Équivalent de charge axiale simple dans la voie de design par année.

$DJMA$  = Débit journalier moyen annuel (toutes les voies et les deux directions)

$TP$  = Pourcentage de véhicules lourds.

$TF$  = Truck factor = 0,76 pour les chaussées flexibles  
= 1,15 pour les chaussées rigides

Le facteur TF varie selon les régions. Un ajustement du TF aux conditions locales est nécessaire pour toutes études du trafic.

### c) Méthode appliquée par le ministère des Transports du Québec

Le trafic prévu est exprimé en nombre total de passages d'essieux équivalent à un essieu de 8,2 tonnes. L'ÉCAS est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$\text{ÉCAS} = \text{DJMA} \times \%D \times \%voie \times \%VL \times TF \times Njrs \times fa \quad (2.6)$$

Avec : ÉCAS = Nombre total prévu de passage d'essieu équivalent à un essieu de 8.2t.

DJMA = Débit journalier moyen annuel de véhicules de tous les types.

%D = Pourcentage de véhicules dans la direction analysée.

%voie = Pourcentage de véhicules sur la voie analysée.

%VL = Pourcentage de véhicules lourds.

TF = Coefficient d'agressivité moyen des véhicules lourds « Truck Factor ».

Njrs = Proportion de véhicules lourds applicable durant l'année au Québec.

Elle est égale à 300 jours, compte tenu de la méthodologie utilisée pour le comptage du trafic.

fa = Facteur d'accroissement pour les véhicules lourds.  $fa = \frac{((1+g)^n - 1)}{g}$

Avec : g = Taux d'accroissement du trafic prévu.

n = Période de conception en années.

### 2.6.2 Méthodes de conception des chaussées souples

Les deux méthodes les plus utilisées en Amérique du Nord seront présentées, à savoir, la méthode de l'Asphalt Institute et la méthode de l'AASHTO. Pour chaque méthode, on présente la base de la méthode suivie d'une description des intrants et du principe

d'application de la méthode. Enfin, une discussion sur les avantages et les limites de chaque méthode ainsi qu'une brève comparaison entre les deux méthodes sont présentées.

### **2.6.2.1 Méthode de l'Asphalt Institute**

La méthode de l'Asphalt Institute est applicable pour la conception des chaussées souples composées de diverses combinaisons de matériaux, pour les différentes couches : enrobé à chaud pour revêtement et couche de fondation, enrobé à froid pour revêtement et couche de fondation et des granulats non liés pour couches de fondation et sous-fondation.

#### **2.6.2.1.1 Développement de la méthode**

L'Asphalt Institute a publié huit manuels de conception des chaussées souples durant la période allant de 1954 à 1969 (Huang, 1993). La procédure adoptée pour leur conception est du type empirique. Les septième et huitième manuels sont basés sur les résultats des essais AASHO, WASHO et d'autres séries d'essais réalisés localement et à l'échelle internationale. En 1981, l'Asphalt Institute a procédé à une révision complète de sa procédure de conception. La nouvelle procédure du type mécaniste se base sur la théorie des systèmes multicouches élastiques (Asphalt Institute, 1981). Une mise à jour est faite en 1991, elle renferme des nouveaux graphiques de conception pour trois types de conditions climatiques. Le but de cette mise à jour est de représenter la plupart des conditions climatiques rencontrées en Amérique du Nord (Asphalt Institute, 1991).

Les graphiques de conception de l'Asphalt Institute sont développés à partir du logiciel DAMA élaboré à l'université du Maryland. Ce logiciel intègre un programme de calcul des contraintes et déformations de type multicouche élastique, appelé Chevron N-Layer. Les indicateurs de performance offerts par le logiciel DAMA sont relatifs aux deux

modes d'endommagement principaux des chaussées souples qui sont : la rupture par fatigue sous flexion répétée et l'orniérage des couches bitumineuses.

Le logiciel DAMA analyse les deux phénomènes qui conditionnent la tenue des chaussées souples : la déformation horizontale en traction à la base du revêtement en enrobé et la déformation verticale en compression au sommet du sol support. Le mode le plus critique, c'est-à-dire celui qui produit l'épaisseur de la structure de chaussée la plus élevée, est retenu pour préparer les graphiques de conception.

DAMA permet de tenir compte des variations saisonnières ou mensuelles du trafic en charge et en volume et des propriétés mécaniques des différentes couches de chaussée. Le logiciel est limité pour le moment à l'analyse des structures de chaussées, constituées de cinq couches; avec un maximum d'une seule couche granulaire, située directement sur le sol support. Une couche en enrobé est toujours exigée en surface.

#### **2.6.2.1.2 Les paramètres structurels de la méthode de l'Asphalt Institute**

Les principaux intrants de design pour la conception des chaussées souples, selon l'Asphalt Institute sont : le trafic, la résistance du sol support, les propriétés des matériaux et les conditions climatiques. L'Asphalt Institute recommande, dans la mesure du possible, le recours à des données récentes pour la conception. Toutefois, en cas d'indisponibilité de données récentes, le manuel de 1991 propose des alternatives pour l'évaluation des paramètres de conception.

##### **a) Trafic**

Dans la méthode de l'Asphalt Institute, le trafic des véhicules de divers poids doit être converti en nombre de passages équivalents des charges axiales simples de 8,2 t

cumulatif pour la période de design « ÉCAS » dont les détails de calcul sont décrits à la section 2.6.1.4.2.

**b) Résistance du sol support**

Les performances de la plate-forme sont fournies à partir de la valeur du module résilient  $M_r$ . La meilleure façon de déterminer  $M_r$ , c'est de réaliser des essais substantiels sur le sol support. Comme les équipements de détermination du module résilient ne sont pas toujours disponibles, une mesure de CBR in situ largement utilisée par les administrations routières permet d'en évaluer le niveau. L'Asphalt Institute propose la corrélation selon la formule :  $M_r = 10.3 \text{ CBR}$ .

L'Asphalt Institute définit le module résilient comme : la valeur du  $M_r$  qui est moins que 60, 75 ou 87.5 % de toutes les valeurs des essais pour la section; ce pourcentage dépend du niveau de trafic.

Tableau VI

Module résilient de conception

ÉCAS	$M_r$ de conception
<10,000	60%
10,000 – 1,000,000	75%
> 1,000,000	87.5%

(Asphalt Institute, 1991)

### **c) Propriété des matériaux**

Les matériaux, des différentes couches de chaussées, sont caractérisés par un module d'élasticité et un coefficient de Poisson. Les manuels de l'Asphalt Institute spécifient les caractéristiques des matériaux utilisés pour la conception des chaussées souples tels que les enrobés à chaud, les enrobés à froid et les matériaux granulaires non traités.

### **d) Conditions climatiques**

La méthode de l'Asphalt Institute tient compte des conditions climatiques à travers les effets des variations mensuelles de températures sur les modules de l'enrobé, du sol support et des matériaux granulaires. Elle fournit des courbes de conception pour des températures moyennes annuelles de l'air « MAAT » de 7 °C, 15.5 °C et 24 °C. Le MAAT permet de caractériser les conditions climatiques de chaque région et les matériaux seront choisis en conséquence. Les effets de l'humidité et du drainage ne sont pas considérés directement dans la méthode.

#### **2.6.2.1.3 Procédures de conception**

L'objectif de la méthode de l'Asphalt Institute de conception des chaussées souples consiste à limiter les déformations horizontales en traction à la base du revêtement en enrobé (source de fissuration par fatigue) et les déformations verticales en compression au sommet du sol support (source d'orniérage et de déformation permanente). Pour assurer cet objectif, l'Asphalt Institute a fixé des critères limites pour les deux sources de dégradations. La fissuration par fatigue est ainsi limitée à 25% de la surface de la chaussée et l'orniérage est limité à 13 mm durant la période de design.

La procédure de conception de l'Asphalt Institute suit les étapes suivantes :

1. Détermination des différents intrants :
  - Le trafic cumulé durant la période de design exprimé en ÉCAS;
  - Le module résilient  $M_r$  du sol support;
  - Le choix du type de revêtement et de fondation; plusieurs structures de chaussées souples peuvent être adoptées, chaussées souples pleines profondeurs, chaussées avec un revêtement en enrobé et une couche de fondation en enrobé posé à froid, chaussées avec un revêtement en enrobé et une fondation granulaire.
2. Calcul des épaisseurs des couches de chaussée qui correspondent aux intrants prédéterminés. Les graphiques de conception, disponibles dans le manuel de 1991 de l'Asphalt Institute, permettent de déterminer pour chaque condition spécifique décrite par les intrants : l'épaisseur total du revêtement en béton bitumineux lorsque la chaussée ne comporte pas d'autre couche, et aussi l'épaisseur minimale du revêtement bitumineux nécessaire pour ces mêmes conditions. Si on prévoit utiliser d'autres matériaux pour les couches de fondation et de sous fondation, on substitue les épaisseurs correspondantes comme suit :
  - 2 cm de fondation granulaire pour remplacer chaque centimètre de béton bitumineux. Soit un rapport de substitution de 2 :1.
  - 2.7 cm de matériaux de sous-fondation pour remplacer chaque centimètre de béton bitumineux. Soit un rapport de substitution de 2.7 :1.
3. Prévoir si possible une conception pour une construction par étapes successives.
4. Effectuer une analyse économique des diverses options de design et choix de la meilleure option.

#### **2.6.2.1.4 Avantages de la méthode de l'Asphalt Institute**

Le premier avantage de cette méthode est qu'elle se base sur une procédure mécaniste. Cette approche commence à gagner en popularité auprès de plusieurs administrations

routières (NHI, 1995). Elle est, de plus, applicable pour la majorité des conditions de design. La méthode est développée à partir du logiciel d'analyse des systèmes multicouches élastiques DAMA.

L'autre avantage de cette méthode est, qu'elle considère d'une façon directe les deux modes de dégradation des chaussées souples : la fissuration par fatigue et l'orniérage. Des critères limites pour les déformations horizontales en traction à la base du revêtement en enrobé et les déformations verticales en compression au sommet du sol support sont adoptés pour développer les graphiques de conception. Des procédures de conception sont disponibles pour les chaussées souples pleine profondeur et les chaussées souples avec des fondations granulaires ou en enrobé posé à froid.

Le calcul des épaisseurs des différentes couches requises peut se faire à l'aide des graphiques de conception ou à partir d'un logiciel (NHI, 1995); ces deux procédures sont relativement simples à utiliser. Une fois que le type de chaussée est choisi, on a besoin seulement de trois intrants pour déterminer l'épaisseur des différentes couches : le trafic exprimé en ÉCAS, le module résilient du sol support et la température moyenne annuelle de l'air.

#### **2.6.2.1.5 Limites de la méthode de l'Asphalt Institute**

La principale limitation de la méthode de l'Asphalt Institute est, qu'elle ne considère pas d'une façon directe les effets environnementaux, dans le procédé de conception. La méthode tente d'introduire les effets environnementaux dans le module résilient du sol support et dans la catégorie d'enrobé bitumineux à utiliser. En revanche, elle ne considère pas certains aspects climatiques, comme la variation saisonnière de l'humidité du sol support, de la fondation et de la sous-fondation.

Les graphiques de conception ne sont disponibles que pour les températures moyennes annuelles de l'air « MAAT » de 7 °C, 15.5 °C et 24 °C. Ces températures ne

représentent qu'une infime portion du Québec. Le MAAT des différentes régions du Québec varie de  $-10.8\text{ }^{\circ}\text{C}$  à  $6.6\text{ }^{\circ}\text{C}$ , elle est de  $6.1\text{ }^{\circ}\text{C}$  pour la région de Montréal.

Bien que la procédure de conception des chaussées souples soit de type mécaniste, plusieurs intrants sont déterminés empiriquement. Comme : le calcul du trafic équivalent « ÉCAS », l'attribution de valeurs empiriques pour les critères limites d'efforts et de déplacements, l'établissement des corrélations empiriques entre des paramètres de résistance des matériaux et le module résilient. En outre, la procédure de conception est basée sur la théorie des systèmes multicouches élastiques; cette théorie suppose que tous les matériaux des différentes couches ont un comportement linéaire et élastique. Or, le béton bitumineux est un matériau qui a un comportement viscoélastique qui varie en fonction du taux de chargement, de la température et du temps.

#### **2.6.2.2 Méthode de l'AASHTO**

La méthode AASHTO est basée sur une analyse empirique des résultats des essais AASHO. Un des objectifs de l'essai était de fournir des informations qui pourraient être employées pour développer des nouvelles procédures et des critères de conception des chaussées. Les résultats de ces essais ont permis le développement et la publication en 1961 d'un guide de conception des chaussées souples et rigides appelé « Interim Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavements » (Huang, 1993). Les procédures de conception, adoptées dans ce guide, sont basées sur des modèles empiriques issus des données collectées lors des essais. Une première révision provisoire, concernant le guide de conception des chaussées souples et rigides, a été publiée en 1971 et révisée partiellement en 1981. Cette dernière révision n'a concerné que le guide de conception des chaussées rigides.

Afin de profiter des progrès accomplis, au fil des temps, dans la technologie de conception des chaussées, le sous-comité de conception de chaussée de l'AASHTO avec

la collaboration de consultants spécialisés ont procédé à une mise à jour en 1986 du guide (AASHTO, 1986). Celui-ci propose des modifications majeures par rapport aux pratiques originales de conception des chaussées souples. Une nouvelle version du guide révisé est publiée en 1993 (AASHTO, 1993).

#### 2.6.2.2.1 Développement de la méthode

Les multiples modifications, apportées à la version 1986 du guide, étaient entreprises dans le but de généraliser l'applicabilité de la procédure de conception sous différents climats, matériaux et sols existant à travers les États-Unis. Le modèle empirique original de régression relie l'indice de viabilité « PSI » au nombre structural « SN » et charges axiales (amplitude, type, nombre de répétitions). Ce modèle a été mis à jour à plusieurs reprises. Les modifications aux pratiques originales incluent (AASHTO, 1993) :

1. L'introduction du module résilient effectif pour fournir une caractérisation rationnelle du sol support;
2. La prise en compte des conditions de drainage;
3. Les coefficients structuraux des couches sont liés aux modules résiliants, CBR et facteur R;
4. L'intégration du concept de fiabilité dans l'analyse des risques liés à la conception des chaussées.

Le dimensionnement se fait à l'aide d'une équation de régression. L'équation empirique dérivée des observations des essais AASHO s'exprime comme suit (AASHTO, 1993) :

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 9.36 \cdot \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(145.04 \cdot M_R) - 8.07 \quad (2.7)$$

Avec :

- W18 : Nombre total admissible de passages d'essieux équivalents à un essieu simple à roues jumelées de 8.2 t.
- $Z_R \times S_0$  : Facteur de fiabilité. Introduit pour tenir compte de l'incertitude sur la prédiction de trafic et de la dispersion sur les performances des matériaux.
- $S_0$  : Erreur Standard de l'estimation qui tient compte de toutes les imprécisions. Elle intègre la dispersion de toutes les données.
- Fiabilité R : Probabilité que la structure présente un niveau de qualité supérieure ou égale à celle qui est visée à la fin de la période de conception.
- $Z_R$  : Déviation normale, ou multiple de l'écart type, associée à la fiabilité R retenue.
- PSI : Indice de viabilité. Il correspond au niveau de dégradation de la chaussée et leurs effets perçus par les usagers. Le  $\Delta PSI$  est la perte de viabilité, c'est la différence de PSI entre une chaussée neuve et une chaussée à refaire.
- $M_R$  : Module résilient du sol support.
- SN : Nombre structural, il exprime l'épaisseur effective de la structure de la chaussée.

Le dimensionnement de la chaussée est jugé adéquat, lorsque sa durée de vie exprimée en nombre de passages d'essieux équivalent à un essieu de 8.2 t (W18), sera égale ou supérieure au nombre de passages prévu de l'essieu de référence.

Après la résolution de cette équation, dont l'inconnu est le nombre structural SN, le concepteur doit, par la suite, déterminer les épaisseurs de différentes couches.

#### **2.6.2.2.2 Les paramètres structurels de la méthode AASHTO**

##### **a) Vie utile**

La vie utile est définie comme la période de temps écoulée entre la mise en service d'une nouvelle chaussée et le moment où elle a besoin d'une intervention majeure (réhabilitation ou reconstruction). Elle peut correspondre aussi à l'intervalle de temps entre deux interventions majeures effectuées sur une même chaussée. Chaque administration routière doit disposer de données propres quand au choix de la vie utile applicable à son réseau local. Ce choix est en fonction :

- Des prévisions du trafic : la plupart des études en transport adoptent des prévisions sur des périodes variant de 20 à 30 ans;
- Du type et catégorie de la chaussée;
- Des coûts escomptés : certaines administrations fixent les niveaux de coûts dans les études économiques de conception des chaussées (économies en termes d'entretien et des coûts déduits d'exploitation des véhicules);
- Des conditions climatiques et environnementales;
- De la qualité des matériaux et du sol disponibles;
- Des conditions d'exécutions;
- De l'utilisation prévue pour la chaussée et du niveau de service désiré.

##### **b) Trafic**

La procédure de conception, selon l'AASHTO, est basée sur l'équivalent de charge axiale simple ÉCAS; ainsi le trafic total doit être ramené au nombre de passages de l'essieu de référence cumulatif, durant la période de design.

**c) Module résilient effectif du sol support**

Dans le guide AASHTO de 1986, les performances du sol support sont fournies à partir de la valeur du module résilient effectif du sol support. C'est une valeur pondérée équivalente à l'effet combiné de toutes les valeurs saisonnières du module. Le module saisonnier se base sur la quantification du dommage causé à la chaussée durant chaque saison de l'année. Le module résilient effectif se calcule comme suit :

1. Subdivision de l'année, en saisons, pendant lesquelles les différents modules saisonniers sont représentatifs.
2. Détermination du module résilient correspondant à chaque saison de l'année.
3. Calculer les dommages relatifs  $u_f$  associés à chaque module saisonnier, selon la formule suivant :

$$u_f = 1.18 \times 10^8 \times M_R^{-2.32} \quad (2.8)$$

4. Additionner les dommages relatifs.
5. Diviser le dommage relatif total par le nombre des saisons, pour obtenir la moyenne annuelle.
6. Déterminer le module résilient effectif correspondant à la moyenne annuelle des dommages saisonniers.

**d) Viabilité**

Dans la méthode AASHTO, le niveau de confort de roulement qui correspond au niveau de dégradations de la chaussée perceptible par les usagers, se mesure par l'indice de viabilité. Pour le dimensionnement d'une chaussée, il faut fixer le niveau de viabilité initial et final, afin de calculer la perte de viabilité durant sa vie utile :

$$\Delta PSI = PSI_{initial} - PSI_{final} \quad (2.9)$$

### e) **Fiabilité**

Le concept de fiabilité est introduit dans la procédure de conception de l'AASHTO de 1993 pour les chaussées souples et rigides.

La structure d'une chaussée est généralement dimensionnée pour une durée de service longue, pouvant aller de 15 à 40 ans. Le calcul de dimensionnement nécessite l'évaluation au préalable de nombreux paramètres, entre autres :

- La portance du sol support.
- La qualité et le comportement à la fatigue des matériaux des différentes couches.
- Le niveau d'agressivité du trafic et son évolution durant la vie utile.

Dans la conception, afin de tenir compte du risque associé à l'évaluation des différents paramètres, l'AASHTO a introduit la notion de fiabilité. La fiabilité, est la probabilité qu'une section de la chaussée réponde aux exigences du trafic, en terme de confort au roulement, durant sa vie utile.

La fiabilité dépend de l'erreur présente dans les données de conception et de l'erreur présente dans les courbes de comportement. Ces deux paramètres combinés peuvent être représentés par la variance ou l'écart type ( $S_0$ ). L'écart type représente la dispersion des données prédites par rapport aux données de comportement constatées.

Selon la méthode AASHTO, pour un niveau de fiabilité donné, la courbe de conception sera décalée de la courbe de comportement par une valeur égale à  $S_0$  multipliée par l'écart type normal ( $Z_R$ ).

Le guide AASHTO 1993 recommande une valeur de  $S_0$ , pour la conception des chaussées souples, comprise entre 0,4 et 0,5. Au Québec, la valeur recommandée pour fin de conception est de 0,45.

#### f) Les coefficients structuraux

Le coefficient structural d'une couche mesure la capacité relative d'une unité d'épaisseur d'un matériau donné à fonctionner comme un composant structural, d'une structure de chaussée. Le concept de coefficient structural est basé sur les résultats empiriques de l'essai AASHO. Bien que le coefficient caractérise la capacité d'un matériau à supporter des charges, il ne représente pas d'une façon directe la résistance des matériaux.

Les coefficients structuraux des couches de la chaussée peuvent dériver des essais locaux réalisés dans les mêmes conditions que les essais AASHO, ils peuvent être déterminés par des corrélations avec les propriétés des matériaux (MTQ, 1999):

- Revêtement d'enrobé bitumineux:  $a = 0,414 \cdot \log(145,04 \times M_R) - 1,896$  (2.10)

- Fondation granulaire :  $a = 0,249 \cdot \log(145,04 \times M_R) - 0,977$  (2.11)

- Sous-Fondation granulaire :  $a = 0,227 \cdot \log(145,04 \times M_R) - 0,839$  (2.12)

#### g) Drainage

La méthode AASHTO de conception des chaussées souples, prévoit l'ajustement des coefficients structuraux, au moyen d'un facteur m afin de tenir compte des effets de drainage dans le comportement de la chaussée. Les facteurs de drainage m, des différentes couches, peuvent être obtenus à partir d'un tableau disponible dans le guide AASHTO; ils dépendent de la qualité du drainage et du temps durant lequel la structure de la chaussée serait exposée à des niveaux d'humidité approchant la saturation.

##### 2.6.2.2.3 Procédures de conception

La conception de chaussées souples selon l'AASHTO, débute par le calcul du nombre structural SN à partir de l'équation (2.8). SN exprime l'épaisseur effective de la structure

de la chaussée. Il correspond à la somme pondérée des épaisseurs des différentes couches, le coefficient pondéral de chaque couche dépend de la nature des matériaux  $a_i$  et des conditions de drainage de la couche  $m_i$ . Le nombre structural s'exprime à partir de l'équation suivante :

$$SN_i = a_1 D_1 + \dots + a_j D_j m_j \dots + a_i D_i m_i \quad (2.13)$$

Avec :  $SN_i$  = Nombre structural au-dessus de la couche i-1.  
 $D_j$  = Épaisseur de la couche j.  
 $a_j$  = Coefficient structural de la couche j.  
 $m_j$  = Coefficient de drainage de la couche j.

#### a) Sélection des épaisseurs des couches

Une fois le nombre structural calculé, à partir de l'équation (2.8), le concepteur doit déterminer les épaisseurs des différentes couches qui permettent d'assurer la portance exigée de la structure. L'équation (2.13) permet de trouver des épaisseurs pour les couches de revêtement de fondation et de sous-fondation. Cette équation n'a pas de solution unique et plusieurs combinaisons d'épaisseurs sont acceptables. Toutefois, la considération des contraintes de constructions, de conceptions et de coûts permet d'éliminer un certain nombre de combinaisons et d'éviter ainsi la construction de designs impraticables. Certaines de ces contraintes sont expliquées ci-dessous.

#### b) Procédure générale de sélection des épaisseurs des couches

Les chaussées flexibles sont des systèmes multicouches et devraient être conçues en conséquence. Chaque couche doit supporter les charges verticales excessives qui peuvent causer des déformations permanentes. Ceci exige que des épaisseurs minimums soient employées pour chaque couche du système. La procédure de détermination de ces épaisseurs est détaillée dans la figure 12.

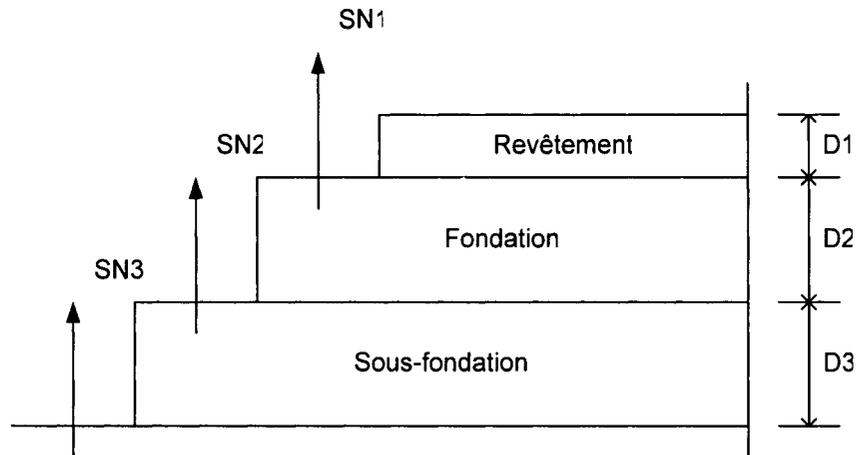


Figure 12 Procédure de sélection des épaisseurs minimums des couches, à partir de l'approche d'analyse multicouche (AASHTO, 1993)

La sélection des épaisseurs minimums de chaque couche, selon l'AASHTO, découle du principe selon lequel le nombre structural de chaque couche doit permettre à la couche en question de supporter les charges verticales, sans déformation excessive durant la période de design. On doit donc résoudre l'équation (2.7) pour chacune des composantes structurales du système multicouche. On opère par couche à partir du revêtement; le support sera le matériau juste au-dessous. Le détail du calcul sera le suivant :

- On commence par la première couche. Le SN1 sera déterminé en considérant le module de la couche 2, on aura donc :  $SN1 = a_1 D_1$ , l'épaisseur de la première couche doit être supérieure ou égale à l'épaisseur minimale.

$$D1 \geq \frac{SN1}{a1} \quad (2.14)$$

- On résout par la suite l'équation AASHTO pour la deuxième couche. Le SN2 sera déterminé en considérant le module de la couche 3,  $SN2 = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2$ , l'épaisseur minimale de la deuxième couche sera :

$$D2 \geq \frac{SN2 - SN1}{a2 \cdot m2} \quad (2.15)$$

- Le calcul sera poursuivi jusqu'à la fin :

$$SNn = a1 \times D1 + \dots + an \times mn \times Dn \quad (2.16)$$

#### 2.6.2.2.4 Avantages de la méthode AASHTO

La méthode AASHTO de conception de chaussées présente plusieurs avantages. L'avantage principal est qu'il s'agit d'une méthode directe, simple à utiliser. Le guide AASHTO fournit en plus des équations, des graphiques qui facilitent énormément la procédure de dimensionnement des chaussées. Avec le développement du logiciel de conception, selon la méthode AASHTO « DARWin », celle-ci est devenue encore plus simple à utiliser. Le guide fournit une assistance et des simplifications pour le choix de la plupart des paramètres de conception. Le logiciel DARWin peut exécuter d'une façon rapide des analyses de sensibilité sur chaque paramètre de conception.

Un autre avantage de la méthode est qu'elle a été actualisée et mise à jour depuis la publication de la version originale de 1962. Les progrès accomplis, au fil des temps, dans les techniques de conception, dans les matériaux de chaussée et les charges dues au trafic ont été pris en considération dans les versions récentes. La procédure représente un outil valable pour la conception des chaussées. Elle est actuellement utilisée par la majorité des administrations routières en Amérique du Nord.

La procédure AASHTO, de conception des chaussées souples, est générale. Elle est applicable pour différentes conditions climatiques, différents types de matériaux et différents types de trafics. La procédure permet aussi d'ajuster le dimensionnement selon des conditions climatiques bien particulières comme le gel-dégel et le gonflement

des sols. Les conditions climatiques sont prises en considération à travers la variation saisonnière du module résilient.

#### **2.6.2.2.5 Les limites de la méthode AASHTO**

Les limitations principales de la méthode AASHTO reposent sur l'utilisation d'un procédé de conception qui a été développé, dans un milieu spécifique, sur une période très courte. Cette méthode repose sur les essais AASHO réalisés dans la région d'Ottawa en Illinois sur un sol donné, avec des matériaux donnés, selon des conditions de construction bien contrôlées et sous des conditions climatiques particulières à la région. Les planches d'essais ont reçu un trafic accéléré intense et qui est loin de représenter la charge totale qu'une chaussée doit supporter durant sa vie; ces planches étaient en plus très courtes (30 m). Cette façon de procéder, peut rendre douteuse toute extrapolation des résultats des essais, si aucune mesure d'ajustement n'a été entreprise. Il est essentiel, dans ce cas, que le concepteur soit bien averti sur les sources de limitations et les faiblesses du procédé de conception. Les sources de limitations peuvent être résumées ainsi :

- **Matériaux et sol support** : les essais AASHO ont été réalisés avec un nombre spécifique de matériaux de chaussée et sur un seul type de sol support. L'extrapolation du comportement des matériaux spécifiques pour des applications générales est dangereuse étant donné que les matériaux et le sol support disponible localement peuvent ne pas être identiques à ceux utilisés lors des essais AASHO. La procédure AASHO a pallié à cette insuffisance par l'utilisation de plusieurs facteurs d'ajustement et d'intrants comme, le module résilient  $M_R$ , la fiabilité  $R$  et les coefficients de drainage  $m_i$ . Cependant, plusieurs de ces intrants sont également basés sur des relations empiriques et doivent donc être utilisés avec précaution.

- Trafic : lors des essais AASHO, les différentes sections étaient soumises à des applications de charges identiques. Une route en service est généralement exposée à un trafic complexe. Le principe de convertir un trafic réel au nombre de passages d'un essieu standard de 8,2 t est basé sur des relations empiriques. Les facteurs d'équivalence de charges, proposées dans le guide AASHTO, sont établis lors des essais AASHO selon des conditions bien spécifiques (matériaux, structure des chaussées, climat, sol support).
- La variabilité ou la dispersion des résultats : les essais AASHO sont réalisés sur des sections très courtes où la qualité de la construction et des matériaux a été bien contrôlée. Néanmoins, une grande variabilité dans la qualité de construction et la qualité des matériaux employés est constatée dans tous les projets routiers. Par conséquent, le comportement mécanique de la chaussée est variable tout le long du tracé. Les variations de comportements se traduisent souvent par l'apparition de dégradations localisées. L'utilisation de valeurs moyennes pour les intrants, lors de la conception, se traduira généralement par l'apparition de dégradations localisées, avant même que l'indice de viabilité final moyen du projet ne soit atteint. Il faut alors penser à choisir une fiabilité plus grande pour le projet.

### **2.6.2.3 Comparaison entre les méthodes AI et AASHTO**

Il est difficile de comparer les deux méthodes de design pour les raisons suivantes :

- Les deux méthodes diffèrent grandement au niveau de leur approche. La méthode AASHTO est basée sur une approche purement empirique, alors que la méthode de l'Asphalt Institute utilise une approche analytique, basée sur la théorie des systèmes multicouches élastiques.
- La procédure d'évaluation des paramètres de design est différente selon qu'on adopte la méthode de l'AI ou la méthode de l'AASHTO. La méthode de

l'AASHTO adopte le concept de fiabilité en utilisant des valeurs moyennes pour l'évaluation des différents paramètres de conception. Ce qui n'est pas le cas pour la méthode de l'AI. Ainsi, le sol support est caractérisé par le module résilient effectif pour la méthode AASHTO et le module résilient normal pour la méthode de l'AI. Le module résilient normal est définie comme étant la valeur du Mr qui est moins que 60, 75 ou 87,5 pourcent de toutes les valeurs des essais pour la section. À titre d'exemple, un module résilient effectif de 20,7 MPa dans la méthode AASHTO est équivalent à un module résilient normal de 31 MPa dans la méthode de l'AI (Huang, 1993).

Huang (1993) a réalisé une comparaison entre les épaisseurs de couches d'enrobés requises pour différents trafics selon les deux méthodes. Les épaisseurs sont déterminées en s'appuyant sur les mêmes conditions de départ, le sol support a un module résilient normal de 31 MPa. Le tableau VII résume cette comparaison.

Tableau VII

Comparaison des épaisseurs de la couche d'enrobé  
entre les méthodes de l'AI et de l'AASHTO

Trafic « ÉCAS »	Épaisseurs de la couche d'enrobé (mm)	
	Méthode de l'Asphalt Institute	Méthode de l'AASHTO
$5,2 \cdot 10^3$	114 (5.0 p)	127 (4,5 p)
$3,6 \cdot 10^5$	229 (10.0 p)	254 (9.0 p)
$6,8 \cdot 10^6$	356 (15.0 p)	381 (14.0 p)

(Huang, 1993)

Comme le montre le Tableau VII, les deux méthodes conduisent à des épaisseurs de couches d'enrobés comparables. Les épaisseurs données par la méthode de l'AASHTO sont supérieures de 13 à 25 mm par rapport à celles données par la méthode de l'AI.

### **2.6.3 Conception des chaussées rigides**

#### **2.6.3.1 Infrastructure et fondation des chaussées en béton**

Les essais AASHO (1962) ont permis de mettre en lumière d'une façon indiscutable le fait que l'épaisseur de la fondation ne joue pas un rôle important dans la conception des chaussées rigides. Il est donc illusoire d'espérer une amélioration de la tenue des dalles en renforçant les fondations. L'essai a montré aussi que la suppression totale des fondations réduit toutefois la durée de vie des chaussées de l'ordre de 30%.

Le béton est un matériau très rigide, ayant un module d'élasticité, variant entre 26 et 30GPa (TAC, 1997). La dalle de béton d'une chaussée rigide, qui agit comme une poutre, a une résistance en flexion supérieure à 4.4MPa. À cause de cette rigidité et la résistance en flexion, les dalles de béton redistribuent les charges sur de grandes surfaces, il en résulte de faibles pressions sur l'infrastructure.

En conséquence, les chaussées en béton ne nécessitent pas des fondations comme support structural. Toutefois, une fondation est nécessaire pour améliorer le drainage et minimiser l'érosion de l'infrastructure tout en aidant à produire un support uniforme. Il est primordial d'assurer l'uniformité de l'infrastructure pour les chaussées rigides sinon les dalles en béton seront soumises à des mouvements différentiels causés par le gonflement dû au gel ou à des sols expansifs. Il en résulte des distorsions des dalles qui peuvent compromettre le confort au roulement.

### 2.6.3.2 Types de chaussées rigides

Plusieurs types de chaussées rigides ont été construites en Amérique du Nord dont les principales sont (TAC, 1997):

1. Les chaussées constituées de dalles en béton non armés, avec joints goujonnés ou non (Jointed Plain Concrete Pavements) connus sous l'abréviation « JPCP »;
2. Les chaussées constituées de dalles en béton armés et joints goujonnés (Jointed Reinforced Concrete Pavements) connues sous l'abréviation « JRCP »;
3. Les chaussées constituées de dalles en béton armé continues, construites sans joints (Continuously Reinforced Concrete Pavements) connues sous l'abréviation « CRCP ».

La première utilisation des chaussées rigides au Québec remonte à 1927 (Dallaire et al, 1994). L'évolution dans la conception des chaussées rigides a suivi les tendances observées en Amérique du Nord. Cette tendance est marquée par trois périodes d'utilisation de trois types de chaussées. Les trois types de structures conçues au Québec ont été réalisées respectivement durant les périodes 1960-1970, 1970-1980 et 1980-1985.

1. Période 1960-1970; les dalles en béton étaient de type dalles longues, goujonnées et renforcées de treillis métalliques, posées sur une fondation de pierres concassées d'épaisseurs variables. L'épaisseur de la dalle était fixée à 230 mm;
2. Période de 1970-1980; les dalles en béton étaient de type dalles courtes, non goujonnées et non armées, posées sur une fondation de pierres concassées d'épaisseurs variables. L'épaisseur de la dalle était aussi fixée à 230 mm;
3. Période 1980-1985; les dalles en béton étaient de type dalles courtes, goujonnées et non armées, posées sur une fondation de pierres concassées de faible épaisseur. L'épaisseur de la dalle était fixée à 200 mm.

Les chaussées construites dans les années 60 ont eu un meilleur comportement, vis-à-vis l'augmentation du trafic lourd, constaté sur tout le réseau. Les piètres performances des chaussées à trafic dense et lourd, construites au cours des années 70 et 80 s'expliquent par des erreurs de conception, de construction et d'un contrôle de qualité défaillant.

Les détails, dans la conception des chaussées rigides, seront accentués sur la conception des chaussées constituées de dalles en béton non armés, avec joints goujonnés; étant donné que ces dernières sont les plus largement construites au Québec et à travers tout le Canada (TAC, 1997).

### **2.6.3.3 Les joints de chaussées**

La conception structurale d'une chaussée rigide comprend deux phases : une phase pour le calcul de l'épaisseur de la dalle et l'autre phase, pour le design des joints. Les joints permettent d'assurer une continuité de la dalle vis-à-vis des fissures et des autres types d'ouvertures.

À cause des phénomènes de retrait (retraits d'origine thermique et d'autodessication) et des gradients thermiques, les dalles en béton vont se fissurer. Afin d'éviter la propagation des fissures, de manière anarchique, des joints longitudinaux et transversaux sont réalisés. Ces joints permettent de diriger les fissures selon des lignes de rupture imposées.

Quatre grands types de joints sont couramment employés :

1. Les joints de retrait transversaux; ils sont perpendiculaires à l'axe central de la chaussée, ils sont conçus pour suivre le patron naturel des fissures. Les joints de ce type requièrent généralement des goujons comme mécanisme de transfert des charges entre les dalles. C'est la densité du trafic lourd qui

conditionne l'utilisation ou non des goujons. Pour les chaussées supportant un trafic léger (rues résidentielles et routes secondaires), c'est le contact entre les granulats, situés de part et d'autre de la fissure (Phénomène d'engrènement), qui va favoriser le transfert de la charge d'une dalle à l'autre en s'opposant au mouvement vertical différentiel entre les deux dalles. Le transfert des charges au joint transversal peut être assuré par l'augmentation de la résistance de l'infrastructure par l'addition d'une fondation stabilisée.

2. Les joints de construction transversaux, sont mis en place aux arrêts de chantier; ces types de joints sont installés à la fin d'une journée de pavage ou suite à un arrêt prolongé des travaux. Ils doivent être planifiés de préférence à l'emplacement d'un joint transversal de retrait.
3. Les joints longitudinaux, sont habituellement placés sur l'axe central ou au bord de chaque voie, ils peuvent correspondre aussi à la liaison entre des bandes de dalles de largeur fixe. Les joints longitudinaux contrôlent les fissures longitudinales irrégulières.
4. Les joints de dilatation ou de désolidarisation, sont réalisés dans le but d'isoler la chaussée d'une structure plus rigide (un regard par exemple) ou d'une autre chaussée susceptible de se déplacer selon un axe différent. Les joints de désolidarisation doivent être prévus au voisinage des points singuliers d'une chaussée, afin d'éviter les poussées des dalles. Les joints de dilatation ne sont recommandés qu'aux abords des tabliers des ponts, ou lorsque le béton est coulé à des températures inférieures à 4°C (TAC, 1997).

#### **2.6.4 Méthodes de conception des chaussées rigides**

Deux méthodes sont largement utilisées en Amérique du Nord pour la conception des chaussées rigides : la méthode de l'Association du Ciment Portland « PCA » et la méthode de l'AASHTO. Comme pour les chaussées souples, une description des deux

méthodes sera présentée. Une analyse des avantages et des limites de chaque méthode ainsi qu'une brève comparaison entre les deux méthodes sera fournie.

#### **2.6.4.1 Méthode de l'Association du ciment portland « PCA »**

En 1984, la PCA a publié la dernière version de sa méthode de dimensionnement des chaussées rigides. Cette méthode remplace celle qui était en utilisation depuis 1966. L'objectif fondamental de la méthode est de fournir un revêtement d'épaisseur suffisante au moindre coût annuel (coûts de construction et d'entretien convertis sur une base annuelle).

La PCA, dont la méthode de 1966 ne considérait que la fatigue par flexion du béton comme cause de dégradation, a introduit le critère d'érosion du support du revêtement en béton, dans sa méthode révisée. Cette méthode est basée sur une analyse mécaniste exhaustive des contraintes et des déformations du béton, au niveau des coins et le long d'un bord (joint transversal ou rive de chaussée). L'analyse mécaniste fait appel au programme informatique d'analyse par éléments finis JSLAB. Ce programme permet de modéliser l'effet structurel du système de transfert de charges et des accotements en béton ancré sur le revêtement.

La PCA (1990) a développé un logiciel, de dimensionnement des chaussées rigides, appelé PCAPAV. Ce logiciel permet de calculer l'épaisseur nécessaire des dalles, permettant de supporter le trafic anticipé et ce, selon les mêmes procédures présentées dans le méthode révisée de dimensionnement des chaussées rigides (PCA, 1984).

#### **2.6.4.1.1 Développement de la méthode**

La dernière procédure révisée du PCA de 1984 a été développée pour englober des conditions courantes dans la construction et le comportement des dalles en béton qui n'ont pas été traitées dans la procédure originale de 1966. Ceux-ci incluent:

- Le degré de transfert des charges aux joints transversaux et aux fissures pour chaque type de dalle en béton;
- Les effets structurels de l'utilisation d'un accotement en béton ancré sur le revêtement dans la réduction des efforts de flexions et les déflexions;
- L'effet de l'utilisation d'une fondation en béton maigre appelé « econocrete »;
- La considération de deux critères de design, soit la fatigue et l'érosion;
- La considération de l'effet des camions à essieux triples « tridem », en plus des camions à essieux simples et doubles.

Les critères de conceptions de la PCA sont basés sur des analyses théoriques des pavages en béton, suite aux résultats d'essais routiers en vraie grandeur (chaussées expérimentales soumises à un trafic contrôlé), des essais sur des circuits expérimentaux recevant un trafic intense et contrôlé comme les essais Maryland et les essais AASHO et sur le comportement de dalles en service, sujettes à un trafic normal.

#### **2.6.4.1.2 Position des véhicules lourds**

Des études basées sur les résultats des essais AASHO et sur les analyses mécanistes par éléments finis d'une dalle chargée, ont permis à la PCA (1984) de prouver que le moment le plus élevé dans la dalle est celui qui se produit lors d'un chargement au bord. Toutefois, les études de trafic de Taragan (1958) et Emery (1975) ont démontré que peu de camions circulent sur un bord d'une dalle. Au fur et à mesure que la charge se déplace vers l'intérieur de la dalle, la fréquence d'application de la charge augmente

significativement alors que les contraintes et les déflexions dans la dalle diminuent en conséquence.

Comme il est difficile de tenir compte, dans une procédure de design, de la distribution de l'application des charges dans la dalle en béton, la PCA a adopté dans leur procédure le cas le plus critique où 6% des camions roulent sur un bord d'une dalle (Huang, 1993).

#### 2.6.4.1.3 Critères de conception selon la méthode de la PCA

La fissuration et le pompage sont les deux manifestations principales de la détérioration des chaussées rigides. La PCA a introduit le critère d'érosion (pour limiter le phénomène de pompage) en plus du critère de fatigue (pour limiter la propagation des fissures de fatigue dans la dalle) dans le méthode révisée de conception des chaussées rigides.

##### a) Critère de fatigue

La répétition des efforts verticaux est à l'origine de la flexion alternée des dalles en béton. Cette flexion alternée cause la rupture de la dalle, par fatigue. Le critère de fatigue adopté dans la procédure de conception de la PCA est présenté dans la figure 7. La courbe de fatigue est développée à partir des équations suivantes :

$$\log N = 11.737 - 12.077 \left( \frac{\sigma}{M_r} \right) \quad \text{Pour } \frac{\sigma}{M_r} \geq 0.55 \quad (2.17)$$

$$N = \left( \frac{4.2577}{\frac{\sigma}{M_r} - 0.4325} \right)^{3.268} \quad \text{Pour } 0.45 < \frac{\sigma}{M_r} < 0.55 \quad (2.18)$$

$$N = \text{Illimité} \quad \text{Pour } \frac{\sigma}{M_r} \leq 0.45 \quad (2.19)$$

Avec :  $N$  = Nombre de répétitions des charges à la rupture.

$\sigma$  = Contrainte de flexion.

$M_r$  = Module de rupture.

Le nombre admissible de répétitions de charges pour une charge axiale donnée est déterminé selon les équations (2.17), (2.18) ou (2.19) à partir du taux de contraintes. Ce taux est défini comme étant le rapport entre la contrainte de flexion et le module de rupture.

Le critère de fatigue est basé sur l'hypothèse de Miner, selon laquelle la résistance en fatigue non consommée, par le passage d'une charge, reste disponible pour les passages d'autres charges. Théoriquement, la fatigue totale consommée ne doit pas excéder 100%.

Les tableaux servant à l'analyse par fatigue, fournis dans la procédure de la PCA, tiennent compte de la condition de 6% de camions roulant sur un bord de la dalle.

#### **b) Critère d'érosion**

Le critère d'érosion met en cause les déflexions des coins des dalles. Le cas le plus défavorable se produit lors d'un chargement placé au coin, pour les chaussées sans accotement en béton ou lors d'un chargement placé vers l'intérieur du coin pour les chaussées avec accotement en béton (Packard, 1984). Là encore, la procédure de la PCA (1984) tient compte de la condition la plus sévère de 6% des camions roulant sur un bord de la dalle.

Le taux de travail où l'énergie associée à une charge axiale provoquant la déflexion au coin d'une dalle, est le paramètre utilisé par la PCA pour le critère de l'érosion. Il est défini comme étant le produit de la pression à l'interface dalle fondation et de la

déflexion divisée par la longueur du bassin de déflexion. De bonnes corrélations avec les essais AASHO sont obtenues avec l'expression suivante (PCA, 1984):

$$\text{Énergie} = 268.7 \left( \frac{P^2}{h} \right) k^{-0.73} \quad (2.20)$$

Avec :  $h$  = épaisseur de la dalle, pouces.

$k$  = module de réaction de l'infrastructure, lbf/p<sup>2</sup>/p.

$p$  = pression à l'interface dalle fondation, lbf/ p<sup>2</sup>.

En se basant sur différentes études de défaillance des joints des chaussées rigides, réalisées aux États-Unis, et sur les résultats de l'essai AASHO (Packard, 1984), la PCA a développé le critère d'analyse à l'érosion selon l'équation suivante :

$$\log N = 14.524 - 6.777 (C_1 E - 9.0)^{0.103} \quad (2.21)$$

Avec :  $N$  = nombre de répétitions permises de la charge à la rupture.

$E$  = taux de travail ou énergie.

$C_1$  = facteur d'ajustement pour la fondation.

$C_1$  est un facteur d'ajustement, il prend une valeur proche de 1.0 pour une fondation normale et décroît à une valeur de l'ordre de 0.90 pour une fondation très rigide.

Le pourcentage du dommage dû à l'érosion, pour un groupe d'essieux déterminés, est obtenu à partir de l'équation suivante :

$$\% \text{Érosion} = 100 \times n_i \times \left( \frac{C}{N_i} \right) \quad (2.22)$$

Avec :  $n_i$  = nombre prévu de répétitions de charges axiales pour le groupe d'essieux  $i$ .

$N_i$  = Nombre de répétitions permises pour le groupe d'essieux  $i$ .

$C = 0.06$  pour les pavages sans accotement,  $0.94$  pour les pavages avec accotements.

Chaque administration routière doit modifier ce critère d'érosion en se basant sur des expériences locales étant donné que le climat, le drainage et les facteurs locaux ont une influence majeure sur l'épaisseur requise de la dalle.

#### **2.6.4.1.4 Facteurs de conception**

Dans la procédure de conception des chaussées rigides, selon la PCA, on commence par choisir le type de la dalle en béton, le type de la fondation et le type d'accotement. L'épaisseur de la dalle est déterminée en se basant sur les quatre facteurs suivants :

1. La résistance à la flexion du béton.
2. La capacité portante du sol support ou de l'ensemble sol support et fondation.
3. La période de conception.
4. Les charges, les fréquences de passages et les types des camions.

##### **a) Résistance à la flexion du béton**

La résistance à la flexion du béton est nécessaire pour établir le critère de fatigue. Elle est déterminée par la méthode du troisième point. C'est le résultat de l'essai à 28 jours de cure qui est utilisé pour le calcul de l'épaisseur des dalles des routes et des rues.

##### **b) Capacité portante du sol support et de la fondation**

La capacité portante du sol support est caractérisée par le module de réaction du sol de Westergaard ( $k$ ). Le module  $k$  est déterminé par des essais de plaques de 760 mm de diamètre ou par une corrélation avec des résultats d'essais simples comme l'essai CBR.

Cette corrélation est valable, du fait que la détermination avec précision de la valeur de  $k$  n'est pas requise. Les écarts observés dans l'estimation du module  $k$  n'affectent pas de manière significative l'épaisseur requise de la dalle.

Lorsqu'une fondation est prévue, la PCA propose de tenir compte de cette fondation en corrigeant la valeur de  $k$ . L'augmentation de  $k$  est déduite à partir des tableaux proposés dans la procédure de conception de la PCA (1984).

#### **c) La période de conception**

La période de conception dans cette procédure est synonyme de la période d'analyse du trafic. La PCA (1984) recommande une période de conception de 20 ans étant donné que le trafic est difficile à estimer, avec précision, pour une période plus longue. Cependant, une période plus longue ou plus courte peut être justifiée économiquement dans certains cas.

#### **d) Trafic**

Dans la procédure de conception de la PCA, seulement le trafic des poids lourds est pris en considération (TAC, 1997). L'effet des véhicules légers est négligeable sur les dalles de béton. Toutes méthodes permettant d'estimer le nombre d'essieux simples et d'essieux tandem qui vont circuler sur la route, durant la période d'analyse, peuvent être utilisées (PCA, 1984). Une méthodologie d'évaluation de la répartition des charges axiales, durant la période d'analyse, est néanmoins détaillée dans la procédure de conception de la PCA.

Afin d'assurer un bon niveau de service pour une route durant toute la période de design, la PCA propose de multiplier les charges axiales par un facteur de sécurité pour les charges (FSC), les FSC recommandés sont :

- FSC = 1.2 pour les routes à plusieurs voies, ayant un nombre élevé de camions.
- FSC = 1.1 pour les routes ayant un débit modéré de camions.
- FSC = 1.0 pour les routes ayant un débit faible de camions.

#### **2.6.4.1.5 Procédures de conceptions**

Avant de procéder aux calculs nécessaires à la détermination de l'épaisseur d'une dalle selon la méthode de la PCA, il faut au préalable connaître les facteurs suivants :

- Type de joints et d'accotement;
- Résistance en flexion du béton ( $M_r$ ) à 28 jours d'âge;
- Type et épaisseur de la fondation, ainsi que le module de réaction  $k$  du sol support ou de l'ensemble sol support et fondation;
- Le facteur de sécurité pour les charges (FSC);
- La distribution des charges axiales et le nombre de répétitions prévues durant la période de design.

La prochaine étape consiste à sélectionner une épaisseur pour la dalle. On procède par la suite à l'analyse de la résistance à la fatigue et de la résistance à l'érosion. Le total des dommages dus à la fatigue ainsi que le total des dommages dus à l'érosion doivent être inférieures à 100%. Si un total des dommages dépasse 100%, on doit choisir une épaisseur plus grande pour la dalle.

La résistance à la fatigue contrôle toujours l'épaisseur des dalles dans le cas des chaussées à trafic léger et les chaussées à dalles goujonnées à trafic moyen. La résistance à l'érosion contrôle toujours les chaussées à dalles non goujonnées à trafic moyen et élevé et les chaussées à dalles goujonnées à trafic lourd (Packard, 1984).

#### **2.6.4.1.6 Avantages de la méthode de la PCA**

Une tendance dans l'utilisation des procédures mécanistes dans le domaine de conception des chaussées est observée actuellement (NHI, 1995). La procédure de la PCA est basée sur une analyse mécaniste exhaustive des contraintes et des déformations de la dalle en béton au niveau des coins et le long d'un bord (joint transversal ou rive de chaussée). Cette analyse fait appel à un programme informatique de calcul par éléments finis. Ce programme permet de modéliser l'effet structural du système de transfert de charges et l'effet des accotements en béton ancrés sur le revêtement.

L'autre avantage de la méthode de la PCA est qu'elle intègre l'analyse de résistance à la fatigue et à l'érosion. L'analyse à la fatigue permet de maintenir les efforts dus à l'action répétée des charges, dans des limites qui garantissent l'intégrité structurale de la dalle vis-à-vis de la fatigue. L'analyse à l'érosion permet de limiter l'érosion des matériaux de la fondation et de l'accotement due à l'effet des déflexions sur les bords de la dalle. La fissuration et le pompage sont les deux principaux modes de détérioration des chaussées rigides.

La procédure de conception de la PCA est relativement simple à appliquer. Des graphiques et des tableaux sont fournis dans le guide de conception de la PCA. Ils permettent de faciliter l'application de cette procédure. L'utilisation du logiciel PCAPAV automatise la procédure de conception de la chaussée selon la méthode de la PCA.

#### **2.6.4.1.7 Limites de la méthode de la PCA**

Bien que la procédure de la PCA soit basée sur une analyse mécaniste, la détermination de l'épaisseur de la dalle se fonde toujours sur des équations empiriques. Ces équations sont basées sur des essais qui utilisent des circuits expérimentaux recevant un trafic

contrôlé. Ils ne s'appliquent qu'aux conditions de l'expérimentation; la généralisation et les extrapolations sont hasardeuses. Le design peut ne pas être applicable pour des chaussées dont certains des paramètres ne sont pas compris dans les limites utilisées pour développer ces équations.

Une autre limitation de la procédure de la PCA réside dans le fait que la même épaisseur de dalle est requise pour les pavages en béton armé continu (CRCP) et les pavages goujonnés en béton non armé, alors que le comportement de ces deux types de chaussées est différent.

Les effets du drainage ne sont pas pris en compte dans la procédure de la PCA. Ainsi, l'épaisseur requise pour la dalle reste identique, indépendamment de la qualité du drainage utilisé (drains longitudinaux ou couche de fondation perméable).

La procédure de la PCA de conception des chaussées rigides ne tient pas compte des contraintes d'origine thermique, lors de l'analyse à la fatigue de la dalle. Pourtant, plusieurs études ont montré que le niveau de ces contraintes peut être parfois très élevé, entraînant la rupture de la dalle pour un nombre limité de cycles de dilatation. Dans certaines conditions, la procédure de la PCA peut donc conduire à un sous-dimensionnement des dalles (Smith et al, 1990; Barenberg et Thompson, 1992).

Les effets d'une fondation granulaire et d'une fondation stabilisée au ciment sont pris en considération, dans la procédure de conception de la PCA, par l'augmentation de la valeur de  $k$ . Ce processus ne permet pas de présenter une modélisation fiable du système de chaussée. En outre, des valeurs de  $k$  supérieures à 135 kPa ne sont pas pratiques, car la couche de fondation ne peut pas être modélisée, dans ce cas, comme un liquide dense (NHI, 1995).

### 2.6.4.2 Méthode de l'AASHTO

La procédure de conception de l'AASHTO repose sur des équations empiriques développées à partir des résultats des essais routiers AASHO effectués à Ottawa, dans l'Illinois entre 1958 et 1960. La version originale du guide de conception des chaussées est publiée en 1962. Le guide AASHTO a été modifié à plusieurs reprises et la dernière version, en utilisation actuellement, est celle de 1993 (AASHTO, 1993).

#### 2.6.4.2.1 Développement de la méthode

Les équations de base, de conception des chaussées rigides, ont une forme similaire à celles des chaussées flexibles. La procédure de conception de l'AASHTO a été révisée au fil des temps, dans le but de généraliser son applicabilité aux différentes conditions climatiques, matériaux et sols existant à travers les États-Unis. Les principales modifications, à la procédure originale de conception, comprennent (AASHTO, 1986) :

- L'introduction d'un coefficient pour le transfert des charges variables au niveau des joints;
- La prise en compte des conditions de drainage;
- L'introduction du concept de fiabilité.

Le dimensionnement des chaussées rigides, selon la méthode AASHTO (1993), se fait à l'aide d'une équation de régression. Cette équation relie le nombre de charges standards  $W_{18}$  à l'indice de viabilité PSI et se présente comme suit :

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 7.35 \cdot \log_{10}(D + 1) - 0.00 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + \quad (2.23)$$

$$+ (4.22 - 0.32 PSI_f) \times \log_{10} \left( Sc \times Cd \times \frac{(D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \times D^{0.75} - 18.42 \left( \frac{k}{Ec} \right)^{0.25}} \right)$$

Avec :

- W18 = Nombre total admissible de passages d'essieux équivalant à un essieu simple à roues jumelées de 8.2 t.
- $Z_R \times S_0$  = Facteur de fiabilité.
- $S_0$  = Erreur Standard de l'estimation qui tient compte de toutes les imprécisions. Elle intègre la dispersion de toutes les données.
- Fiabilité R = Probabilité que la structure présente un niveau de qualité supérieure ou égale à celui qui est visé à la fin de la période de conception.
- $Z_R$  = Déviation normale, ou multiple de l'écart type, associée à la fiabilité R retenue.
- PSI = Indice de viabilité. Le  $\Delta PSI$  est la perte de viabilité, c'est la différence de PSI entre une chaussée neuve ( $PSI_i$ ) et une chaussée à refaire ( $PSI_f$ ).
- $S_c$  = Module de rupture du béton en psi.
- $E_c$  = Module d'élasticité du béton en psi.
- D = Épaisseur de la dalle en pouces.
- k = Module de réaction du sol en pci.
- J = Coefficient de transfert de charge aux joints.
- Cd = Coefficient de drainage.

#### 2.6.4.2.2 Les paramètres structurels de la méthode AASHTO

Une description détaillée des variables de conception est primordiale dans l'utilisation de chaque méthode de design. Une description des variables nécessaires dans la procédure AASHTO de conception des chaussées rigides sera présentée dans ce qui suit.

##### a) Vie utile

La vie utile est définie dans la section 2.6.2.2.2. Elle correspond à l'intervalle de temps entre les deux niveaux de viabilité : initial et final.

**b) Trafic**

Pour des fins de conception, les variétés des charges à l'essieu et les configurations dans un trafic mixte sont converties en équivalent de charges axiales simples.

**c) Viabilité**

L'indice de viabilité initial  $PSI_i$  représente le niveau de confort de la chaussée, immédiatement après la construction. L'indice de viabilité final  $PSI_f$  correspond au niveau de confort pour lequel une chaussée nécessite une réhabilitation ou une intervention majeure.

**d) Fiabilité**

Le concept de fiabilité et l'erreur standard (écart type)  $S_0$  associée sont détaillées à la section 2.6.2.2.2. Le guide AASHTO 1993 recommande une valeur de  $S_0$  pour la conception des chaussées rigides entre 0,34 et 0,39.

**e) Module de réaction effectif du sol support**

Dans la conception des chaussées rigides, selon l'AASHTO (1993), la capacité portante du sol support est caractérisée par le module de réaction effectif du sol  $k$ . La procédure implique la détermination des valeurs saisonnières du module et la conversion de ces valeurs en un module de réaction effectif du sol. Le principe de conversion est identique à celui utilisé dans le module résilient effectif du sol, présenté dans la section 2.6.2.2.2. Dans le cas où la dalle de béton est placée sur une fondation, le module  $k$  utilisé dans la conception est un module composé qui représente la capacité portante du sol corrigée afin d'inclure l'effet de la fondation.

La version 1986, du guide de conception AASHTO, prévoit un facteur de perte de support. Ce facteur réduit la valeur de  $k$  là où l'on s'attend à une perte de support. Il tient compte de la réduction de la résistance du sol lors des mouvements différentiels verticaux dus au gel-dégel ou au phénomène d'érosion. Le guide de l'AASHTO propose des valeurs typiques en fonction du type de fondation.

**f) Module élastique du béton**

Le module d'élasticité du béton  $E_c$  caractérise l'aptitude du béton à se compresser sous la charge. Il peut être obtenu par une mesure directe en laboratoire ou estimé selon la relation suivante :

$$E_c = 57000(f'_c)^{0.5} \quad (2.24)$$

Avec :  $E_c$  = Module d'élasticité, lbf/in<sup>2</sup>.

$f'_c$  = Résistance à la compression du béton, lbf/in<sup>2</sup>.

**g) Module de rupture du béton**

Le module de rupture, utilisé dans les équations de performance, est basé sur la résistance moyenne à la flexion. Il est obtenu à partir de l'essai de flexion de poutre avec chargement appliqué aux tiers points à 28 jours d'âge.

**h) Coefficient de drainage**

La présence de l'eau dans une structure de chaussée peut causer la saturation et l'affaiblissement du sol support et de la fondation et le pompage des fines érodables à travers les joints et les fissures. Elle constitue l'un des principaux facteurs qui contribue à la détérioration des chaussées rigides.

Afin de tenir compte de l'importance du drainage dans la chaussée, l'AASHTO a introduit, dans le guide de conception de 1986, un coefficient de drainage ( $C_d$ ). Ce coefficient est basé sur la vitesse avec laquelle l'eau est dissipée de la structure, et le temps durant lequel la structure est exposée aux niveaux d'humidité proche de la saturation. Le guide AASHTO de 1993 présente des directives pour l'appréciation de la qualité du drainage et recommande des valeurs pour le coefficient  $C_d$ .

#### **i) Coefficient de transfert de charge**

Suivant les structures de chaussées rigides, les contraintes les plus élevées peuvent être obtenues pour une charge en coin ou en bord. Un joint ou une fissure dans une dalle en béton peut transmettre certains efforts de cisaillement vertical. Le guide AASHTO de 1993 caractérise cette transmission d'effort par le coefficient de transfert des charges qui est le rapport entre la déflexion aval et la déflexion amont; la charge étant placée en amont du joint. Le transfert agit du côté chargé dans la chaussée vers le côté non chargé. Le guide AASHTO de 1993 recommande des valeurs pour les coefficients de transfert selon le type de chaussées et d'accotements.

#### **2.6.4.2.3 Procédures de conception**

L'épaisseur requise de la dalle en béton est déterminée à partir de l'équation (2,23). Du fait de la complexité de l'équation, le guide fournit des graphes qui simplifient l'utilisation du guide. Le dimensionnement des chaussées rigides, selon la méthode AASHTO, peut se faire en utilisant le logiciel de conception DARWin développé par l'AASHTO.

### **2.6.4.3 Avantages et limites de la méthode AASHTO**

La méthode AASHTO de conception des chaussées rigides se base sur les mêmes concepts que la méthode de conception AASHTO pour les chaussées souples. Par conséquent, les avantages et les limites de cette méthode sont comparables à ceux présentés par la méthode AASHTO pour les chaussées souples.

### **2.6.4.4 Comparaison entre les méthodes AASHTO et PCA**

Les méthodes AASHTO et PCA de conception des chaussées rigides sont développées selon deux approches complètement différentes : la méthode de la PCA utilise une approche analytique basée sur une analyse mécaniste exhaustive des contraintes et des déformations, alors que la méthode AASHTO est purement empirique.

La méthode AASHTO adopte le concept de fiabilité, pour tenir compte du risque associé à l'évaluation des paramètres de conception, alors que la PCA a introduit un facteur de sécurité, pour les charges et adopte des critères de comportement des matériaux très conservateurs.

Pour la comparaison des deux méthodes de conception, Huang (1993) a calculé le nombre permis de répétitions des charges selon les deux méthodes, en s'appuyant sur les mêmes conditions de départ. Une synthèse des résultats de l'étude réalisée pour cinq épaisseurs de dalle est présentée au Tableau VIII.

Le Tableau VIII montre une grande différence entre les deux méthodes pour le nombre de cycles de chargements permis. Dans le cas des dalles épaisses, dont l'épaisseur est supérieure à 203 mm (8 p) pour les dalles sans accotement en béton ou supérieure à 178 mm (7 p) pour les dalles avec accotement en béton, le nombre de cycles de chargements permis (ÉCAS) établi selon la méthode de la PCA est supérieur à celui de l'AASHTO.

La méthode de l'AASHTO est la plus conservatrice dans ce cas. Dans le cas des dalles minces, avec une épaisseur inférieure à 203 mm pour les dalles sans accotement en béton ou inférieure à 178 mm pour les dalles avec accotement, c'est la méthode PCA qui est la plus conservatrice.

Tableau VIII

Comparaison des épaisseurs de la dalle  
entre les méthodes PCA et AASHTO

Épaisseur de la dalle (mm)	Sans accotement en béton			Avec accotement en béton		
	Répétitions permises		(*) Épaisseur requis selon la PCA (mm)	Répétitions permises		(*) Épaisseur requis selon la PCA (mm)
	PCA	AASHTO		PCA	AASHTO	
127 (5 p)	<100	$1.2 \cdot 10^5$	191 (7.5 p)	350	$2.8 \cdot 10^5$	168 (6.6 p)
152 (6 p)	500	$3.2 \cdot 10^5$	201 (7.9 p)	$4.0 \cdot 10^4$	$7.4 \cdot 10^5$	175 (6.9 p)
178 (7 p)	$3.0 \cdot 10^4$	$7.4 \cdot 10^5$	206 (8.1 p)	$1.0 \cdot 10^6$	$1.7 \cdot 10^6$	180 (7.1 p)
203 (8 p)	$5.0 \cdot 10^5$	$1.6 \cdot 10^6$	208 (8.2 p)	$>10^7$	$3.7 \cdot 10^6$	183 (7.2 p)
229 (9 p)	$>10^7$	$3.3 \cdot 10^6$	211 (8.3 p)	$>10^7$	$7.7 \cdot 10^6$	185 (7.3 p)

(\*) L'épaisseur requise selon la PCA est déterminée en considérant le nombre de répétitions établies par l'AASHTO

(Huang, 1993)

### 2.6.5 Vérification au gel des structures de chaussée

Lorsque l'isotherme 0 °C atteint une couche de fondation de chaussée, constituée par un sol gélif, il y a propagation d'un front de congélation en profondeur, accompagnée de phénomène de pompage par capillarité d'eau de la nappe phréatique vers le front de gel. Il en résulte la formation des lentilles de glace provoquant des gonflements inégaux du sol en dessous des revêtements et des couches de fondation pendant la période de gel et qui s'opposent à l'évacuation de l'eau au moment du dégel.

La migration d'humidité pendant la période de gel entraîne l'augmentation de la teneur en eau de l'infrastructure. Au début du dégel, le sol se trouve dans un état proche de liquéfaction, caractérisé par une diminution marquée de sa portance.

Trois conditions sont nécessaires pour la formation des lentilles de glace et le gonflement du sol dû au gel (Peyronne et al, 1991) :

- Un sol support gélif, susceptible de se soulever sous l'action du gel;
- Un apport d'eau;
- Des températures sous le point de congélation ( $T < 0^{\circ}\text{C}$ ) pénétrant l'infrastructure.

Ces conditions se retrouvent dans presque la totalité du territoire Québécois, au moins quatre mois par année (Doré, 1997).

#### **2.6.5.1 Rigueur des hivers**

La rigueur d'un hiver est déterminée par la conjugaison des deux paramètres : température et durée. Elle est généralement caractérisée par un indice de gel.

L'indice de gel est la somme cumulée des températures moyennes journalières de l'air calculée entre l'instant où la température devient négative et celui où elle redevient positive (Tessier, 1990). L'indice de gel, exprimé en  $^{\circ}\text{C} \times \text{jours}$  permet de quantifier l'intensité et la durée d'une période de gel.

Pour la prise en compte du gel, dans le dimensionnement des chaussées, on caractérise l'intensité du gel par l'indice du gel normal ou l'indice du gel rigoureux. L'indice du gel normal est la moyenne de l'indice de gel calculée sur trente années, alors que l'indice du gel rigoureux représente la moyenne de l'indice de gel des trois hivers les plus froids, des trente dernières années (Flamand, 2000). Le choix d'un indice de gel tient compte de l'importance de la route, il est lié à la politique suivie par l'administration routière. De

ce choix dépend la fréquence d'interruption de la circulation pour certaines catégories de véhicules lourds.

La profondeur que le gel atteint au cours de l'hiver est un autre paramètre qui permet de conditionner le comportement hivernal des chaussées et de leurs sols supports. La profondeur de pénétration du gel est fonction de la rigueur de l'hiver et de la nature du sol. Elle peut être étudiée à l'aide de modèles mathématiques ou au moyen d'observations et des mesures réalisées pendant l'hiver.

Le ministère des Transports du Québec utilise un appareil appelé gélomètre pour le suivi des profondeurs que le gel atteint au cours de l'hiver, ainsi que la progression du dégel au printemps (Légaré, 1996). Ce suivi permet au Ministère de planifier l'application des restrictions temporaires des charges pour le transport lourd. L'application de ces restrictions permet de réduire les dommages subis par les routes pendant la période de dégel, durant cette période l'affaiblissement de la portance du sol accroît les risques de dégradations.

#### **2.6.5.2 Sensibilité au gel des sols**

La détermination du degré de sensibilité au gel des sols est un problème important pour la technique routière. Cette sensibilité peut s'expliquer selon certaines caractéristiques hydrauliques du sol comme (CPCA, 1989) :

- La capillarité;
- La perméabilité;
- La capacité d'absorption d'humidité par la force capillaire.

La méthode la plus sûre permettant d'évaluer la gélivité d'un sol est de mener des études de comportement lors du gel (Ladanyi, 1996). Pour une évaluation préliminaire de la gélivité d'un sol, plusieurs critères simples sont développés par les pays dont le réseau

routier est soumis en partie ou en totalité aux problèmes reliés au gel. La dimension des particules d'un sol est la caractéristique qui est souvent employée pour le classement des sols selon leur degré de gélivité (Lemieux, 2001).

Le critère le plus ancien est celui développé par Casagrande (1932), ce critère stipule que les sols ayant une granulométrie étalée, avec un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égale à 15 et contenant plus de 3% de fines inférieures à 20  $\mu\text{m}$  ainsi que les sols ayant une granulométrie plus uniforme, avec un coefficient  $C_u$  égale à 5 et contenant plus de 10% de particules inférieures à 20  $\mu\text{m}$  sont gélifs. Le coefficient d'uniformité est déterminé à partir de la courbe granulométrique cumulative du sol et correspond au rapport de  $d_{60}$  (diamètre des grains au point sur la courbe granulométrique où le pourcentage passant est de 60%) par  $d_{10}$ .

L'Université Laval a élaboré une méthode expérimentale de classement des sols selon leur degré de gélivité (Konrad, 2000). Cette méthode est fondée sur la mesure d'un paramètre permettant d'apprécier la susceptibilité au gel du sol d'infrastructure appelé potentiel de ségrégation (SP). Le potentiel de ségrégation est défini comme le rapport entre le taux de soulèvement du sol et le gradient thermique dans le sol gelé (Labrie et al, 2002). Il est exprimé en  $\text{mm}^2/^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  et traduit la réaction du sol à une sollicitation thermique. Le gradient de température dans la frange gelée influence la migration de l'eau interstitielle vers le front de gel pour former les lentilles de glace, l'apport d'eau et la variation de volume lors de la transformation de l'eau en glace sont les causes de soulèvement de la surface de la chaussée.

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) a adopté l'essai standard mis au point par l'Université Laval pour mesurer la susceptibilité au gel des sols. L'essai a permis d'élaborer un nouveau critère de classification des sols gélifs, basé sur le potentiel de ségrégation (Labrie et al, 2002).

L'essai est effectué dans une unité de congélation, permettant la mise en place d'un échantillon cylindrique de sol saturé de 10 cm de diamètre et 12 cm de hauteur. L'unité de congélation a une température initiale de 2 °C, est soumise à une température de -4 °C à son sommet et à +1 °C à sa base. Au cours de l'expérience, l'évolution de la température et le gonflement au gel, sont soigneusement mesurés à chaque instant, ces mesures permettent de déterminer la profondeur du front de gel en tout temps (Labrie et al, 2002).

Le dépouillement des mesures de gonflement consiste à tracer les courbes représentant la profondeur du front de gel en fonction du temps, le soulèvement au gel en fonction du temps et la température en fonction de profondeur du front de gel. Le SP est déterminé au point où le front de gel est quasi-stationnaire (courbe profondeur vs temps), la tangente à la courbe de soulèvement, en fonction du temps à ce point permet de déterminer le taux de soulèvement (mm/h). La pente de la courbe représentant la température en fonction de la profondeur, permet de déterminer le gradient température (°C/mm). Le potentiel de ségrégation est le rapport du taux de soulèvement par le gradient de température ( $\text{mm}^2/\text{°C.h}$ ).

L'essai mis en place pour quantifier la gélivité des sols est à la base d'une nouvelle méthode de classification des sols au Québec. Le nouveau critère de gélivité d'un sol associé au comportement des chaussées au Québec distingue 5 classes de matériaux selon le potentiel de ségrégation, le critère est présenté dans le tableau IX :

Tableau IX

Classification de la sensibilité d'un matériau au gel dans l'essai de gonflement

Susceptibilité au gel	Potentiel de ségrégation	(*) Indice de soulèvement
Négligeable	< 0,5	< 0,01
Faible	de 0,5 à 1,5	de 0,01 à 0,04
Moyenne	de 1,5 à 3	de 0,04 à 0,08
Élevée	de 3 à 8	de 0,08 à 0,2
Très élevés	> 8	> 0,2

(\*) L'indice de soulèvement est le rapport entre le soulèvement mesuré in situ et l'épaisseur de sol gelé en place.

(Labrie et al, 2002)

Le SP peut être estimé au moyen d'une corrélation basée sur des essais routiniers simples d'identification géotechnique comme : la dimension des particules fines, la teneur en eau, la limite de liquidité et la valeur au bleu de méthylène.

### 2.6.5.3 Dimensionnement des chaussées en condition de gel

Les chaussées reposant sur des matériaux sensibles au gel doivent faire l'objet d'une vérification au gel et la protection contre le gel est un des objectifs importants du dimensionnement des chaussées.

#### 2.6.5.3.1 Approche du ministère des Transports du Québec

La vérification au gel, selon l'approche du ministère des Transports du Québec (MTQ), intervient en fin de démarche de dimensionnement, après avoir choisi les épaisseurs des couches requises pour limiter la fatigue des chaussées, en fonction de la qualité des

matériaux. L'épaisseur totale de structure de chaussée obtenue à partir du dimensionnement structural est par la suite comparée à la protection requise pour tenir compte du gel. L'épaisseur la plus grande est celle qui sera adoptée pour la structure de la chaussée. Si cette épaisseur correspond à l'épaisseur de protection contre le gel, l'épaisseur de la sous-fondation établie, lors de la phase de conception structural, est accrue en conséquence afin de rattraper l'épaisseur de protection contre le gel.

Le critère du MTQ pour la protection contre le gel est un critère empirique, établi sur la base des études de comportement au gel des chaussées au Québec. La protection contre le gel est déterminée en fonction de la rigueur de l'hiver, du type de sol, de la classe de la route et de la proximité de la nappe phréatique. Le critère se présente sous forme d'une courbe, qui précise l'épaisseur totale requise de la chaussée pour une protection contre le gel en fonction de l'indice de gel. Cette épaisseur sera par la suite pondérée, selon le type du sol (facteur FS) et le type de la route (facteur FR) comme précisé dans la figure 13.

Le critère du MTQ pour la protection contre le gel n'assure qu'une protection partielle de la structure de chaussée. La protection partielle est appliquée au niveau de la structure de chaussées par des matériaux non gélifs, elle s'applique particulièrement lorsque les soulèvements différentiels, qui risquent d'affecter le confort au roulement et l'ouverture des fissures de la surface du revêtement, ne sont pas trop sévères. La protection totale est requise lorsque des soulèvements différentiels majeurs sont anticipés et pouvant entraîner une dégradation accélérée de la surface. La protection totale est généralement assurée au moyen des transitions jusqu'à la ligne de gel.

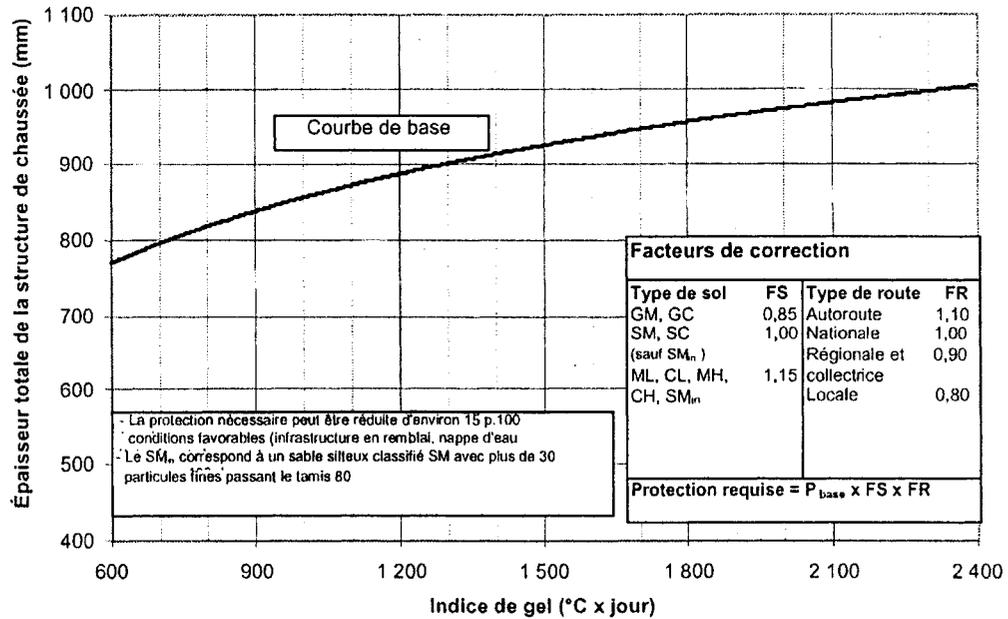


Figure 13 Critère du MTQ pour une protection contre le gel (MTQ, 1999)

L'épaisseur totale de la chaussée selon le critère du MTQ est inférieure à la profondeur de pénétration du gel. Les pourcentages de pénétration sont reproduits dans le Tableau X.

Tableau X

Pourcentage de protection contre le gel

Indice de gel normal (°C x jours)	Route locale (%)	Autoroute (%)
800	60	80
1 200	50	70
2 000	40	60

(MTQ, 1999)

### 2.6.5.3.2 Approche de l'AASHTO

Le critère de l'AASHTO pour la protection contre le gel est un critère empirique. Il associe le comportement de la chaussée en condition de gel à des caractéristiques du sol (AASHTO, 1993). Ce critère, dont le concept est illustré à la figure 14, repose sur la combinaison de l'effet de la perte de viabilité attribuable au gel ( $\Delta PSI_{FH}$ ) et la perte de viabilité causée par le gonflement des matériaux du sol support ( $\Delta PSI_{SW}$ ) à celui de l'agressivité du trafic ( $\Delta PSI_{TR}$ ).

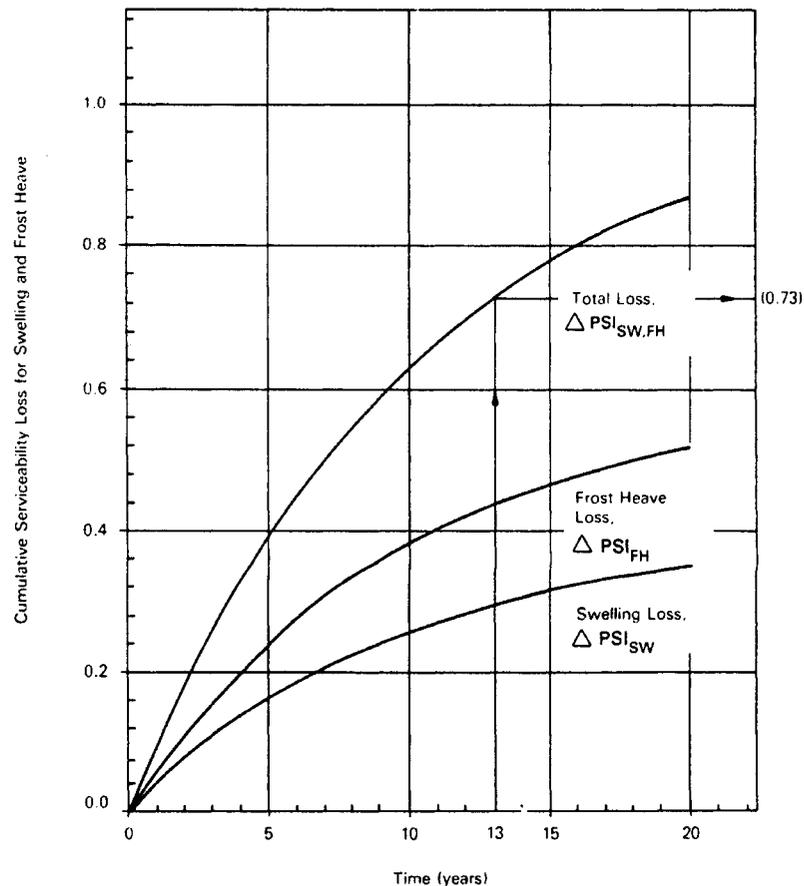


Figure 14 Exemple du concept de la perte de viabilité attribuable aux facteurs environnementaux vs temps qui peut être développé par une administration routière (AASHTO, 1993)

La perte de viabilité causée par le gel est déterminée à partir de deux graphes. Le premier graphe, reproduit à la figure 15, permet de déterminer la perte de viabilité maximale attribuable au gel en fonction de la qualité du drainage et la pénétration du front de gel. Le deuxième graphe, reproduit à la Figure 16 permet de déterminer la perte de viabilité causée par le gel pour la période d'analyse en fonction du taux de soulèvement dû au gel (mm/jours), d'un facteur de probabilité de soulèvement au gel (en terme de pourcentage de la surface totale assujetti au gel) et de la perte de viabilité maximale attribuable au gel. La perte de viabilité, causée par le gonflement des matériaux, est déterminée selon le principe adopté pour la détermination de la perte de viabilité causée par le gel. La perte de viabilité attribuable aux facteurs environnementaux est la somme de ces deux pertes de viabilité  $\Delta\text{PSI}_{\text{FH, SW}}$ .

La perte de viabilité, causée par l'agressivité du trafic, est celle qui sera utilisée pour le dimensionnement des structures de chaussées, selon la méthode AASHTO. Elle correspond à la différence entre la perte de viabilité désirée dans un projet routier et la perte viabilité causée par des facteurs environnementaux :

$$\Delta\text{PSI}_{\text{TR}} = \Delta\text{PSI} - \Delta\text{PSI}_{\text{FH, SW}} \quad (2.24)$$

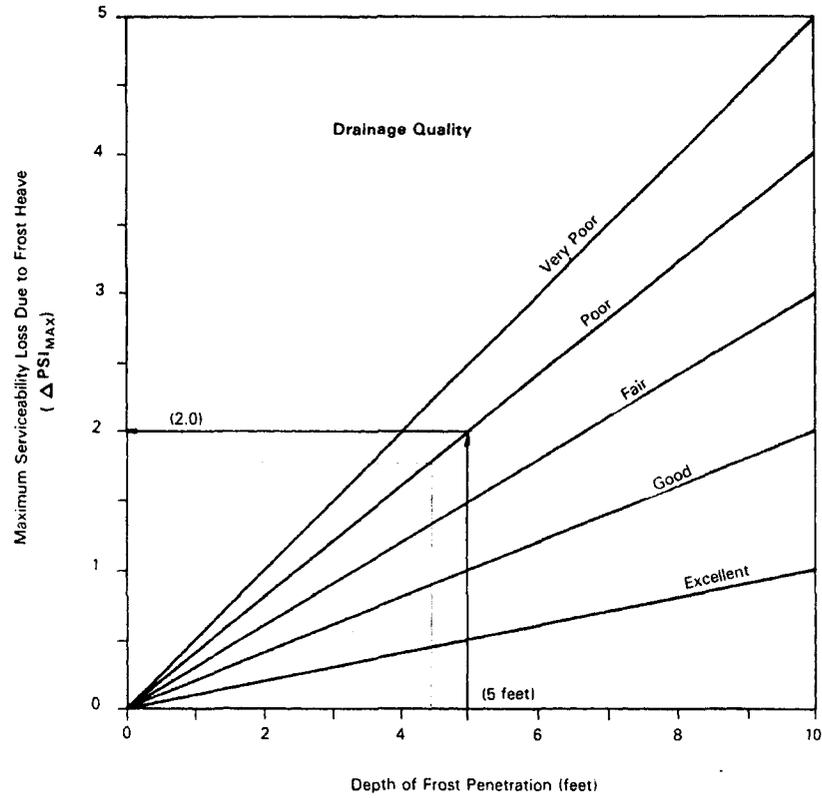


Figure 15 Estimation de la perte de viabilité maximale attribuable à l'action du gel (AASHTO, 1993)

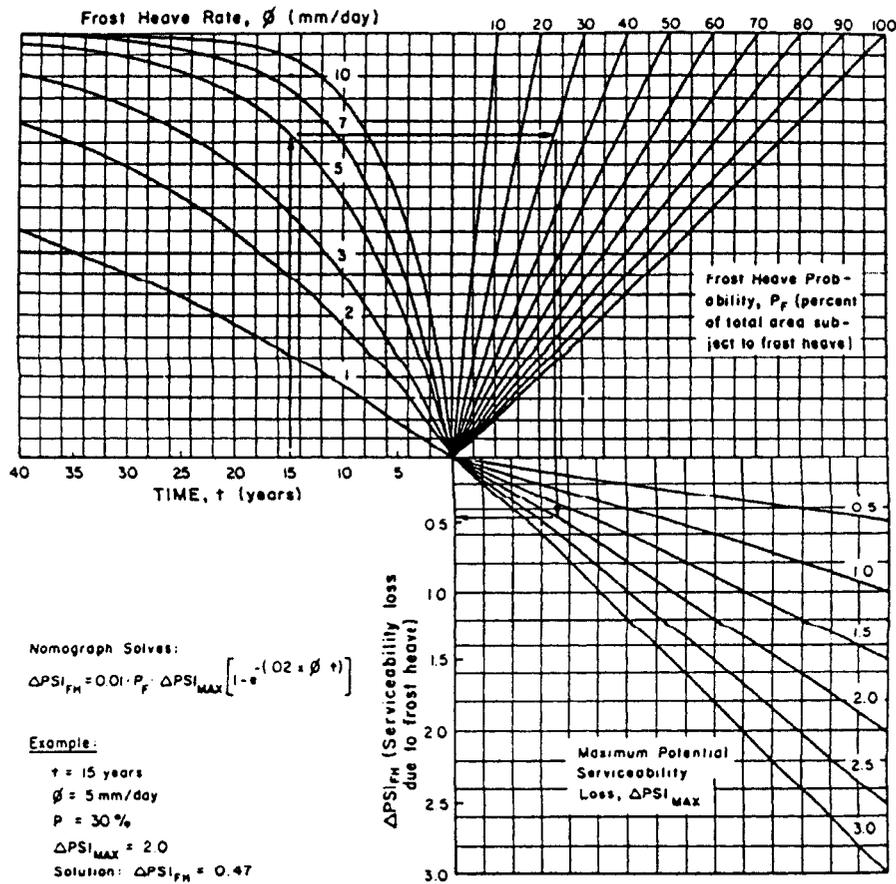


Figure 16 Diagramme pour estimer la perte de viabilité causée par le gel pour la période d'analyse (AASHTO, 1993)

## CHAPITRE 3

### CHAUSSÉES EN BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU

#### 3.1 Introduction

Les pavages réalisés en béton compacté au rouleau (BCR) ont vu le jour au Canada dans les années 70. Le BCR est aujourd'hui utilisé sur les routes municipales et urbaines, les aéroports ainsi que les stationnements pour les camions et automobiles, les aires de triage et d'entreposage de bois, les routes de transport dans l'industrie forestière et minière et les gares intermodales de conteneurs. Sa popularité grandissante est notamment due à son faible coût, sa facilité de pose ainsi qu'à sa capacité structurale élevée.

Ce chapitre présente une synthèse des connaissances actuelles sur les matériaux, la conception et la mise en œuvre de la technologie du BCR. Une étude du comportement structural des pavages en BCR a été menée afin d'identifier l'approche la plus adéquate pour la conception structurale des pavages en BCR.

#### 3.2 Définition du béton compacté au rouleau

Le BCR est défini, par l'*American Concrete Institute* (1990), comme étant un béton compacté par des rouleaux vibreurs qui, à l'état frais, supporte la machinerie pendant le compactage.

Le BCR utilisé pour la construction des pavages est un béton sans affaissement qui est transporté et mis en place en utilisant des équipements traditionnels de construction et qui est densifié à l'aide de rouleaux compresseurs. Ce béton, de consistance extrêmement sèche n'est pas armé et sa mise en œuvre se fait sans coffrage. Bien qu'il

contienne des quantités réduites de matériaux cimentaires et une teneur en eau très faible, le BCR développe des propriétés mécaniques qui se comparent très avantageusement à celles du béton ordinaire. Il réunit les mêmes constituants de base que le béton classique : ciment, eau et granulats tels que gravier ou pierres concassées et, lorsqu'il le faut, des adjuvants et des ajouts cimentaires.

### **3.3 Utilisation du BCR**

Le BCR s'est développé selon deux axes bien différents d'utilisation à savoir les barrages et les pavages. La formulation, la technique de mise en œuvre ainsi que le produit final sont très différents (Tremblay, 1997).

Les premiers exemples de revêtements en BCR connus furent construits sur des voies à faible trafic. Au Canada, le BCR a pris son essor dans les années 70 pour des revêtements destinés à l'industrie forestière qui désirait des pavages extrêmement résistants et peu coûteux (Casanova, 2002).

Aujourd'hui, cette technologie est toujours en évolution et les pavages de BCR sont utilisés pour une grande variété d'applications : les routes municipales et urbaines, les aéroports, les stationnements pour les camions et automobiles, les aires de triage et d'entreposage de bois, les routes de transport dans l'industrie forestière et minière, les gares intermodales de conteneurs, les aires de stockage de vrac, les aires de transbordement de conteneurs et les aires de compostage (Gauthier et Marchand, 2004).

Les raisons qui expliquent l'emploi croissant du BCR sont : les réductions de coûts qui résultent de la méthode de fabrication, d'une mise en œuvre simple, des exigences réduites en main d'œuvre et des rendements élevés.

### **3.4 Matériaux et composition**

#### **3.4.1 Matériaux**

##### **3.4.1.1 Liants**

On utilise généralement du ciment hydraulique ordinaire (de type 10 selon la norme canadienne). La teneur en liant ne doit pas descendre sous la barre de 14% de la masse totale des constituants secs et ce, pour bien enrober les granulats et éviter le plus possible la formation de vides de compactage. Cette teneur en liant permet d'obtenir une meilleure finition de surface (Tremblay, 1997). Une teneur en ciment trop élevée n'assure pas l'augmentation de la résistance mécanique et peut causer l'apparition des fissures de retrait trop rapprochées (Gauthier et Marchand, 2004).

Les ajouts cimentaires comme la fumée de silice et les cendres volantes peuvent être employées dans un mélange de BCR (Gauthier et Marchand, 2004). Ces ajouts doivent être utilisés avec précaution étant donné leurs caractéristiques très variables d'une source à l'autre.

Des mélanges de ciment avec de la fumée de silice sont souvent employés, avec des dosages en fumée de silice atteignant jusqu'à 10% de la teneur en liant. L'ajout de fumée de silice facilite le compactage du mélange grâce à une augmentation du pourcentage des matériaux fins, améliorant ainsi les propriétés mécaniques du BCR, ainsi que sa durabilité aux cycles de gel-dégel et sa résistance à l'écaillage (Jofré, 1993).

Les cendres volantes sont souvent utilisées dans la construction des pavages en BCR, avec des dosages ne dépassant pas 25% de la teneur en liant (Gauthier et Marchand, 2004). Ces ajouts permettent d'améliorer la maniabilité du BCR à l'état frais et retardent la prise, ce qui permet une mise en œuvre moins exigeante vis-à-vis du délai d'exécution

(Jofré, 1993). Ces avantages sont intéressants lorsque les travaux se réalisent par temps chaud. Dans les régions à climat rigoureux, la résistance au gel-dégel peut toutefois être compromise.

#### **3.4.1.2 Granulats**

Tout comme pour le béton conventionnel, la nature et la granulométrie des granulats influencent la qualité et les propriétés du BCR à l'état frais et durci. Une granulométrie appropriée permet de diminuer considérablement les vides de compactage et la ségrégation lors des opérations de mise en place. Les propriétés mécaniques des mélanges de BCR comme la résistance à la compression, le module d'élasticité et la durabilité aux cycles gel-dégel et l'écaillage sont aussi influencées par les propriétés des granulats. Le choix des granulats a une influence directe sur la densité du béton que l'on obtient en chantier (Jofré, 1993).

La matrice granulaire des mélanges de BCR est composée généralement de deux catégories de granulats : les gros granulats (20 – 5mm) et les granulats fins (5mm – 80 $\mu$ m) (Gauthier et Marchand, 2004). La grosseur des granulats est limitée généralement à 20mm de diamètre afin d'éviter leur ségrégation lors de la fabrication et leur mise en place, pour rendre le malaxage plus facile et améliorer l'uni.

#### **3.4.1.3 Eau**

Pour les mélanges de BCR, la quantité de l'eau de gâchage requise dépend de la compacité optimum, elle doit répondre aux mêmes caractéristiques exigées pour un béton conventionnel (Gauthier et Marchand, 2004). La teneur en eau optimale des bétons compactés est en général comprise entre 4 et 7% exprimée par rapport au mélange sec de granulats et de liant (Jofré, 1993).

La teneur en eau de fabrication est fixée de façon à obtenir sur chantier la teneur en eau désirée. Il faut pour cela, tenir compte :

- des conditions atmosphériques;
- des conditions de transport.

Les BCR sont très sensibles aux variations de teneur en eau; un excès ou un manque d'eau diminue notablement les performances mécaniques. Un manque d'eau conduit souvent à un risque de ségrégation et à des difficultés de compactage. Un excès conduit à une instabilité rendant l'uni défectueux, cette sensibilité peut apparaître pour des variations de 0,5% autour de l'optimum. Un manque d'eau peut également causer des défauts de prise localisés.

#### **3.4.1.4 Adjuvants**

Plusieurs types d'adjuvants peuvent être utilisés dans les mélanges de béton compacté au rouleau comme les retardateurs de prise, les réducteurs d'eau et les agents entraîneurs d'air (Jofré, 1993; Tremblay, 1997). Le dosage des adjuvants pour le BCR diffère des dosages couramment utilisés pour les bétons conventionnels (Gauthier et Marchand, 2004).

Les retardateurs de prise permettent de prévenir les risques de prise prématurée et la formation des joints froids. Ils sont employés pour obtenir les délais de maniabilité nécessaire pour compacter le matériau sans nuire à sa structure interne, puisque la prise du liant n'est pas encore commencée.

Les réducteurs d'eau permettent d'obtenir un mélange plus homogène et facilitent les opérations de mise en place. Le recours aux réducteurs d'eau est très répandu dans la fabrication des pavages en BCR (Gauthier et Marchand, 2004).

Les entraîneurs d'air peuvent améliorer la maniabilité du béton frais. Des essais en laboratoire ont montré qu'il est possible d'obtenir des BCR avec une teneur adéquate en air occlus pour augmenter leur durabilité vis-à-vis du gel (Tremblay, 1997). Toutefois, un BCR sans ajout d'entraîneur d'air, mais ayant une résistance à la compression supérieure à 40 MPa, possède une durabilité satisfaisante aux cycles de gel-dégel.

Le dosage des réducteurs d'eau et des agents entraîneurs d'air, est généralement supérieur au dosage minimal requis pour le béton conventionnel (Gauthier et Marchand, 2004).

### **3.4.2 Composition**

Le BCR possède une structure interne particulière, il contient une forte proportion de granulats, soit plus de 75% par rapport au volume total de matériaux et un faible volume de pâte de ciment, ce qui lui confère une consistance très sèche.

Afin de pouvoir compacter efficacement le BCR, on doit respecter le principe du rapport de l'humidité optimale et de la densité maximale. Le BCR doit être relativement sec afin de supporter la charge des rouleaux vibrants mais aussi suffisamment humide pour permettre une distribution adéquate de la pâte durant les opérations de malaxage et de compactage.

Une étude de formulation est indispensable pour définir un béton compacté au rouleau. Elle doit être faite avec tout le soin nécessaire et notamment avec les matériaux qui seront utilisés sur le chantier. L'objectif de cette étude est de produire un béton qui satisfait les critères de performance, et ce, de la façon la plus économique possible. Les propriétés du BCR à l'état frais (maniabilité, masse volumique) et durci (résistance à la flexion et à la compression) doivent être vérifiées en laboratoire avant le démarrage des travaux de pose.

Les méthodes de formulation utilisées des mélanges pour le BCR diffèrent de celles utilisées pour le béton conventionnel. Trois approches sont développées pour la formulation de mélanges de BCR (Gauthier et Marchand, 2004), On retrouve les approches qui relèvent de l'expérimentation, celles qui relèvent de l'empirisme et celles qui relèvent de la théorie :

1. Les méthodes expérimentales ; ce sont les premières méthodes développées pour la formulation de mélanges de BCR. Ces méthodes nécessitent la réalisation d'un certain nombre de gâchées en laboratoire afin d'obtenir les proportions optimales du mélange.
2. Les méthodes semi-empiriques ; ces méthodes se basent sur quelques données expérimentales pour la détermination de certains paramètres de la formulation de mélanges de BCR. La détermination de la proportion des constituants du mélange de BCR sera optimisée à partir d'un nombre réduit de (trois à quatre) gâchées d'essais.
3. Les méthodes théoriques ; ces méthodes se basent sur la minimisation de la porosité du squelette granulaire afin de maximiser la compacité du mélange de BCR en optimisant la proportion des différents constituants du mélange.

### **3.5 Fabrication et mise en œuvre des pavages en BCR**

#### **3.5.1 Fabrication et transport**

Pour la fabrication du BCR, des centrales continues (pugmill) et des centrales discontinues (premix) peuvent être employées. Le BCR nécessite un malaxage vigoureux de façon à disperser uniformément dans toute la matrice le peu d'eau de malaxage du mélange (David, 1986).

Pour les grands projets de 5000 m<sup>3</sup> et plus, on observe une tendance générale au Canada et aux États-Unis à l'emploi des centrales portatives, à débit continu, dites pugmill, semblables à celles utilisées par l'industrie de la construction routière en béton bitumineux. Ce type de centrale procure au béton un malaxage vigoureux qui facilite la dispersion homogène de l'eau à travers le mélange. Cet équipement possède un rendement élevé. En effet, le taux de production peut atteindre 250 à 350 tonnes à l'heure. Son installation est généralement rapide sur le site de construction, ce qui contribue à réduire le délai de transport du BCR. Le processus de fabrication, à débit continu, constitue l'inconvénient majeur de ce type de centrale, puisque la séquence de malaxage ne peut être modifiée.

Pour des travaux de petite envergure, où l'importance d'un taux de production élevé est moindre, le BCR peut être produit dans une usine stationnaire de prémalaxage telles que celles utilisées régulièrement par l'industrie du béton. Si une centrale à béton discontinue est employée, il faut prévoir une certaine réduction de son débit, puisque pour fabriquer le BCR il est nécessaire d'augmenter de 30 secondes au moins le temps de malaxage.

Le transport est réalisé normalement par des camions à benne. Les camions sont généralement équipés d'une bâche qui peut servir à prévenir l'assèchement du mélange surtout en cas de conditions climatiques défavorables, par exemple les jours de forte chaleur ou s'il y a du vent, ceci est d'autant plus valable car les variations de la teneur en eau sont critiques pour le BCR. Aussi, pour éviter le plus possible la ségrégation, on limite la hauteur de chute du BCR dans la benne du camion.

### **3.5.2 Mise en place**

Avant le répandage du béton, il est nécessaire d'assurer une bonne préparation de la surface de la couche support. Celle-ci doit être de qualité, tant par ses caractéristiques géométriques que par son pouvoir portant (Rita et Cliff, 1986).

Pour éviter un assèchement de la couche du BCR, la couche support est, si nécessaire, humidifiée juste avant le répandage du matériau surtout par temps chaud.

Le BCR est généralement mis en place avec une paveuse conventionnelle à asphalte. Des paveuses de haute densité ayant un haut pouvoir de compactage, spécialement adaptées à la mise en place du BCR, peuvent être utilisées. Ces paveuses pré-compactionnent le béton à un degré supérieur et réduisent les problèmes de surface qui pourraient survenir lors des opérations de compactage. Comparativement aux paveuses ordinaires qui confèrent au béton 70 à 80% de sa densité optimale, les paveuses de haute densité permettent d'assurer un fort pré-compactionnement du mélange. Ces paveuses permettent d'obtenir au moins 90% de la compacité maximale Proctor modifiée en très peu de temps tout en minimisant les délais et les joints froids et en assurant un meilleur fini de surface.

Pour obtenir un meilleur uni de surface, des lignes guides doivent être installées aux deux cotés de la paveuse, pour réaliser la première bande du pavage et le bord de celle-ci est utilisé comme guide pour la bande suivante.

Il est important que le débit de la centrale de fabrication permette une livraison continue du matériel limitant ainsi au minimum les arrêts de la paveuse, pour éviter l'apparition de bosses ou de flaques à la surface du revêtement. Cela peut se faire en ajustant la vitesse de la paveuse en fonction du taux de livraison du BCR.

Afin d'obtenir une compacité correcte sur toute l'épaisseur du revêtement, l'épaisseur finale du BCR placée en une seule couche ne devrait pas être supérieure à 250 mm après compactage.

### 3.5.3 Compaction

Le degré de compactage du BCR influence ses propriétés mécaniques à l'état durci. Le compactage est l'étape la plus importante du procédé (Rita et Cliff, 1986). Il assure la densité et la résistance du revêtement, de même que son uni et sa texture superficielle. Il est nécessaire d'accorder une attention particulière à cette phase du chantier, compte tenu de la sensibilité au compactage des BCR. Il doit commencer dès la mise en place et se poursuivre jusqu'à ce que le revêtement ait la densité recherchée. Le BCR doit atteindre un degré de compactage de 100% par rapport à la masse volumique humide de référence (Gauthier et Marchand, 2004).

Le compactage est effectué grâce à des rouleaux vibreurs autopropulsés de 8 à 18 tonnes. Pour améliorer la qualité de la surface de roulement, le rouleau vibrant peut être suivi par un rouleau pneumatique. Une séquence de compaction souvent utilisée implique typiquement 2 passes (on entend par une passe, un cycle complet en avant et en arrière) du compacteur sans vibration pour consolider le matériau, suivies de plusieurs passes avec vibration, généralement quatre ou plus, jusqu'à l'obtention de la compacité spécifiée. Le processus de compactage peut être suivi de plusieurs passes d'un rouleau pneumatique pour fermer des vides possibles ou les petites fissures superficielles.

Un BCR avec une consistance adaptée se tassera de façon uniforme sous le rouleau. S'il est trop humide, sa surface se montrera brillante et pâteuse et s'il est trop sec sa surface apparaîtra poussiéreuse ou granuleuse et il sera difficile d'atteindre la densité spécifiée. Si des ajustements de la teneur en eau s'avéraient nécessaires, il faut reformuler le mélange.

Il est très important de bien réussir le compactage étant donné que la résistance mécanique du BCR dépend de sa compacité. Habituellement, les devis techniques prescrivent l'obtention d'une compacité minimale. En chantier le processus de

compactage peut être contrôlé au moyen d'un nucléodensimètre. Cet appareil permet de mesurer instantanément et à différentes profondeurs la teneur en eau et la densité (humide et sèche) du BCR frais.

Quand l'épaisseur du revêtement en BCR est supérieure à 250 mm, on construit le revêtement en plusieurs couches, pour garantir un compactage correct de chacune d'elles. Dans ce cas, il est essentiel d'obtenir une bonne adhérence entre les différentes couches en limitant le délai de mise en œuvre de la couche supérieure au délai de maniabilité de la couche inférieure. Quand le délai de maniabilité est dépassé, l'application d'un coulis de ciment assure une bonne adhérence entre les différentes couches.

### **3.6 Joints**

Dans les pavages en BCR on distingue les joints longitudinaux entre chacune des bandes adjacentes et les joints transversaux à l'extrémité des bandes de pavage. Ces joints se divisent en deux catégories : les joints frais et les joints de reprise.

#### **3.6.1 Joints frais**

Un joint frais, longitudinal ou transversal, est la jonction d'un béton frais à un béton en place fraîchement répandu et non durci. Il est formé lorsque la période de temps entre la mise en place et la compaction de bandes adjacentes est suffisamment courte pour former un joint monolithique entre elles.

#### **3.6.2 Joints de reprise**

Un joint de reprise, longitudinal ou transversal, est la jonction d'un béton frais à un béton déjà durci, il résulte d'un arrêt prolongé du travail. À chaque reprise de chantier, le béton compacté est découpé pour présenter une tranche verticale.

### **3.6.3 Joints de désolidarisation**

Les joints de désolidarisation sont utilisés pour séparer le pavage de BCR des éléments de confinement latéraux. Le matériau utilisé pour ces joints est généralement placé contre la partie fixe avant la mise en place du BCR.

### **3.6.4 Joints de retrait**

Sur la plupart des premiers revêtements en BCR, les joints n'étaient pas réalisés et la fissuration des dalles se faisait librement. Les fissures résultantes étaient parfois trop larges pour permettre un transfert de charge adéquat. Pour cette raison, une tendance à l'emploi de joints sciés s'est répandue afin d'exercer un certain contrôle sur la fissuration.

En milieu urbain, des joints de retrait sont conseillés afin de contrôler la fissuration. Ils sont réalisés par un sciage qui s'effectue dans un délai dépendant surtout des conditions climatiques et de l'accroissement de la résistance du BCR (Gauthier et Marchand, 2004).

Dans les pavages industriels en BCR, qui ne vont pas recevoir une couche de roulement, les joints de retrait doivent être scellés. Les produits et méthodes de scellement ont les mêmes spécifications que ceux des chaussées en béton.

Toutefois, quand l'esthétique du revêtement n'est pas une considération importante, il est courant de ne pas avoir recours à des joints de retrait sciés, et de laisser le béton se fissurer naturellement, ce qui mène à de grandes économies.

### **3.7 Cure et protection de la surface**

Considérant sa faible teneur en eau, la réalisation d'une cure efficace du BCR est primordiale afin de maintenir la surface constamment humide. Elle est nécessaire étant donné qu'elle affecte les propriétés mécaniques des mélanges de BCR. La cure garantit un revêtement robuste et durable. Elle débute immédiatement après la fin des opérations de compactage. Tout retard occasionne généralement une détérioration prématurée de la surface, entraînant la dessiccation et le déchaussement des granulats (Ouellet, 1998).

La cure peut être effectuée au moyen de jets d'eau en bruine ou en appliquant des produits de cure formant une membrane. Lorsqu'une cure à l'eau est préférée, la surface de BCR est maintenue constamment humide pendant une période minimale de 7 jours. Généralement, il est souvent plus pratique et économique de recouvrir la surface du BCR d'une membrane. Pour prévenir toute perte d'humidité, la membrane est appliquée en deux couches, avec le double du dosage recommandé par le fabricant, de façon à couvrir uniformément toute la surface du BCR. L'application d'une quantité insuffisante de produit de cure entraîne l'assèchement prématuré de la surface de BCR et par conséquent, en réduit sa résistance à l'abrasion et l'écaillage en présence de sels déglaçants. On a aussi recours aux émulsions bitumineuses (Robert, 1994), celles-ci sont habituellement utilisées lorsqu'une couche en asphalte est prévue sur le BCR, elles servent comme liant d'accrochage pour la mise en place du revêtement en enrobé.

### **3.8 Comportement à long terme des chaussées en BCR**

Les observations réalisées sur les pavages en BCR exécutés dans plusieurs pays comme le Canada, les États-Unis, l'Espagne, la France, la Suède et la Norvège ont montré que le comportement des chaussées en BCR est satisfaisant dans tous les types d'applications (Jofré, 1993). L'espacement de la fissuration est généralement supérieure à celui observé dans les bétons conventionnels (Gauthier et Marchand, 2004).

La qualité de l'uni et la durabilité des revêtements se sont remarquablement améliorées par rapport à celles obtenues sur les premiers chantiers. L'introduction des paveuses de haute densité, spécialement adaptées à la mise en place et au compactage du BCR est le facteur qui a le plus amélioré la qualité des revêtements en BCR. Depuis le début des années 1990, des revêtements en BCR ayant une qualité d'uni semblable à ceux des revêtements en enrobé bitumineux ou en béton conventionnel ont été réalisés (Piggot, 1999).

La résistance mécanique des revêtements en BCR s'améliore avec le temps. Des résistances à la compression entre 60 et 95 MPa ont été mesurées sur quelques chaussées âgées (Jofré, 1993).

Bien qu'aucun essai fiable n'est disponible pour mesurer la résistance aux cycles gel-dégel des revêtements en BCR (Piggot, 1999 et Robert, 1994), le suivi du comportement des chaussées en BCR dans des régions à hivers rigoureux, montre qu'ils ont une bonne résistance aux cycles de gel-dégel et aux agents chimiques déglaçants. Pour résister aux dégâts causés par les cycles de gel-dégel et les agents chimiques déglaçants, le BCR doit posséder une teneur en liant adéquate et contenir les granulats appropriés. Les matériaux constituant le BCR doivent être bien malaxés et mis en place selon la densité spécifiée. La cure et la protection de surface doivent être réalisées d'une manière efficace.

En ce qui concerne la résistance à l'abrasion qui est une question très importante pour les revêtements où des pneumatiques à crampons sont utilisés en hiver, des essais ont prouvé que le BCR est capable de résister à l'effet des agressions superficielles de type moyen ou sévère (Jofré, 1993).

### **3.9 Considérations économiques**

La rapidité de mise en place des revêtements rigides en BCR, les faibles teneurs en ciment du mélange, l'utilisation d'ajouts minéraux moins onéreux et l'emploi des équipements conventionnels pour la mise en œuvre des pavages en font un matériau économiquement très intéressant pour l'industrie de la construction.

Les applications de la technologie du BCR réalisées en Amérique du Nord, tant en milieu urbain qu'en milieu industriel, ont permis de montrer qu'il est possible de faire des économies de 20 à 30% des coûts d'exécution par rapport aux revêtements en béton conventionnel pour des trafics similaires; dans certains projets, les coûts d'exécution étaient comparables à l'option correspondant à une structure de chaussée souple (Kwabena, 1996; Selvakumar et Norris, 1992).

### **3.10 Comportement structural des pavages en BCR**

Les revêtements en BCR sont des chaussées rigides qui présentent un comportement structural identique aux revêtements en béton conventionnels et sont soumis par conséquent aux mêmes critères de conception (Gauthier et Marchand, 2004).

La conception des revêtements en BCR, tout comme pour les revêtements en béton conventionnel, consiste à calculer l'épaisseur de la dalle qui permet de maintenir les dommages en fatigue engendrés par les charges roulantes en deçà des limites acceptables. Pour le choix d'une méthode à adopter en toute sécurité pour le calcul de l'épaisseur d'une dalle en BCR, il est nécessaire d'analyser le comportement à la fatigue de ce type de dalle. L'expérience de base permettant de mettre en évidence le comportement à la fatigue d'un matériau, consiste à soumettre des éprouvettes à des sollicitations répétées à différents niveaux d'amplitude de contraintes, et à déterminer le

nombre de sollicitations (N) entraînant la rupture. On trace par la suite, en échelle semi-logarithmique, la courbe suivante :

$$\frac{\sigma_a}{M_r} = a - b \times \log(N) \quad (3.1)$$

Avec :    N    = nombre de sollicitations.  
            $\sigma_a$  = amplitude de contraintes.  
            $M_r$  = module de rupture du BCR.  
           a et b = coefficients expérimentaux.

Une étude de la rupture par fatigue du béton compacté au rouleau a été récemment réalisée à l'Université Laval (Gendreau, 2002). L'essai de flexion « 3 points » a été utilisé lors de cette étude, les résultats de cet essai sont présentés dans le Tableau XI.

La représentation graphique de la courbe de comportement à la fatigue du BCR est illustrée à la figure 17.

La figure 17 montre que **tous** les points de la courbe sont situés au-dessus de la courbe de comportement d'un béton ordinaire retenu par la PCA. Le BCR a donc clairement une résistance à la fatigue meilleure qu'un béton ordinaire.

La courbe de fatigue du BCR est assez bien représentée par une droite en coordonnées semi-logarithmiques, telle que tracée sur la figure 17. L'équation de cette droite, selon la technique des moindres carrés, est la suivante :

$$\sigma / M_r = - 0,0296 \ln (N) + 1,0278 \quad \text{d'où}$$

$$\log N = 15,080 - 14,672 (\sigma / M_r) \quad (3.2)$$

Tableau XI

## Résultats des essais de fatigue sur le BCR

Mélange	Flexion (MPa)	Nombre de cycles	Taux de chargement
4A	6,6	1000000	60,94%
4A	6,6	1000000	60,30%
4A	6,6	370677	71,63%
4A	6,6	128447	70,31%
4A	6,6	172060	74,06%
4A	6,6	633081	67,89%
4B	6,6	1000000	66,26%
4A	6,6	191092	72,07%
5A	8,1	368141	66,38%
5A	8,1	397304	65,85%
5A	8,1	1000000	60,50%
5A	8,1	382101	59,79%
5B	8,1	689527	58,24%
5B	8,1	36712	70,66%
5A	8,1	1000000	58,01%
5A	8,1	63523	64,67%
3B	8,7	1000000	65,15%
3A	8,7	142157	60,17%
3A	8,7	905027	59,87%
3A	8,7	43455	65,99%
3A	8,7	843198	58,19%
3A	8,7	905155	55,90%
3A	8,7	608070	70,65%
3A	8,7	1000000	50,73%
2A	7,6	999468	67,57%
2A	7,6	200078	73,08%
2A	7,6	1000000	62,04%
2A	7,6	1000000	56,85%
2A	7,6	634680	65,00%
2A	7,6	1000000	60,60%
2A	7,6	111074	70,28%
2B	7,6	1000000	67,97%

(Gendreau, 2002)

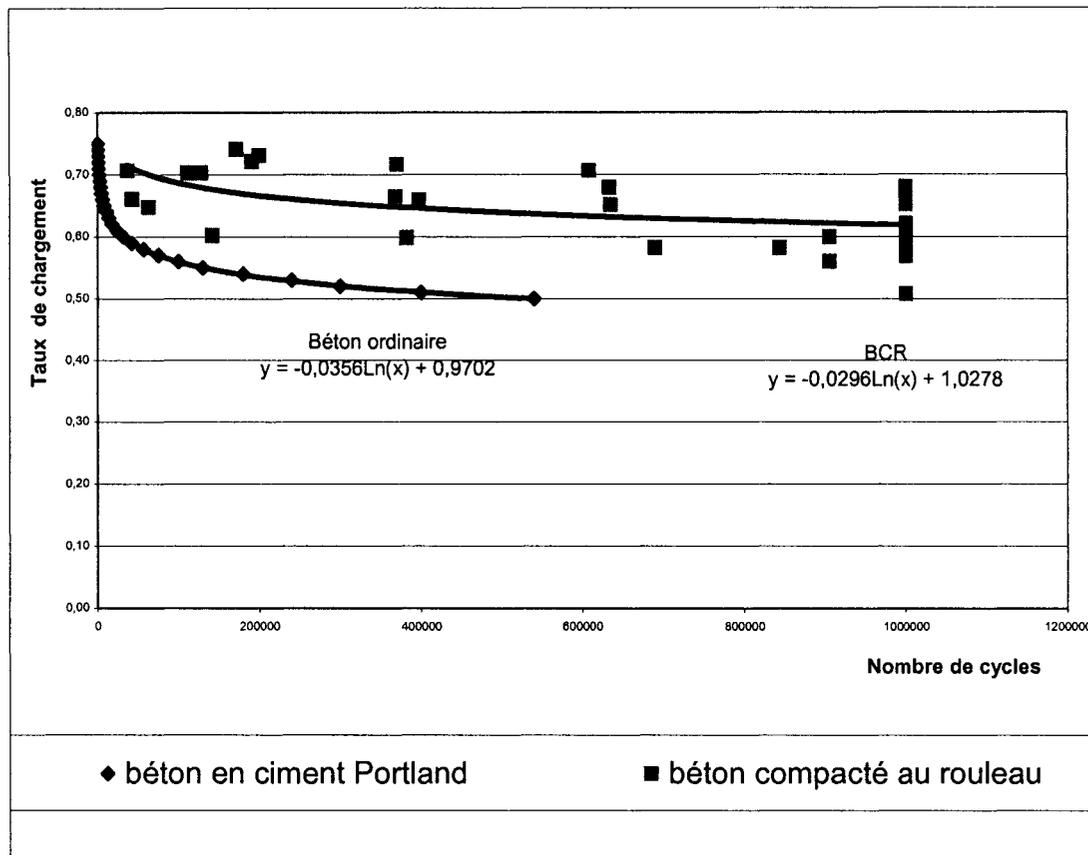


Figure 17 Courbe de fatigue du BCR vs Béton conventionnel

Étant donné que le BCR présente une résistance à la fatigue supérieure à celle d'un béton conventionnel, les méthodes de dimensionnement structural des pavages en BCR seront les mêmes que celles des pavages en béton conventionnel.

## **CHAPITRE 4**

### **CATALOGUE DES STRUCTURES DE CHAUSSÉES**

#### **4.1 Introduction**

Ce chapitre présente une synthèse des options prises pour la conception des structures des voiries urbaines de la Ville de Montréal et des aires de circulation et de chargement. Les résultats des calculs de dimensionnement de ces structures sont détaillés et présentés sous la forme de catalogues.

Les paramètres de base du dimensionnement comme l'agressivité du trafic, le niveau de portance de la plate-forme support et la résistance mécanique des matériaux utilisés sont décrits. De plus, les hypothèses caractérisant le domaine d'application de la méthode de dimensionnement considéré sont détaillées et justifiées.

Le catalogue est élaboré pour deux domaines d'applications, le premier concerne les chaussées urbaines traditionnelles et le second les aires de circulation et de chargement.

#### **4.2 Structures de chaussées dites traditionnelles**

Le vocable chaussées traditionnelles désigne les structures des chaussées urbaines souples et mixtes. Les routes urbaines de la ville de Montréal sont majoritairement constituées de ces deux types de structures de chaussées. Les structures mixtes sont très largement employées pour toutes les catégories de voiries urbaines de la ville, ils représentent une proportion de l'ordre de 80% de l'ensemble du réseau. Les structures mixtes associent l'avantage de la portance des dalles en béton et le confort au roulement des revêtements bitumineux.

#### **4.2.1 Le dimensionnement des structures de chaussées traditionnelles**

Chaque administration routière est amenée à adopter une méthode particulière de dimensionnement de chaussées, cette méthode doit être par la suite adaptée selon les spécificités du climat, les ressources et les moyens disponibles. C'est dans ce cadre que la méthode AASHTO, révisée en 1993, a été retenue par le ministère des Transports du Québec pour le dimensionnement de chaussées sur le réseau provincial (Rioux, 1993).

Les structures des chaussées souples du catalogue ont été calculées à l'aide du logiciel «Chaussée» et validées à l'aide du logiciel de dimensionnement des chaussées souples DARWin. Le logiciel «Chaussée» a été mis au point en 1999, par le ministère des Transports du Québec (MTQ, 1993). Ce logiciel repose essentiellement sur la méthode du Québec de dimensionnement des chaussées souples. Cette méthode est une adaptation de la méthode AASHTO aux conditions du Québec.

Les structures mixtes du catalogue ont été calculées à l'aide du logiciel de dimensionnement des chaussées rigides DARWin.

D'autres parts, les épaisseurs des couches ont été corrigées pour se conformer aux épaisseurs minimums des différentes couches de matériaux fournies par le Service des Travaux publics de la Ville. Ces épaisseurs minimums résultent des exigences pratiques et de l'expérience acquise à la Ville quant à la performance des structures.

#### **4.2.2 Les paramètres de base du dimensionnement des voiries**

Trois paramètres de base sont nécessaires pour la conception d'un catalogue de structures types de chaussées. Il s'agit :

- Du trafic précisant le niveau de sollicitations subies par la chaussée;
- Du niveau de portance du sol support;

- Des propriétés mécaniques des matériaux de corps de chaussée.

#### 4.2.2.1 Trafic

Le niveau de sollicitations subies par la chaussée est traduit pour le calcul du dimensionnement en nombre cumulé équivalent d'essieux de référence, que devra supporter la chaussée pendant la durée de service retenue. L'essieu de référence est l'essieu simple à roues jumelées de 8,2t (essieu maximum légal), le niveau de sollicitations s'exprime en ÉCAS.

Le trafic total des véhicules de divers poids est converti en nombre d'ÉCAS à travers les facteurs d'agressivités des différents véhicules. Ces facteurs dépendent de la nature des matériaux de chaussée et du type de chaussée.

Pour le dimensionnement d'une chaussée en milieu urbain, l'évaluation du trafic doit faire l'objet d'une analyse détaillée; cette analyse demande des informations fiables de comptage et de pesage. Dans le cas où cette analyse ne peut être réalisée, on peut utiliser un coefficient d'agressivité moyen établi par des analyses de trafic urbain; le trafic est alors estimé par simple comptage.

Dans ce catalogue, cinq classes de trafic T1 à T5, exprimées en ÉCAS, sont définies. Ces classes conduisent aux trafics cumulés d'essieux de référence de dimensionnement suivants :

Tableau XII

## Classes de trafic

Classes de trafic	ÉCAS cumulé en 10 <sup>3</sup> essieux de 8,2 t	
	Chaussées souples	Chaussées rigides
T1	0 à 187,5	-----
T2	187,5 à 750,0	-----
T3	750,0 à 2 250,0	1 125,0 à 3 375,0
T4	2 250,0 à 3 750,0	3 375,0 à 5 625,0
T5	3 750,0 à 7 500,0	5 625,0 à 11 250,0

Les calculs de dimensionnement des chaussées sont réalisés à partir des limites hautes des classes de trafic.

Les chaussées de la Ville dont le trafic est supérieur à celui prévu pour la classe T5 ne sont pas considérées dans ce catalogue (la rue Notre Dame par exemple). Pour ces chaussées, le trafic ainsi que le dimensionnement structural doivent faire l'objet d'études spécifiques au cas par cas, intégrant les particularités éventuelles de chaque projet.

#### 4.2.2.2 Classes du sol support

Dans le domaine de dimensionnement des chaussées, le sol support est caractérisé par sa capacité portante. En se basant sur la classification des sols de l'île de Montréal établie par Keyser et Prest (1961), les sols de la Ville de Montréal peuvent être regroupés en trois familles homogènes S1, S2, S3, par ordre décroissant de qualité, en fonction de leurs résistances. Les trois classes sont décrites dans le Tableau XIII qui suit :

Tableau XIII

## Classification des sols

Classes	Matériaux	Groupes selon le système de classification unifié des sols « USCS »
S1 Bon sol Mr = 90 MPa	Pierre granulaire, till pierreux ou silteux, sable et gravier de plage et rivière contenant moins de 30% de grains fins (passant le tamis 80 µm)	GW; graviers bien gradués. GP; graviers pauvrement gradués. GM; graviers silteux. GC; graviers argileux. SW; sables bien gradués. SP; sables pauvrement gradués. SM; sables silteux avec moins de 30% de grains fins.
S2 Sol acceptable Mr = 48 MPa	Sables silteux contenant plus de 30% de grains fins	SM; sables silteux avec plus de 30% de grains fins.
S3 Sol moyen Mr = 38 MPa	Silt et argile	ML; sables inorganiques ou sables très fins. CL; argiles inorganiques à faible ou moyenne plasticité.

## 4.2.2.3 Les matériaux de construction

Les matériaux couramment utilisés par la ville de Montréal, pour la construction et la réhabilitation des chaussées, se retrouvent dans :

- Les revêtements pour les chaussées souples et rigides;
- Le corps de chaussée construit sur une plate-forme convenable, incluant les fondations et les sous-fondations stabilisées ou non.

**a) Les matériaux de revêtement**

Les enrobés bitumineux (EB) et les bétons de ciment (BC) constituent les revêtements respectifs pour les chaussées souples et rigides. Les chaussées rigides urbaines sont souvent recouvertes d'un revêtement en enrobé bitumineux, constituant ainsi des structures mixtes.

**b) Les matériaux de corps de chaussée**

Les matériaux de construction qui composent le corps de la chaussée peuvent être du type granulaire, pulvérisé ou stabilisé.

Les matériaux granulaires (MG) : Proviennent du concassage du roc, dont le diamètre des particules est inférieur à 20 mm pour la classe MG20 et 56 mm pour la classe MG56. Ces matériaux constituent d'excellents matériaux de fondation.

Les matériaux pulvérisés : Proviennent du recyclage des vieux matériaux de chaussées. Le recours aux matériaux recyclés dans le domaine routier s'est largement généralisé pour des considérations environnementales et budgétaires. Le ministère des Transports classe les matériaux recyclés selon les proportions respectives, dans le mélange, de béton de ciment concassé, de béton bitumineux concassé et de granulats conventionnels. Sept classes ont ainsi été établies. Les matériaux des classes MR1 et MR2 sont les mieux recommandés dans les couches de fondations et sous-fondations des chaussées.

Dans le présent catalogue, deux catégories de fondation sont définies. La première catégorie comprend les fondations stabilisées (FS) constituées de matériaux neufs ou recyclés. La seconde catégorie comprend les fondations granulaires et/ou pulvérisées (FGP), les fondations granulaires sont constituées de matériaux granulaires type MG20

ou MG56 et les fondations pulvérisées sont constituées de matériaux recyclés type MR1 ou MR2.

### **4.2.3 Les choix des paramètres de conception par l'administration**

Dans le domaine de conception et de dimensionnement des structures de chaussées, chaque administration routière fixe explicitement ses exigences essentielles et ses objectifs.

La politique routière de la Ville sur les réseaux urbains vise à maintenir un niveau de service élevé pour l'utilisateur, à travers un investissement initial élevé, assurant une longue durée prévisionnelle de service aux chaussées. La stratégie qui sera mise en oeuvre, doit permettre d'atteindre les objectifs de la ville décrits ci-après.

#### **4.2.3.1 Durée de vie des voiries**

La durée de vie des voiries est fonction de la stratégie d'investissement et d'entretien qui sera adoptée par l'administration routière. La volonté de construire des structures durables a conduit la Ville à retenir une durée de vie de vingt-cinq années pour les structures types des chaussées souples et mixtes.

Ce choix tient compte du caractère particulier des chaussées urbaines :

- La voirie urbaine ne se prête pas, dans la plupart des cas, à des opérations de renforcement;
- Il s'agit d'un environnement sensible aux nuisances occasionnées par les travaux d'entretien.

#### 4.2.3.2 Niveau de service

Le niveau de service d'une chaussée se mesure selon l'indice de viabilité PSI qui se dégrade avec le temps. L'indice initial du niveau de service est fonction du type et catégorie de la chaussée et de la qualité des travaux exigée par l'administration routière. La cote finale est la cote minimale qui peut être tolérée et qui nécessite une opération de réhabilitation ou de reconstruction.

La ville de Montréal adopte selon la classe de la voirie urbaine les indices de viabilité initial et final présentés au Tableau XIV :

Tableau XIV

#### Niveaux de service

Classes de trafic	Chaussées souples		Chaussées rigides	
	PSI <sub>initial</sub>	PSI <sub>final</sub>	PSI <sub>initial</sub>	PSI <sub>final</sub>
T1	3,75	1,75	----	----
T2	3,75	1,75	----	----
T3	4,0	2,0	4,0	2,0
T4	4,0	2,0	4,0	2,0
T5	4,2	2,2	4,2	2,0

#### 4.2.3.3 Le risque de calcul : Fiabilité

La fiabilité correspond à la probabilité de rupture de la chaussée, à l'issue de la durée de vie de service. Cette probabilité est fonction du niveau de service visé par l'administration routière. La notion de fiabilité est introduite dans la méthode de

l'AASHTO afin de tenir compte de l'importance de la dispersion des facteurs clés de dimensionnement des chaussées.

Dans le calcul de dimensionnement des chaussées, la Ville retient souvent des indices de fiabilité variant selon l'importance du rôle fonctionnel de la chaussée tel que présenté au Tableau XV.

Tableau XV

Fiabilité

Classes de trafic	Indice de fiabilité
T1	60%
T2	60%
T3	70%
T4	80%
T5	90%

#### 4.2.4 Les structures type de chaussée

Après avoir pris en compte toutes les options de conception des structures des voiries urbaines de la ville et après avoir réalisé l'ensemble des calculs de dimensionnement de ces structures et recoupé avec les pratiques de la ville, deux fiches de structures sont obtenues, relatives :

- Aux structures souples, présentées dans le Tableau XVI;
- Aux structures mixtes, présentées dans le Tableau XVII.

Celles-ci fournissent les résultats du dimensionnement mécanique pour les différentes classes de portance du sol support, en fonction du trafic cumulé.

Pour les chaussées souples, le catalogue propose deux options de design pour les voiries urbaines ayant un trafic élevé, correspondant aux trafics T4 et T5. Le choix de la meilleure option devra tenir compte des considérations économiques et des contraintes du projet.

Tableau XVI

## Structures types pour chaussées souples

Trafic/Sol	S1	S2	S3
T1	75 mm EB 300 mm FGP	75 mm EB 300 mm FGP	75 mm EB 300 mm FGP
T2	95 mm EB 400 mm FGP	95 mm EB 400 mm FGP	95 mm EB 400 mm FGP
T3	130 mm EB 400 mm FGP	130 mm EB 400 mm FGP	<b>Option 1</b> 130 mm EB 420 mm FGP  <b>Option 2</b> 140 mm EB 400 mm FGP
T4	<b>Option 1</b> 155 mm EB 400 mm FGP  <b>Option 2</b> 140 mm EB 175 mm FS 300 mm FGP	<b>Option 1</b> 155 mm EB 400 mm FGP  <b>Option 2</b> 140 mm EB 175 mm FS 300 mm FGP	<b>Option 1</b> 180 mm EB 400 mm FGP  <b>Option 2</b> 140 mm EB 175 mm FS 350 mm FGP
T5	<b>Option 1</b> 190 mm EB 300 mm FGP  <b>Option 2</b> 175 mm EB 175 mm FS 300 mm FGP	<b>Option 1</b> 200 mm EB 450 mm FGP  <b>Option 2</b> 175 mm EB 175 mm FS 300 mm FGP	<b>Option 1</b> 215 mm EB 500 mm FGP  <b>Option 2</b> 180 mm EB 200 mm FS 400 mm FGP

La conception des chaussées mixtes de ce catalogue est réalisée pour trois modules de ruptures du béton respectivement, 4 MPa, 5 MPa et 6 MPa.

Tableau XVII

## Structures types pour chaussées mixtes

Trafic	Module de rupture du béton	S1	S2	S3
T3	4 MPa	60 mm EB 200 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 200 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 205 mm BC 400 mm FGP
	5 MPa	60 mm EB 170 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 175 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 180 mm BC 400 mm FGP
	6 MPa	60 mm EB 150 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 155 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 160 mm BC 400 mm FGP
T4	4 MPa	60 mm EB 225 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 235 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 235 mm BC 400 mm FGP
	5 MPa	60 mm EB 200 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 200 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 200 mm BC 400 mm FGP
	6 MPa	60 mm EB 175 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 180 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 185 mm BC 400 mm FGP
T5	4 MPa	60 mm EB 265 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 270 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 275 mm BC 400 mm FGP
	5 MPa	60 mm EB 235 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 240 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 240 mm BC 400 mm FGP
	6 MPa	60 mm EB 210 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 215 mm BC 400 mm FGP	60 mm EB 215 mm BC 400 mm FGP

Les étapes à suivre pour choisir la structure souple ou mixte requise sont les suivantes :

1. Choisir la catégorie de trafic (Ti);
2. Choisir la catégorie du sol support (Si);
3. Identifier la structure correspondant au trafic et sol support choisis.

Cette structure sera requise pour toute chaussée neuve ou chaussée réhabilitée. Dans tous les cas, les matériaux devront être conformes aux spécifications usuelles exigées par le Service des Travaux Publics de la Ville.

### **4.3 Structures des aires de circulation et de chargement**

Les aires de circulation et de chargement intègrent les routes municipales et urbaines, les stationnements pour les camions et automobiles, les aires de triage et d'entreposage de bois, les routes de transport dans l'industrie forestière et minière, les gares intermodales de conteneurs, les aires de stockage de vrac, les aires de transbordement de conteneurs, les aires de compostage et les planchers industriels.

Les structures des aires de circulation et de chargement peuvent être du type souple ou rigide. Les structures souples sont composées d'un revêtement en enrobé reposant sur une fondation granulaire. Les structures rigides sont constituées de dalles en BCR.

#### **4.3.1 Dimensionnement des aires de circulation et de chargement**

Les véhicules rencontrés sur les aires de circulation et de chargement peuvent être regroupés en trois catégories. La première catégorie correspond aux véhicules qui circulent sur les chaussées rurales et urbaines. La seconde catégorie correspond aux véhicules qui circulent dans les chemins industriels. La troisième catégorie comprend les chariots élévateurs pour les planchers industriels.

Les chemins et les planchers industriels supportent des charges très importantes avec un trafic très varié et non conventionnel, comparativement aux chaussées urbaines et rurales. Les roues des véhicules lourds qui circulent dans ces aires de circulation sont disposées différemment selon le type d'appareil. De plus, le poids de ces véhicules croît avec l'augmentation du poids total des équipements industriels.

Les véhicules présents sur les aires de circulation et de chargement dont la charge à l'essieu peut atteindre 136 000 lbs ne peuvent être converti en ÉCAS. Ainsi, les méthodes standards de dimensionnement de chaussées ne peuvent s'appliquer à ce type de pavage. Seules les méthodes permettant la prise en compte de tout type de chargement sont envisageables.

Les méthodes mécanistes permettent le dimensionnement de ces types de chaussées. Ces méthodes sont basées sur l'évaluation du niveau de sollicitation dans la structure sous l'effet d'un chargement quelconque et la détermination du nombre de passages permis selon le modèle de comportement, associé à la structure de la chaussée.

#### **4.3.2 Caractéristiques des véhicules**

Les chemins et les planchers industriels doivent supporter des charges très importantes. Pour le dimensionnement de ces types de pavages, selon la méthode mécaniste, il est nécessaire de bien définir les charges de façon à quantifier leur sollicitation sur les structures. Pour des fins d'analyse structurale, les véhicules doivent être caractérisés par les paramètres suivants :

- La charge, ainsi que la configuration géométrique des roues, car les roues des véhicules sont disposées différemment selon le modèle du véhicule;
- La pression de gonflage, qui détermine l'aire de contact des pneus.

Un recensement auprès des concessionnaires sur les différents types de véhicules rencontrés sur les aires de circulation et de changement a permis de dégager 16 types de véhicules lourds pour les chaussées urbaines, rurales et chemins industriels ainsi que 20 chariots élévateurs couramment utilisés dans l'industrie.

Les caractéristiques principales des essieux des véhicules lourds et chariots élévateurs nécessaires pour des études de dimensionnement sont présentées respectivement dans le Tableau XVIII et Tableau XIX. Les chariots élévateurs qui sont utilisés dans les bâtiments industriels sont munis de roues pleines, de ce fait une valeur de 1,72 MPa (250 psi) comme pression de gonflage des pneus est généralement retenue pour calculer l'aire de contact des roues (Ringo, 1992). L'empreinte de l'aire de contact d'une roue est obtenue en divisant la charge par la pression.

### **4.3.3 Structure en BCR des aires de circulation et de chargement**

#### **4.3.3.1 Logiciel de dimensionnement**

Le logiciel AIRpave 2000 a été retenu pour le calcul des épaisseurs des pavages de BCR du présent catalogue. Ce logiciel est une version Windows du logiciel de la Portland Cement Association (PCA) développé par Robert Packard en 1967 (ACPA, 2001). Ce choix est justifié pour les raisons suivantes :

- Le logiciel s'appuie sur les courbes de fatigue d'un béton conventionnel selon la PCA qui sont donc clairement conservatrices pour le BCR;
- Le logiciel est adapté pour le calcul des épaisseurs des pavages supportant des charges importantes tels : planchers industriels, aires de manutention et de stockage, chaussées urbaines et rurales, etc...
- Ce logiciel donne la possibilité de configurer les points de chargement de la majorité des véhicules industriels pouvant solliciter les pavages en BCR.

Tableau XVIII

## Charges et configurations des roues pour les véhicules lourds

Véhicules lourds	Type d'essieux	Pression (kPa)	Aire de contact cm <sup>2</sup>	Charge lb	Configuration des roues (cm)
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	Roue double	700	290	9 000	x 0 0 y 0 30,5
Essieu simple de 8t sur roues simples	Roue simple	700	580	9 000	x 0 y 0
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	Tandem double	700	645	40 000	x 0 0 121,9 121,9 y 0 30,5 0 30,5
Big T	Roue simple	700	4839	76 000	x 0 y 0
Clarklift C500/Y800CH	Roue double	550	3652	90 000	x 0 0 y 0 58,7
Clarklift C500/Y950CH	Roue double	550	4174	100 000	x 0 0 y 0 58,7
Kalmar LM	Roue simple	900	4813	97 000	x 0 y 0
Marathon Letoureau Model 2682	Roue simple	550	9310	115 000	x 0 y 0
Marathon Letoureau SST 100	Roue simple	650	7394	108 000	x 0 y 0
Paceco RT Transtainer	Roue double	850	6252	119 000	x 0 y 0
Taylor TEC 950L	Roue double	650	3639	106 000	x 0 0 y 0 71,4
Taylor TEC 155H	Roue double	750	1013	34 000	x 0 0 y 0 71,6
Taylor TEC 155L	Roue double	750	994	33 000	x 0 0 y 0 71,6
Taylor TYTC 1100S	Roue double	750	4045	136 000	x 0 0 y 0 71,4
Valmet TD 1812	Roue double	550	1994	49 000	x 0 0 y 0 67,1
Valmet TD 4212	Roue double	550	3955	97 000	x 0 0 y 0 67,1

Tableau XIX

## Charges et configurations des roues pour les chariots élévateurs

Chariots élévateurs	Charge par essieu sous charge nominale (kg)		Configuration des roues				
	Roue motrice	Roue porteuse					
<b>Chariots élévateurs électriques : Capacité de 3 500 kg à 5 500 kg soit 7 000 lb à 12 000 lb</b>							
M70D	1075	8375	x :	0	0	154,50	154,50
			y :	0	96,70	-2,65	99,35
M80D	1100	9175	x :	0	0	154,50	154,50
			y :	0	96,70	-2,65	99,35
M100D	1150	10350	x :	0	0	154,50	154,50
			y :	0	96,70	-6,65	103,35
M120D	1150	12050	x :	0	0	164,50	164,50
			y :	0	96,70	-17,90	114,60
<b>Chariots élévateurs électriques : Capacité de 1 360 kg à 3 720 kg soit 3 000 lb à 6 000 lb</b>							
EC15K	570	3750	x :	0	0	117,00	117,00
			y :	0	82,60	1,65	80,95
EC18K	660	4200	x :	0	0	117,00	117,00
			y :	0	82,60	1,65	80,95
EC18KL	910	4250	x :	0	0	117,00	117,00
			y :	0	82,60	0,40	82,20
EC20K	750	4950	x :	0	0	128,00	128,00
			y :	0	90,00	1,25	88,75
EC25K	780	5900	x :	0	0	128,00	128,00
			y :	0	90,00	1,25	88,75
EC25KE	820	5800	x :	0	0	138,00	138,00
			y :	0	90,00	1,25	88,75
EC25KL	870	5900	x :	0	0	138,00	138,00
			y :	0	90,00	0	90,00
EC30K	1070	6700	x :	0	0	138,00	138,00
			y :	0	90,00	0	90,00
<b>Chariots élévateurs à gaz : Capacité de 1 360 kg à 3 720 kg soit 3 000 lb à 6 000 lb</b>							
GC15K	560	3625	x :	0	0	119,00	119,00
			y :	0	82,60	1,65	80,95
GC18K	610	4000	x :	0	0	119,00	119,00
			y :	0	82,60	1,65	80,95
GC20K et GC20K HP	625	4650	x :	0	0	135,00	135,00
			y :	0	92,20	2,25	89,95
GC25K	780	5400	x :	0	0	135,00	135,00
			y :	0	89,10	1,00	88,70
GC30K	860	6300	x :	0	0	150,00	150,00
			y :	0	89,70	-0,25	89,95
<b>Chariots élévateurs électriques à trois roues : Capacité de 1 360 kg à 1 850 kg soit 3 000 lb à 4 000 lb</b>							
EP16KT	520	4180	x :	0	0	130,50	130,50
			y :	0	17,00	-36,20	53,20
EP18KT	590	4510	x :	0	0	141,00	141,00
			y :	0	17,00	-36,20	53,20
EP20KT	650	4875	x :	0	0	141,00	141,00
			y :	0	17,00	-36,20	53,20

#### **4.3.4 Structure en BCR des aires de circulation et de chargement**

##### **4.3.4.1 Logiciel de dimensionnement**

Le logiciel AIRpave 2000 a été retenu pour le calcul des épaisseurs des pavages de BCR du présent catalogue. Ce logiciel est une version Windows du logiciel de la Portland Cement Association (PCA) développé par Robert Packard en 1967 (ACPA, 2001). Ce choix est justifié pour les raisons suivantes :

- Le logiciel s'appuie sur les courbes de fatigue d'un béton conventionnel selon la PCA qui sont donc clairement conservatrices pour le BCR;
- Le logiciel est adapté pour le calcul des épaisseurs des pavages supportant des charges importantes tels : planchers industriels, aires de manutention et de stockage, chaussées urbaines et rurales, etc...
- Ce logiciel donne la possibilité de configurer les points de chargement de la majorité des véhicules industriels pouvant solliciter les pavages en BCR.

##### **4.3.4.2 Procédures de conception**

La procédure de conception développée dans le logiciel est une procédure basée sur l'approche dite analytique qui repose sur les études théoriques du comportement des dalles de Westergaard, Pickett et Ray (ACPA,2001). Les facteurs conventionnels de conception qui traduisent les propriétés du béton, la capacité portante des fondations, l'intensité et la configuration des charges sont utilisés comme intrants.

Le principe de base de la méthode consiste à déterminer l'épaisseur requise de la dalle pour limiter la fatigue induite dans la dalle par les charges de circulation, et assurer par conséquent un comportement adéquat.

Puisque les contraintes critiques dans la dalle, causées par la circulation, sont dues à la flexion, la fatigue due au cumul de la contrainte en flexion est utilisée pour la conception de la dalle. À ce titre, les contraintes dues aux charges répétées doivent être maintenues dans des limites sécuritaires afin de prévenir la fissuration par fatigue.

L'utilisation du critère de fatigue est basée sur l'hypothèse selon laquelle la résistance à la fatigue non consommée par la répétition de l'application d'une charge est disponible pour l'application de charges supplémentaires. La fatigue totale consommée ne doit pas excéder 100%. Si ce niveau est dépassé, il y aura un potentiel pour le développement des fissures de fatigue.

#### **4.3.4.3 Facteurs de conception**

Le calcul des pavages en BCR selon le logiciel est basé sur quatre facteurs principaux :

1. La résistance en flexion du béton (module de rupture dans la procédure de la PCA);
2. La capacité portante du sol support;
3. Les masses, fréquences de passages et caractéristiques des véhicules;
4. La période de conception.

##### **4.3.3.3.1 Résistance à la flexion et module d'élasticité du béton**

La résistance à la flexion du béton, mesurée par le module de rupture est applicable au critère de fatigue, qui contrôle la fissuration des pavages de BCR sous chargement. On évalue donc la résistance à la flexion du BCR par des essais de module de rupture (MR). Les paramètres de résistance sont généralement mesurés à 28 jours. Toutefois, si durant les premiers mois d'exploitation, un nombre limité de passages de charges est prévu, on

peut envisager utiliser les résultats à 90 jours qui fournissent une meilleure représentation de la résistance à long terme que ceux obtenus à 28 jours.

L'autre paramètre qui caractérise la propriété du béton utilisée est le module d'élasticité  $E_c$ . Le module d'élasticité indique la résistance à la déformation du béton sous l'effet d'une charge appliquée.

Ce catalogue a retenu un module d'élasticité de 30 GPa et un module de rupture de 6,5 MPa.

Des analyses supplémentaires sont également fournies pour des modules de rupture de 5,5 MPa pour la conception des routes urbaines et rurales.

#### **4.3.3.3.2 Sol support**

La capacité portante du sol support est définie en terme de module de réaction de Westergaard ( $k$ ). Le module  $k$  est obtenu par l'essai de plaque ou estimé à partir de l'essai CBR. Il s'exprime en Méga Pascals par mètre (MPa/m). Le module  $k$  est majoré selon l'épaisseur et le type de fondation (PCA, 1984). Le Tableau XX indique les valeurs majorées selon la nature de la fondation. Les modules autour de 30 MPa/m sont indiqués dans les cellules en gris pâle et les modules autour de 60 MPa/m sont indiqués en gris foncé; car ce sont les deux modules retenus dans les tableaux présentés aux Annexes 1 et 2.

Tableau XX

Effet d'une fondation sur les valeurs du module de réaction k (MPa/m)

		Sol faible 15 MPa/m CBR < 5	Sol de 25 MPa/m 5 < CBR < 15	Sol de 60 MPa/m 15 < CBR < 25	Sol de 75 MPa/m CBR > 25
Pas de fondation		15 MPa/m	25 MPa/m	60 MPa/m	75 MPa/m
FONDATION GRANULAIRE	100 mm	17 MPa/m	30 MPa/m	65 MPa/m	85 MPa/m
	150 mm	20 MPa/m	35 MPa/m	70 MPa/m	90 MPa/m
	225 mm	25 MPa/m	45 MPa/m	75 MPa/m	100 MPa/m
	300 mm	30 MPa/m	60 MPa/m	85 MPa/m	115 MPa/m
FONDATION STAB.AU CIMENT	100 mm	40 MPa/m	60 MPa/m	85 MPa/m	105 MPa/m
	150 mm	60 MPa/m	100 MPa/m	140 MPa/m	175 MPa/m
	225 mm	120 MPa/m	175 MPa/m	225 MPa/m	

(PCA, 1984)

#### 4.3.3.3 Trafic

Les caractéristiques des véhicules telle que la charge et la configuration des roues, la pression de gonflage, l'aire de contact des pneus et le nombre de passages des charges pour la durée de vie du pavage, sont les facteurs importants, qui caractérisent le trafic dans le calcul de l'épaisseur des pavages en BCR.

Les configurations géométriques des roues des différents véhicules sont définies en coordonnées cartésiennes dans le Tableau XVIII et le Tableau XIX. L'aire d'influence de

chaque type de chargement s'étend sur une surface circulaire de rayon  $3l$  (ACPA, 2001), où :

$$l^4 = \frac{E \times h^3}{11,73 \times k} \quad (4.1)$$

Avec :  $l$  = rayon de rigidité, pouce.  
 $E$  = module d'élasticité du béton, psi.  
 $h$  = épaisseur de la dalle, pouce.  
 $k$  = module de réaction du sol, pci.

Après vérification, il est ressorti que l'espacement des roues porteuses et motrices des chariots élévateur est toujours inférieur à  $3l$ . Par conséquent, une interaction existe sur la structure de la chaussée entre les charges des roues porteuses et les charges des roues motrices. Afin d'effectuer les simulations avec le logiciel AIRpave, nous avons adopté l'hypothèse de Ringo (1992) qui consiste à reporter l'ensemble de la charge du chariot élévateur sur les essieux porteurs.

#### 4.3.3.4 Période d'analyse

Le choix de la période de conception affecte l'épaisseur requise, puisque la période de conception établit le nombre d'années et donc la quantité de passages de charges que la chaussée aura à subir.

#### 4.3.4.4 Structures des pavages en BCR

Les résultats des simulations effectuées à l'aide du logiciel, sont présentés dans les tableaux à l'Annexe 1 pour les routes urbaines, rurales et les chemins industriels. L'Annexe 2 représente les résultats des chariots élévateurs.

Ces deux annexes fournissent pour chaque épaisseur donnée, le nombre de passages des véhicules lourds (Annexe 1) ou le nombre de passages pour chaque type de chariot élévateur (Annexe 2) entraînant la rupture du pavage en BCR.

Dans ces deux annexes, l'épaisseur donnée du pavage en BCR débute avec une valeur de 150 mm et s'accroît jusqu'à une valeur pour laquelle il n'y a plus de rupture par fatigue. À cette épaisseur maximale correspond un nombre illimité de passages.

Il ressort au tableau A1 de l'annexe 1 qu'une épaisseur de 150 mm de BCR de 6,5 MPa de module de rupture reposant sur un sol support de 30 MPa/m de module de réaction, peut reprendre une infinité de répétitions d'essieux de 18 Kip (8 tonnes) à roues simples ou doubles, indépendamment du point d'application de la charge (interior load ou edge load). Il en est évidemment de même au tableau A8, avec 60 MPa/m de module de réaction du sol.

L'Annexe 3 fournit une analyse encore plus exhaustive pour routes urbaines et rurales avec trois modules de réaction du sol soit 30 MPa/m, 45 MPa/m et 60 MPa/m et deux modules de rupture du béton, soit 5,5 MPa et 6,5 MPa.

Pour générer ces tableaux et tenir compte des charges mixtes, on utilise la loi de Miner comme présenté à la section 1.5.2.2.

En effet, dans le cas d'un trafic mixte, la fatigue induite par chaque type de véhicule ou de chariot doit être calculée selon la procédure suivante :

1. Déterminer la composition du trafic;
2. Fixer une épaisseur de pavage en BCR;
3. Chercher dans les tableaux en annexes le nombre de passages permis pour chaque type de véhicule du trafic;

4. Déterminer la fatigue consommée par le nombre de passages de chaque type de chargement comme suit :

$$F_n = (N_{e,n} / N_{p,n}) * 100 \quad (4.2)$$

- Avec :
- $F_n$  = Fatigue consommée par le chargement n;
  - $N_{e,n}$  = Nombre de passages estimés pour le chargement n durant la période de design;
  - $N_{p,n}$  = Nombre de passages permis pour le chargement n (voir étape 3).

5. Additionner la fatigue consommée des différents types de chargements.

Si la fatigue totale consommée est supérieure à 100% ou inférieure de 100%, reprendre les étapes 3 à 5 avec une épaisseur de BCR plus grande ou plus petite selon le cas. L'épaisseur de design est celle qui résulte de 100% de fatigue consommée ou légèrement moins.

#### 4.3.4.5 Position des véhicules dans la dalle

Les contraintes les plus critiques dans une dalle apparaissent quand la charge est appliquée en bordure ou près des rebords de la dalle. Au fur et à mesure que le point d'application de la charge se déplace vers l'intérieur de la dalle, les effets s'amointrissent de façon significative (PCA, 1984).

Plusieurs études ont montré que peu de véhicules lourds circulent très près du rebord extérieur d'une rue, d'un chemin ou d'une route (PCA, 1984). La procédure de l'ACC pour la conception des routes et rues en béton considère le cas le plus critique, soit 6% des camions qui roulent sur le bord de la dalle (PCA, 1984).

Dans le cadre du catalogue, nous recommandons pour les routes rurales et urbaines, que le nombre de passages prévus pour la durée de vie de la chaussée réponde donc aux deux conditions suivantes :

1. Nombre de passages prévus inférieur au nombre maximal admissible en « interior load »;
2. 6% du nombre de passages prévus inférieur au nombre maximal admissible en « edge load ».

Dans le cas des pavages industriels, la charge critique des véhicules industriels lourds s'applique à l'intérieur du pavage, loin des rebords de la dalle (PCA, 1987; PCA, 1988). Les véhicules industriels sont parfois amenés à circuler au niveau des rebords ou sur les rebords du pavage. L'épaisseur des rebords de la dalle doit alors être majorée de 15% (PCA, 1988) à 20% (PCA, 1987).

Dans le cadre de ce catalogue, nous recommandons pour les planchers et chemins industriels, que le nombre de passages prévus sur la durée de vie du pavage soit inférieur au nombre maximal admissible en « interior load ». Au niveau des rebords, il faut majorer l'épaisseur obtenue précédemment pour soutenir les charges sur les rebords de 15 à 20% tel qu'illustré à la figure 18.

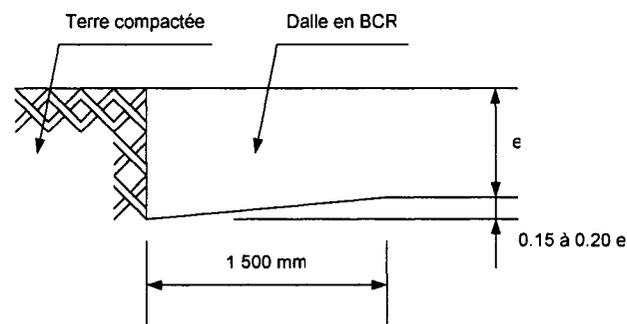


Figure 18 Surépaisseur de la dalle

#### 4.3.4.6 Exemples d'applications

##### 4.3.3.6.1 Dimensionnement d'un plancher industriel

L'épaisseur d'un plancher qui repose sur une fondation dont le module de réaction est de 30 MPa/m et qui doit supporter 200 000 passages d'un chariot électrique de type M100D et 450 000 passages d'un chariot de type M120D est obtenue au Tableau A15 de l'Annexe 2. Ce tableau réfère à un sol ayant un module de réaction de 30MPa/m et aux chariots électriques à 4 Roues de capacité élevée.

La procédure indiquée ci-dessus s'applique comme suit :

1. La composition du trafic est de 200 000 passages de M100D et de 450 000 passages de M120D;
2. L'épaisseur fixée à priori est de 150 mm;
3. Le nombre de passages obtenu du Tableau A15 pour le M100D est de 39 619 selon le interior load et de 11 198 pour le M120D;
4. La fatigue consommée est donc de  $(200\ 000/39\ 619)*100$  soit largement supérieure à 100% pour le M100D et de  $(450\ 000/11\ 198)*100\%$  soit largement supérieure à 100% pour le M120D;
5. La somme des fatigues est également supérieure à 100% et on doit donc choisir une épaisseur supérieure à 150 mm.

On reprend la procédure avec 175 mm à partir des étapes 3 à 5 :

3. Le nombre de passages obtenu du Tableau A15 pour le M100D est illimité selon le interior load et de 520 117 pour le M120D;
4. La fatigue consommée est de 0% pour le M100D et de  $(450\ 000/520\ 117)*100\%$  soit 87% pour le M120D;

5. La somme des fatigues selon la loi de Miner est de  $0\% + 87\% = 87\%$ . Cette valeur est inférieure à 100% et la dalle de 175 mm ne se rompra pas pour des raisons structurales tout au long du passage de ces charges.

La procédure peut également se résumer sous forme de tableaux comme suit :

Tableau XXI

Plancher industriel - Cas N° 1 :  $E_p = 150$  mm (À partir du tableau C1)

Type de véhicule	Nombres de passages prévus (1)	Nombres de répétitions permises (2)	Fatigue consommée (%) (3) = (1)/(2) * 100	
M100D	200 000	39 619	505	
M120D	450 000	11 198	4 019	
Total fatigue consommée			4 524	> 100% Non conforme

Tableau XXII

Plancher industriel - Cas N° 2 :  $E_p = 200$  mm (À partir du tableau C1)

Type de véhicule	Nombres de passages prévus (1)	Nombres de répétitions permises (2)	Fatigue consommée (%) (3) = (1)/(2) * 100	
M80D	200 000	illimité	0	
M120D	450 000	520 117	87	
Total fatigue consommée			87	< 100% Conforme

#### 4.3.3.6.2 Dimensionnement d'une route urbaine

Dans cet exemple, on se propose de déterminer l'épaisseur d'une route urbaine qui repose sur une fondation dont le module de réaction est de 30 MPa/m et qui doit

supporter  $2,6 \cdot 10^6$  passages d'un essieu simple de 18 000 lbs à roues doubles (ÉCAS) et  $1,5 \cdot 10^6$  passages d'un essieu tandem de 40 000 lbs.

Tableau XXIII

Route urbaine - Cas N° 1 :  $E_p = 150$  mm (À partir du tableau A1)

Type de véhicule	Nombres de passages prévus (1)	Passages prévus en interior load (94%) (2) = (1)x0.94	Passages prévus en edge load (6%) (3) = (1)x0.6	Nombres de répétitions permises en interior load (4)	Nombres de répétitions permises en edge load (5)	Fatigue consommée en interior load (%) (6) = (2)/(4)	Fatigue consommée en edge load (%) (7) = (3)/(5)
ÉCAS	2 600 000	2 444 000	156 000	Illimité	Illimité	0	0
Essieu 40 000 lbs	1 500 000	1 410 000	90 000	29 500	2 788	4 780	3 228
Total						4 780	3 228
Total fatigue consommée						8 008	> 100% Non conforme

Tableau XXIV

Route urbaine - Cas N° 2 :  $E_p = 200$  mm (À partir du tableau A2)

Type de véhicule	Nombres de passages prévus (1)	Passages prévus en interior load (94%) (2) = (1)x0.94	Passages prévus en edge load (6%) (3) = (1)x0.6	Nombres de répétitions permises en interior load (4)	Nombres de répétitions permises en edge load (5)	Fatigue consommée en interior load (%) (6) = (2)/(4)	Fatigue consommée en edge load (%) (7) = (3)/(5)
ÉCAS	2 600 000	2 444 000	156 000	Illimité	Illimité	0	0
Essieu 40 000 lbs	1 500 000	1 410 000	90 000	Illimité	109 708	0	82
Total						0	82
Total fatigue consommée						82	< 100% Conforme

### **4.3.5 Structure souple des aires de circulation et de chargement**

#### **4.3.5.1 Procédures de conception**

Tout comme pour les structures en BCR, les structures souples des aires de circulation et de chargement ne peuvent pas être dimensionnées selon les méthodes classiques de dimensionnement des chaussées, à cause du caractère non conventionnel du trafic. Le dimensionnement de ce type de pavage peut se faire à l'aide des méthodes mécanistes détaillées dans la section 1.5. Il s'agit de la modélisation de la structure selon un modèle analytique. Les résultats de la modélisation seront par la suite calés en fonction du comportement prévu de la structure considérée.

Les évaluations des niveaux de sollicitation dans les structures souples définies précédemment ont été réalisées à l'aide du programme informatique ELSYM5. Ce programme permet de résoudre le problème des systèmes multicouche élastiques de Burmister. ELSYM5 permet le calcul des sollicitations en tout point de la chaussée et sous tout type de chargements.

Pour les structures souples, deux phénomènes conditionnent la tenue de la chaussée soient, la compression sur le sol support, source des déformations permanentes du typeorniérage et la flexion dans les couches de surface, source des fissures de fatigue. Pour le dimensionnement des structures souples, on ne s'intéresse donc qu'à la déformation en traction à la base du revêtement ( $\epsilon_t$ ), ainsi qu'à la déformation en compression au sommet du sol support ( $\epsilon_c$ ). À partir de  $\epsilon_t$  et  $\epsilon_c$  on détermine le nombre de répétitions de charge permis avant l'apparition des désordres selon les modèles de comportement présentés dans la revue de littérature à la section 1.5.3. Étant donné que plusieurs modèles sont disponibles, le modèle le plus conservateur est retenu dans chaque cas. Ce modèle donne le nombre de répétitions de charge le moins élevé.

#### 4.3.5.2 Modélisation selon ELSYSM5

La modélisation de la structure souple selon ELSYSM5 consiste à représenter la chaussée sur son support par un ensemble de couches définies chacune par :

- Son épaisseur, l'épaisseur du sol support étant considéré comme semi-infinie;
- Son module d'élasticité E;
- Son coefficient de Poisson  $\mu$ .

Les structures souples de ce catalogue comportent :

- Une fondation granulaire de 300 mm d'épaisseur;
- Un revêtement en enrobé, trois épaisseurs de revêtement sont retenues dans ce catalogue pour toutes les analyses soit 3p (76 mm), 4p (102 mm) et 5p (127 mm).

Deux types de sol support sont considérés dans ce catalogue, chaque sol est caractérisé par son module d'élasticité et son coefficient de Poisson.

Les caractéristiques des matériaux des structures de chaussées et du sol support utilisées dans ce catalogue sont présentées dans le Tableau XXV.

Tableau XXV

#### Propriétés des matériaux et des sols support

	Module d'élasticité MPa	Coefficient de Poisson
Revêtement en enrobé	750 000	0,35
Fondation granulaire	50 000	0,35
Sol S1	30 000	0,35
Sol S2	7 000	0,50

Les véhicules lourds et les chariots élévateurs doivent être caractérisés selon ELSYM5 par les charges aux essieux, la configuration des roues et la pression de gonflage des pneus.

#### **4.3.5.3 Structures souples des aires de circulation et de chargement**

Les résultats des simulations effectuées à l'aide du programme ELSYM5 et la détermination du nombre de passages nécessaires pour atteindre la rupture à partir des modèles de comportement appropriées sont présentés dans les tableaux à l'annexe 4 pour les routes urbaines, rurales et les chemins industriels et à l'annexe 5 pour les chariots élévateurs. Le nombre de passages nécessaires pour atteindre la rupture est exprimé en terme, de fissures de fatigue dans les traces de roues mettant en danger l'intégrité de la structure, et d'ornières de surface menaçant la sécurité des usagers. Le nombre de passages le plus faible parmi ces deux modes de dégradation et celui qui sera retenu.

Ces deux annexes fournissent pour chaque épaisseur de revêtement et pour chaque type du sol support, le nombre de passages des véhicules lourds (Annexe 4) ou le nombre de passages de chariots élévateurs (Annexe 5) entraînant l'apparition de fissures de fatigue ou d'ornières dans le revêtement.

Pour la prise en compte d'un trafic mixte, on adopte le même principe détaillé dans la section 4.3.4.4 pour les structures des pavages en BCR. La fatigue totale consommée par chaque type de véhicule ou de chariot doit être égale ou légèrement inférieure à 100%.

## CONCLUSION

Ce mémoire a présenté les outils consultés, la réflexion entreprise ainsi que les résultats obtenus dans le cadre de l'élaboration du catalogue de dimensionnement structural des voiries de la ville de Montréal en 2002 et en 2003. Le défi a été de produire un catalogue répondant étroitement aux besoins des services des Travaux Publics de la ville.

En effet, le catalogue traduit la politique routière de la Ville à savoir la réduction des coûts en évitant le sur dimensionnement ou le sous dimensionnement, et l'utilisation rationnelle des matériaux. Le catalogue se base sur l'utilisation de concepts de dimensionnement et de techniques d'exécution innovatrices, adaptées à l'ensemble des revêtements envisagés.

Le catalogue établit une distinction entre les voiries urbaines et les aires de circulation et de chargement.

Pour les voiries urbaines, le travail a consisté à actualiser le catalogue des structures types existantes. Les structures recommandées découlent d'une combinaison entre l'application des méthodes récentes de dimensionnement de chaussées et l'expérience acquise par le service des Travaux Publics de la Ville. Le catalogue offre un nombre limité de structures types. Le nombre important de structures qui seront construites de la même façon permettra l'acquisition de nombreuses connaissances pour chacune des structures types évoluant dans des conditions spécifiques. L'analyse statistique de ces connaissances facilitera le travail des gestionnaires.

Pour toutes les autres voies de circulation regroupées sous le vocable, aires de circulation et de chargement, le travail a consisté à développer une méthode d'aide à la conception des pavages à structure souple et en BCR.

L'étude bibliographique a montré un manque de procédures de design et de données sur certains paramètres de conception. Ce constat nous a conduit à apporter une contribution dans les points suivants :

- L'étude du comportement structural des pavages en BCR en vue de choisir la méthode de dimensionnement la plus appropriée pour le calcul des épaisseurs de dalle. L'étude et les essais de fatigue qu'elle a commandés ont permis de démontrer que le BCR présente une résistance à la fatigue supérieure à celle d'un béton conventionnel. A ce titre donc, la courbe de fatigue des pavages en béton conventionnel est conservatrice pour la conception des pavages en BCR ;
- Le recensement, auprès des concessionnaires, des différents véhicules rencontrés sur les aires de circulation et de chargement ainsi que leurs caractéristiques techniques (la charge, la configuration des roues, pression de gonflage, aire de contact des pneus) nous a permis de dégager 16 types de véhicules lourds et 20 types de chariots élévateurs.

Ces études nous ont permis de développer un catalogue novateur d'aide à la conception et une méthodologie de dimensionnement des aires de circulation et de chargement en BCR et en structures souples traditionnelles. Ce catalogue offre pour la première fois, aux concepteurs, la possibilité de dimensionner les différentes aires de circulation et de chargement en se basant sur des approches scientifiques éprouvées. Le dimensionnement des structures de pavage par la méthodologie développée nécessite uniquement la connaissance de la répartition du trafic durant la période de design et les caractéristiques mécaniques du sol support.

Le catalogue proposé, conçu dans sa forme pour être pragmatique et d'emploi aisé, permettra d'orienter les concepteurs vers des solutions innovatrices, économiques, respectueuses de l'environnement et prenant en compte les évolutions les plus récentes en matières de techniques routières.

L'expérience acquise au cours de l'élaboration du catalogue des chaussées en BCR fait ressortir que ce nouveau matériau représente une solution alternative viable qu'il convient de ne pas omettre dans la conception des futurs projets.

Les qualités intrinsèques du BCR en matière de rigidité et de résistance aux répétitions des charges s'inscrivent parfaitement dans les objectifs d'une politique de gestion durable. La durabilité des chaussées en BCR permet une utilisation rationnelle des granulats évitant ainsi l'épuisement des ressources naturelles.

Les pavages en BCR se révèlent économiquement très intéressants pour l'industrie de la construction, particulièrement en ces périodes de restrictions budgétaires.

La technologie des pavages en BCR est récente. Par conséquent, son utilisation à plus grande échelle nécessite un approfondissement des connaissances particulièrement dans les domaines suivants :

- Étude du comportement du BCR sur le moyen et le long terme afin de démontrer son avantage économique selon le cycle de vie, dit « life cycle cost »;
- Valider des mélanges de BCR qui offrent le meilleur comportement thermique pour limiter les fissurations.

## **ANNEXE 1**

### **Structures types des pavages en BCR pour les véhicules lourds**

Tableau A1

150 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,303	0,403	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,359	0,499	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,603	0,688	29 500	2 788
Big T			0	0
Clarklift C500/Y800 CH			0	0
Clarklift C500/Y950 CH			0	0
Kalmar LM			0	0
Marathon Letoureau Model 2682			0	0
Marathon Letoureau SST 100			0	0
Paceco RT Transtainer			0	0
Taylor TEC - 950 L			0	0
Taylor TEC - 155 H			0	0
Taylor TEC - 155 L			0	0
Taylor TYTC - 1100S			0	0
Valmet TD 1812			0	0
Valmet TD 4212			0	0

Tableau A2

175 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,235	0,313	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,277	0,385	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,488	0,556	Unlimited	109 708
Big T			0	0
Clarklift C500/Y800 CH			0	0
Clarklift C500/Y950 CH			0	0
Kalmar LM			0	0
Marathon Letoureau Model 2682			0	0
Marathon Letoureau SST 100			0	0
Paceco RT Transtainer			0	0
Taylor TEC - 950 L			0	0
Taylor TEC - 155 H			0	0
Taylor TEC - 155 L			0	0
Taylor TYTC - 1100S			0	0
Valmet TD 1812			0	0
Valmet TD 4212			0	0

Tableau A3

200 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,189	0,251	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,221	0,307	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,405	0,461	Unlimited	Unlimited
Big T	1,091	1,517	0	0
Clarklift C500/Y800 CH	1,091	1,451	0	0
Clarklift C500/Y950 CH	1,211	1,611	0	0
Kalmar LM	1,398	1,943	0	0
Marathon Letoureau Model 2682	1,312	1,824	0	0
Marathon Letoureau SST 100	1,342	1,865	0	0
Paceco RT Transtainer	1,574	2,188	0	0
Taylor TEC - 950 L	1,190	1,583	0	0
Taylor TEC - 155 H	0,475	0,632	Unlimited	13 285
Taylor TEC - 155 L	0,468	0,622	Unlimited	17 543
Taylor TYTC - 1100S	1,498	1,992	0	0
Valmet TD 1812	0,627	0,834	15 188	47
Valmet TD 4212	1,107	1,472	0	0

Tableau A4

250 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,130	0,173	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,150	0,209	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,294	0,335	Unlimited	Unlimited
Big T	0,773	1,074	258	0
Clarklift C500/Y800 CH	0,785	1,044	184	0
Clarklift C500/Y950 CH	0,874	1,162	16	0
Kalmar LM	0,990	1,376	0	0
Marathon Letoureau Model 2682	0,950	1,320	2	0
Marathon Letoureau SST 100	0,963	1,339	1	0
Paceco RT Transtainer	1,123	1,561	0	0
Taylor TEC - 950 L	0,862	1,147	21	0
Taylor TEC - 155 H	0,337	0,448	Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L	0,331	0,440	Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	1,088	1,447	0	0
Valmet TD 1812	0,449	0,597	Unlimited	35 580
Valmet TD 4212	0,802	1,066	116	0

Tableau A5

300 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,095	0,127	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,110	0,152	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,224	0,256	Unlimited	Unlimited
Big T	0,579	0,805	57 608	105
Clarklift C500/Y800 CH	0,595	0,791	37 225	155
Clarklift C500/Y950 CH	0,663	0,882	5 515	12
Kalmar LM	0,742	1,031	614	0
Marathon Letoureau Model 2682	0,723	1,004	1 057	0
Marathon Letoureau SST 100	0,729	1,013	893	0
Paceco RT Transtainer	0,846	1,176	33	0
Taylor TEC - 950 L	0,657	0,874	6 543	15
Taylor TEC - 155 H	0,252	0,336	Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L	0,248	0,330	Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,830	1,104	52	0
Valmet TD 1812	0,339	0,450	Unlimited	Unlimited
Valmet TD 4212	0,610	0,812	24 219	87

Tableau A6

350 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,073	0,097	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,084	0,116	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,178	0,203	Unlimited	Unlimited
Big T	0,452	0,629	Unlimited	14 565
Clarklift C500/Y800 CH	0,468	0,623	Unlimited	17 083
Clarklift C500/Y950 CH	0,523	0,695	279 112	2 253
Kalmar LM	0,579	0,805	58 033	106
Marathon Letoureau Model 2682	0,570	0,793	73 976	148
Marathon Letoureau SST 100	0,573	0,796	69 510	136
Paceco RT Transtainer	0,663	0,922	5 524	4
Taylor TEC - 950 L	0,519	0,691	307 194	2 559
Taylor TEC - 155 H	0,197	0,262	Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L	0,194	0,258	Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,657	0,873	6 639	16
Valmet TD 1812	0,266	0,354	Unlimited	Unlimited
Valmet TD 4212	0,482	0,641	Unlimited	10 244

Tableau A7

400 mm de pavage et un module de réaction du sol de 30 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS			Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples			Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)			Unlimited	Unlimited
Big T			Unlimited	Unlimited
Clarklift C500/Y800 CH			Unlimited	Unlimited
Clarklift C500/Y950 CH			Unlimited	Unlimited
Kalmar LM	0,466	0,648	Unlimited	8 539
Marathon Letoureau Model 2682	0,463	0,644	Unlimited	9 539
Marathon Letoureau SST 100	0,463	0,644	Unlimited	9 461
Paceco RT Transtainer	0,535	0,744	196 319	575
Taylor TEC - 950 L			Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 H			Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L			Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,534	0,710	204 106	1 486
Valmet TD 1812			Unlimited	Unlimited
Valmet TD 4212			Unlimited	Unlimited

Tableau A8

150 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,277	0,369	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,333	0,463	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,518	0,591	315 983	41 613
Big T	1,469	2,042	0	0
Clarklift C500/Y800 CH	1,400	1,861	0	0
Clarklift C500/Y950 CH	1,541	2,050	0	0
Kalmar LM	1,883	2,617	0	0
Marathon Letoureau Model 2682	1,651	2,294	0	0
Marathon Letoureau SST 100	1,734	2,410	0	0
Paceco RT Transtainer	2,069	2,876	0	0
Taylor TEC - 950 L	1,492	1,984	0	0
Taylor TEC - 155 H	0,643	0,856	9 654	26
Taylor TEC - 155 L	0,634	0,843	12 599	37
Taylor TYTC - 1100S	1,864	2,480	0	0
Valmet TD 1812	0,821	1,092	67	0
Valmet TD 4212	1,391	1,850	0	0

Tableau A9

175 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,216	0,288	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,258	0,358	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,422	0,481	Unlimited	Unlimited
Big T	1,181	1,641	0	0
Clarklift C500/Y800 CH	1,144	1,521	0	0
Clarklift C500/Y950 CH	1,263	1,679	0	0
Kalmar LM	1,513	2,103	0	0
Marathon Letoureau Model 2682	1,358	1,887	0	0
Marathon Letoureau SST 100	1,413	1,965	0	0
Paceco RT Transtainer	1,677	2,330	0	0
Taylor TEC - 950 L	1,228	1,634	0	0
Taylor TEC - 155 H	0,515	0,686	343 473	2 969
Taylor TEC - 155 L	0,508	0,675	427 127	3 967
Taylor TYTC - 1100S	1,539	2,047	0	0
Valmet TD 1812	0,666	0,886	5 152	11
Valmet TD 4212	1,144	1,522	0	0

Tableau A10

200 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,174	0,231	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,206	0,286	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,352	0,401	Unlimited	Unlimited
Big T	0,972	1,351	0	0
Clarklift C500/Y800 CH	0,953	1,268	2	0
Clarklift C500/Y950 CH	1,055	1,403	0	0
Kalmar LM	1,246	1,731	0	0
Marathon Letoureau Model 2682	1,138	1,582	0	0
Marathon Letoureau SST 100	1,176	1,635	0	0
Paceco RT Transtainer	1,389	1,931	0	0
Taylor TEC - 950 L	1,030	1,370	0	0
Taylor TEC - 155 H	0,424	0,564	Unlimited	89 749
Taylor TEC - 155 L	0,417	0,555	Unlimited	114 344
Taylor TYTC - 1100S	1,293	1,720	0	0
Valmet TD 1812	0,552	0,734	12 3166	759
Valmet TD 4212	0,959	1,276	1	0

Tableau A11

250 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,120	0,160	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,141	0,196	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,258	0,294	Unlimited	Unlimited
Big T	0,696	0,967	2 225	1
Clarklift C500/Y800 CH	0,695	0,925	2 261	4
Clarklift C500/Y950 CH	0,772	1,026	268	0
Kalmar LM	0,891	1,239	9	0
Marathon Letoureau Model 2682	0,836	1,162	45	0
Marathon Letoureau SST 100	0,855	1,189	26	0
Paceco RT Transtainer	1,003	1,394	0	0
Taylor TEC - 950 L	0,758	1,008	392	0
Taylor TEC - 155 H	0,303	0,403	Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L	0,298	0,397	Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,954	1,269	2	0
Valmet TD 1812	0,400	0,532	Unlimited	218 860
Valmet TD 4212	0,705	0,938	1 715	3

Tableau A12

300 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,089	0,118	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,103	0,143	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,199	0,226	Unlimited	Unlimited
Big T	0,525	0,730	259 695	848
Clarklift C500/Y800 CH	0,523	0,708	216 672	1 609
Clarklift C500/Y950 CH	0,592	0,787	40 857	175
Kalmar LM	0,673	0,936	4 211	3
Marathon Letoureau Model 2682	0,643	0,893	9 852	9
Marathon Letoureau SST 100	0,653	0,908	7 387	6
Paceco RT Transtainer	0,762	1,060	348	0
Taylor TEC - 950 L	0,584	0,776	51 184	236
Taylor TEC - 155 H	0,229	0,304	Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L	0,225	0,299	Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,736	0,979	731	0
Valmet TD 1812	0,304	0,405	Unlimited	Unlimited
Valmet TD 4212	0,542	0,722	161 423	1 087

Tableau A13

350 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,068	0,091	Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples	0,079	0,110	Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	0,158	0,181	Unlimited	Unlimited
Big T	0,412	0,573	Unlimited	68 255
Clarklift C500/Y800 CH	0,422	0,561	Unlimited	96 740
Clarklift C500/Y950 CH	0,470	0,625	Unlimited	16 203
Kalmar LM	0,528	0,734	240 371	762
Marathon Letoureau Model 2682	0,511	0,711	386 708	1 476
Marathon Letoureau SST 100	0,517	0,718	331 675	1 192
Paceco RT Transtainer	0,601	0,836	31 309	45
Taylor TEC - 950 L	0,465	0,618	Unlimited	19 456
Taylor TEC - 155 H	0,180	0,239	Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L	0,177	0,235	Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,587	0,780	46 960	210
Valmet TD 1812	0,240	0,320	Unlimited	Unlimited
Valmet TD 4212	0,432	0,574	Unlimited	66 470

Tableau A14

400 mm de pavage et un module de réaction du sol de 60 MPa/m

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Véhicule	Stress Ratio		Allowable total repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS			Unlimited	Unlimited
Essieu simple de 8t sur roues simples			Unlimited	Unlimited
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)			Unlimited	Unlimited
Big T			Unlimited	Unlimited
Clarklift C500/Y800 CH			Unlimited	Unlimited
Clarklift C500/Y950 CH			Unlimited	Unlimited
Kalmar LM	0,427	0,593	Unlimited	38 927
Marathon Letoureau Model 2682	0,418	0,580	Unlimited	56 027
Marathon Letoureau SST 100	0,420	0,584	Unlimited	50 300
Paceco RT Transtainer	0,488	0,678	Unlimited	3 670
Taylor TEC - 950 L			Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 H			Unlimited	Unlimited
Taylor TEC - 155 L			Unlimited	Unlimited
Taylor TYTC - 1100S	0,480	0,639	Unlimited	11 041
Valmet TD 1812			Unlimited	Unlimited
Valmet TD 4212			Unlimited	Unlimited

## **ANNEXE 2**

### **Structures types des pavages en BCR pour les chariots élévateurs**

Tableau A15

Chariot élévateurs électrique à 4 roues  
Capacité élevée de 3 500 kg à 5 500 kg

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Chariots élévateurs	Module de réaction du sol k = 30 MPa/m		Module de réaction du sol k = 60 MPa/m	
	Stress Ratio	Allowable total repetition	Stress Ratio	Allowable total repetition
	Interior Load	Interior Load	Interior Load	Interior Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
M70D	0.513	367 624	0.464	Unlimited
M80D	0.549	133 913	0.496	Unlimited
M100D	0.593	39 619	0.535	197 293
M120D	0.638	11 198	0.577	61 507
<b>Épaisseur : 175 mm</b>				
M70D	0.402	Unlimited	-----	Unlimited
M80D	0.431	Unlimited	-----	Unlimited
M100D	0.465	Unlimited	0.421	Unlimited
M120D	0.501	520 117	0.453	Unlimited
<b>Épaisseur : 200 mm</b>				
M120D	0.405	Unlimited	-----	Unlimited

Tableau A16

Chariot élévateurs électrique à 4 roues  
Capacité moyenne de 1 360 kg à 3 720 kg

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

Chariots élévateurs	Module de réaction du sol k = 30 MPa/m		Module de réaction du sol k = 60 MPa/m	
	Stress Ratio	Allowable total repetition	Stress Ratio	Allowable total repetition
	Interior Load	Interior Load	Interior Load	Interior Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
EC15K	0.280	Unlimited	0.256	Unlimited
EC18K	0.309	Unlimited	0.282	Unlimited
EC18KL	0.325	Unlimited	0.296	Unlimited
EC20K	0.347	Unlimited	0.316	Unlimited
EC25K	0.318	Unlimited	0.289	Unlimited
EC25KE	0.315	Unlimited	0.286	Unlimited
EC25KL	0.400	Unlimited	0.363	Unlimited
EC30K	0.448	Unlimited	0.406	Unlimited

Tableau A17

Chariot élévateurs à gaz à 4 roues  
Capacité moyenne de 1 360 kg à 3 720 kg

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

	Module de réaction du sol k = 30 MPa/m		Module de réaction du sol k = 60 MPa/m	
	Stress Ratio	Allowable total repetition	Stress Ratio	Allowable total repetition
Chariots élévateurs	Interior Load	Interior Load	Interior Load	Interior Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
GC15K	0.272	Unlimited	0.249	Unlimited
GC18K	0.296	Unlimited	0.270	Unlimited
GC20K	0.325	Unlimited	0.297	Unlimited
GC25K	0.372	Unlimited	0.339	Unlimited
GC30K	0.419	Unlimited	0.380	Unlimited

Tableau A18

Chariot élévateurs électrique à 3 roues  
Capacité faible de 1 360 kg à 1 850 kg

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

	Module de réaction du sol k = 30 MPa/m		Module de réaction du sol k = 60 MPa/m	
	Stress Ratio	Allowable total repetition	Stress Ratio	Allowable total repetition
Chariots élévateurs	Interior Load	Interior Load	Interior Load	Interior Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
EP16KT	0.294	Unlimited	0.269	Unlimited
EP18KT	0.314	Unlimited	0.287	Unlimited
EP20KT	0.336	Unlimited	0.307	Unlimited

## **ANNEXE 3**

### **Structures types des pavages en BCR pour les routes urbaines et rurales**

Tableau A19

Essieu simple de 18 000 lbs à roues doubles « ÉCAS »  
 Module de rupture du béton de 5 500 kPa

Module de rupture du béton = 5 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

**Module de réaction k                      30 MPa/m**

Véhicule	Stress Ratio		Allowable Repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
Essieu de 8t (18 000 lbs)	0,358	0,476	Unlimited	Unlimited

**Module de réaction k                      45 MPa/m**

Véhicule	Stress Ratio		Allowable Repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
Essieu de 8t (18 000 lbs)	0,340	0,452	Unlimited	Unlimited

**Module de réaction k                      60 MPa/m**

Véhicule	Stress Ratio		Allowable Repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
Essieu de 8t (18 000 lbs) : ÉCAS	0,328	0,436	Unlimited	Unlimited

Tableau A 20

Essieu simple de 18 000 lbs à roues doubles « ÉCAS »  
 Module de rupture du béton de 6 500 kPa

Module de rupture du béton = 6 500 kPa.

Module d'élasticité du BCR = 30 000 MPa

**Module de réaction k                      30 MPa/m**

Véhicule	Stress Ratio		Allowable Repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
Essieu de 8t (18 000 lbs)	0,303	0,403	Unlimited	Unlimited

**Module de réaction k                      45 MPa/m**

Véhicule	Stress Ratio		Allowable Repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
Essieu de 8t (18 000 lbs)	0,288	0,383	Unlimited	Unlimited

**Module de réaction k                      60 MPa/m**

Véhicule	Stress Ratio		Allowable Repetition	
	Interior Load	Edge Load	Interior Load	Edge Load
<b>Épaisseur : 150 mm</b>				
Essieu de 8t (18 000 lbs)	0,277	0,369	Unlimited	Unlimited

## **ANNEXE 4**

### **Structures souples pour les véhicules lourds**

Tableau A21

Enrobé de 4 pouces et sol type S1

Véhicules	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
Essieu de 8t (18 000 lbs) ÉCAS	194	2,9	410 514	5 814 554	410 514
Essieu simple de 8t sur roues simples	166	2,5	894 945	10 960 630	894 945
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	285	5,3	59 995	541 176	59 995
Big T	239	14,7	144 660	6 562	6 562
Clarklift C500/Y800CH	343	13,6	23 761	9 296	9 296
Clarklift C500/Y950CH	350	15,2	21 478	5 650	5 650
Kalmar LM	312	16,8	38 156	2 032	2 032
Marathon Letoureau Model 2682	138	15,8	1 902 535	4 751	4 751
Marathon Letoureau SST 100	189	17,1	467 765	3 334	3 334
Paceco RT Transtainer	269	20,8	80 089	1 387	1 387
Taylor TEC 950L	337	13,5	25 953	9 608	9 608
Taylor TEC 155H	265	5,7	86 319	414 346	86 319
Taylor TEC 155L	263	5,6	89 652	444 573	89 652
Taylor TYTC 1100S	408	16,7	9 978	3 707	3 707
Valmet TD 1812	225	7,5	195 625	135 918	135 918
Valmet TD 4212	319	13,0	34 149	11 376	11 376

Tableau A22

## Enrobé de 5 pouces et sol type S1

Véhicules	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
Essieu de 8t (18 000 lbs) ÉCAS	161	2,4	1 042 816	12 904 242	1 042 816
Essieu simple de 8t sur roues simples	135	2,1	2 032 211	22 024 477	2 032 211
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	243	4,5	133 139	1 043 375	133 139
Big T	271	13,0	77 177	11 376	11 376
Clarklift C500/Y800CH	356	12,3	19 728	14 576	14 576
Clarklift C500/Y950CH	370	13,8	16 268	8 708	8 708
Kalmar LM	353	16,8	20 581	3 609	3 609
Marathon Letoureau Model 2682	187	14,5	493 320	6 977	6 977
Marathon Letoureau SST 100	240	15,6	141 671	5 029	5 029
Paceco RT Transtainer	320	19,3	33 619	1 940	1 940
Taylor TEC 950L	355	12,2	20 008	15 118	15 118
Taylor TEC 155H	238	4,9	147 724	756 441	147 724
Taylor TEC 155L	236	4,8	154 091	814 406	154 091
Taylor TYTC 1100S	433	15,5	7 411	5 176	5 176
Valmet TD 1812	224	6,6	200 031	229 935	200 031
Valmet TD 4212	335	11,9	26 737	16 901	16 901

Tableau A23

Enrobé de 6 pouces et sol type S1

Véhicules	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
Essieu de 8t (18 000 lbs) ÉCAS	133	2,0	2 125 275	26 251 914	2 125 275
Essieu simple de 8t sur roues simples	110	1,8	3 756 574	41 803 576	3 756 574
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	205	3,9	311 579	1 898 535	311 579
Big T	279	11,4	66 729	20 482	20 482
Clarklift C500/Y800CH	349	11,1	21 788	23 079	21 788
Clarklift C500/Y950CH	369	12,4	16 489	14 057	14 057
Kalmar LM	362	14,8	18 147	6 366	6 366
Marathon Letoureau Model 2682	216	13,3	239 921	10 272	10 272
Marathon Letoureau SST 100	265	14,0	86319	8 164	8 164
Paceco RT Transtainer	348	16,6	22 102	3 808	3 808
Taylor TEC 950L	354	11,2	20 292	22 171	20 292
Taylor TEC 155H	211	4,2	269 727	1 309 013	269 727
Taylor TEC 155L	209	4,2	282 882	1 398 202	282 882
Taylor TYTC 1100S	433	14,2	7 411	7 662	7 411
Valmet TD 1812	213	5,8	257 299	371 144	257 299
Valmet TD 4212	333	10,8	27 550	26 091	26 091

Tableau A24

Enrobé de 4 pouces et sol type S2

Véhicules	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
Essieu de 8t (18 000 lbs) ÉCAS	209	4,8	282 882	781 543	282 882
Essieu simple de 8t sur roues simples	179	4,2	613 863	1 346 337	613 863
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	312	9,1	38 156	56 170	38 156
Big T	336	26,2	26 342	494	494
Clarklift C500/Y800CH	453	25,1	5 914	598	598
Clarklift C500/Y950CH	473	28,1	4 765	361	361
Kalmar LM	437	34,0	7 078	154	154
Marathon Letoureau Model 2682	255	29,6	104 625	286	286
Marathon Letoureau SST 100	213	31,5	257 299	216	216
Paceco RT Transtainer	413	37,7	9 388	97	97
Taylor TEC 950L	458	25,3	5 598	577	577
Taylor TEC 155H	306	10,2	42 046	33 700	33 700
Taylor TEC 155L	303	10,0	44 170	36 824	36 824
Taylor TYTC 1100S	560	31,7	2 048	210	210
Valmet TD 1812	282	13,7	63 254	8 996	8 996
Valmet TD 4212	432	24,3	7 498	691	691

Tableau A25

## Enrobé de 5 pouces et sol type S2

Véhicules	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
Essieu de 8t (18 000 lbs) ÉCAS	176	3,9	667 996	1 804 194	667 996
Essieu simple de 8t sur roues simples	149	3,5	1 511 511	2 829 766	1 511 511
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	269	7,7	80 089	120 052	80 089
Big T	379	22,8	14 426	920	920
Clarklift C500/Y800CH	479	22,3	4 474	1 016	1 016
Clarklift C500/Y950CH	509	25,0	3 302	609	609
Kalmar LM	492	29,5	3 913	290	290
Marathon Letoureau Model 2682	326	26,7	30 637	454	454
Marathon Letoureau SST 100	380	28,0	14 237	367	367
Paceco RT Transtainer	488	33,2	4 076	171	171
Taylor TEC 950L	493	22,7	3 873	938	938
Taylor TEC 155H	283	8,7	62 145	68 339	62 145
Taylor TEC 155L	280	8,6	65 546	73 867	65 546
Taylor TYTC 1100S	606	28,7	1 380	328	328
Valmet TD 1812	288	12,0	56 934	16 279	16 279
Valmet TD 4212	463	21,9	5 302	1 101	1 101

Tableau A26

Enrobé de 6 pouces et sol type S2

Véhicules	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
Essieu de 8t ÉCAS	148	3,2	1 542 357	3 990 389	1 542 357
Essieu simple de 8t sur roues simples	124	2,9	2 622 436	5 814 554	2 622 436
Essieu tandem de 18t (40 000 lbs)	230	6,5	175 266	234 130	175 266
Big T	387	19,7	12 995	1 769	1 769
Clarklift C500/Y800CH	475	19,7	4 665	1 769	1 769
Clarklift C500/Y950CH	510	22,1	3 270	1 058	1 058
Kalmar LM	502	25,5	3 538	557	557
Marathon Letoureau Model 2682	361	23,8	18 399	759	759
Marathon Letoureau SST 100	409	24,7	9 856	643	643
Paceco RT Transtainer	514	29,0	3 144	313	313
Taylor TEC 950L	495	20,3	3 796	1 547	1 547
Taylor TEC 155H	257	7,5	100 617	132 707	100 617
Taylor TEC 155L	254	7,4	106 701	144 371	106 701
Taylor TYTC 1100S	611	25,7	1 325	538	538
Valmet TD 1812	279	10,5	66 729	29 598	29 598
Valmet TD 4212	465	19,5	5 189	1 852	1 852

## **ANNEXE 5**

### **Structures souples pour les chariots élévateurs**

Tableau A27

Enrobé de 4 pouces et sol type S1

Chariots élévateurs	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
M70D	307	3,0	41 366	4 826 561	41 366
M80D	323	3,3	32 087	3 490 265	32 087
M100D	354	3,9	20 292	1 879 181	20 292
M120D	380	4,4	14 237	1 130 456	14 237
EC15K	180	1,4	597 000	100 362 849	597 000
EC18K	193	1,6	421 260	67 320 342	421 260
EC18KL	202	1,7	335 413	53 941 981	335 413
EC20K	218	1,8	229 116	36 619 001	229 116
EC25K	247	2,2	122 702	17 629 266	122 702
EC25KE	243	2,1	133 139	19 313 193	133 139
EN25KL	253	2,3	108 826	15 299 821	108 826
EC30K	266	2,4	84 709	11 502 670	84 709
GC15K	175	1,4	687 301	115 747 012	687 301
GC18K	188	1,5	480 339	78 600 987	480 339
GC20K	209	1,7	282 882	45 777 399	282 882
GC25K	231	2,0	171 505	26 251 914	171 505
GC30K	256	2,3	102 598	14 526 585	102 598
EP16KT	190	1,5	455 585	78 600 987	455 585
EP18KT	203	1,7	327 233	53 941 981	327 233
EP20KT	215	1,8	245 553	39 978 773	245 553

Tableau A28

Enrobé de 5 pouces et sol type S1

Chariots élevateurs	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
M70D	234	2,5	160 789	10 787 091	160 789
M80D	248	2,7	120 248	7 710 838	120 248
M100D	276	3,2	70 435	4 142 137	70 435
M120D	300	3,6	46 423	2 530 175	46 423
EC15K	129	1,2	2 329 168	216 959 873	2 329 168
EC18K	139	1,3	1 861 768	147 064 921	1 861 768
EC18KL	146	1,4	1 606 614	115 747 012	1 606 614
EC20K	159	1,5	1 110 072	80 705 422	1 110 072
EC25K	183	1,8	549 644	38 252 699	549 644
EC25KE	180	1,8	597 000	42 755 125	597 000
EN25KL	188	1,9	480 339	33 605 654	480 339
EC30K	199	2,0	361 469	25 230 159	361 469
GC15K	124	1,1	2 622 436	249 216 783	2 622 436
GC18K	135	1,2	2 032 211	172 132 662	2 032 211
GC20K	152	1,4	1 390 334	103 224 487	1 390 334
GC25K	170	1,6	794 497	57 996 818	794 497
GC30K	190	1,9	455 585	32 215 507	455 585
EP16KT	136	1,2	1 987 711	177 773 550	1 987 711
EP18KT	147	1,3	1 574 048	122 722 593	1 574 048
EP20KT	156	1,5	1 220 995	89 863 818	1 220 995

Tableau A29

Enrobé de 6 pouces et sol type S1

Chariots élévateurs	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
M70D	183	2,1	549 644	22 024 477	549 644
M80D	195	2,3	400 096	15 568 979	400 096
M100D	219	2,6	223 932	8 426 611	223 932
M120D	240	3,0	141 671	5 291 764	141 671
EC15K	96	1,0	5 669 101	417 255 509	5 669 101
EC18K	104	1,1	4 444 982	287 716 415	4 444 982
EC18KL	110	1,1	3 756 574	232 388 329	3 756 574
EC20K	120	1,3	2 893 519	161 507 957	2 893 519
EC25K	140	1,5	1 822 157	76 564 867	1 822 157
EC25KE	137	1,5	1 944 502	85 130 464	1 944 502
EN25KL	144	1,6	1 674 490	67 320 342	1 674 490
EC30K	153	1,7	1 345 488	50 236 204	1 345 488
GC15K	92	0,9	6 338 027	485 532 702	6 338 027
GC18K	101	1,0	4 852 951	333 969 483	4 852 951
GC20K	114	1,2	3 374 858	202 793 741	3 374 858
GC25K	129	1,4	2 329 168	115 747 012	2 329 168
GC30K	146	1,6	1 606 614	64 016 656	1 606 614
EP16KT	102	1,0	4 711 612	360 593 419	4 711 612
EP18KT	110	1,1	3 756 574	249 216 783	3 756 574
EP20KT	118	1,2	3 043 154	177 773 550	3 043 154

Tableau A30

Enrobé de 4 pouces et sol type S2

Chariots élévateurs	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
M70D	325	5,0	31 111	686 962	31 111
M80D	343	5,4	23 761	488 123	23 761
M100D	377	6,3	14 813	264 689	14 813
M120D	406	7,1	10 226	168 308	10 226
EC15K	188	2,5	480 339	10 787 091	480 339
EC18K	202	2,7	335 413	7 599 058	335 413
EC18KL	212	2,9	263 425	6 228 038	263 425
EC20K	229	3,1	179 126	4 525 353	179 126
EC25K	261	3,7	93 140	2 293 810	93 140
EC25KE	256	3,6	102 598	2 502 450	102 598
EN25KL	267	3,8	83 134	2 041 248	83 134
EC30K	281	4,1	64 388	1 539 255	64 388
GC15K	183	2,4	549 644	12 278 748	549 644
GC18K	197	2,6	380 194	8 683 571	380 194
GC20K	220	2,9	218 889	5 582 920	218 889
GC25K	243	3,3	133 139	3 328 051	133 139
GC30K	270	3,8	78 617	1 918 139	78 617
EP16KT	199	2,6	361 469	9 227 640	361 469
EP18KT	213	2,8	257 299	6 585 648	257 299
EP20KT	226	3,0	191 335	4 954 058	191 335

Tableau A31

Enrobé de 5 pouces et sol type S2

Chariots élevateurs	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
M70D	253	4,1	108 826	1 509 666	108 826
M80D	269	4,4	80 089	1 081 000	80 089
M100D	301	5,2	45 657	597 066	45 657
M120D	327	5,7	30 127	392 000	30 172
EC15K	138	2,1	1 902 535	20 807 613	1 902 535
EC18K	150	2,3	1 481 481	15 036 468	1 481 481
EC18KL	158	2,4	1 145 649	12 482 937	1 145 649
EC20K	171	2,6	771 536	9 370 281	771 536
EC25K	198	3,1	370 690	4 764 355	370 690
EC25KE	194	3,0	410 514	5 221 968	410 514
EN25KL	203	3,1	327 233	4 301 187	327 233
EC30K	215	3,4	245 553	3 250 486	245 553
GC15K	134	2,0	2 078 048	23 789 161	2 078 048
GC18K	145	2,2	1 640 084	17 007 442	1 640 084
GC20K	163	2,4	980 390	11 502 670	980 390
GC25K	183	2,8	549 644	6 870 867	549 644
GC30K	206	3,2	304 089	4 040 186	304 089
EP16KT	146	2,2	1 606 614	18 616 420	1 606 614
EP18KT	158	2,3	1 145 649	13 570 187	1 145 649
EP20KT	168	2,5	842 928	10 286 728	842 928

Tableau A32

Enrobé de 6 pouces et sol type S2

Chariots élevateurs	Déformation en traction $\epsilon_t$ micro pouce/pouce	Déformation en compression $\epsilon_c$ $10^{-4}$ pouce/pouce	Nombre de passages avant apparition des fissures de fatigue	Nombre de passages avant apparition d'ornières	Nombre de passages permis avant rupture
M70D	202	3,4	335 413	3 030 996	335 413
M80D	216	3,7	239 921	2 174 422	239 921
M100D	244	4,3	130 433	1 226 840	130 433
M120D	266	4,7	84 709	841 951	84 709
EC15K	106	1,8	4 198 096	36 619 001	4 198 096
EC18K	115	2,0	3 287 581	26 782 239	3 287 581
EC18KL	122	2,1	2 753 534	22 449 825	2 753 534
EC20K	133	2,2	2 125 275	17 314 856	2 125 275
EC25K	155	2,6	1 260 894	9 087 709	1 260 894
EC25KE	152	2,5	1 390 334	9 815 113	1 390 334
EN25KL	159	2,7	1 110 072	8 179 109	1 110 072
EC30K	169	2,9	818 283	6 228 038	818 283
GC15K	103	1,8	4 575 708	41 803 576	4 575 708
GC18K	112	1,1	3 558 901	258 203 847	3 558 901
GC20K	126	2,1	2 499 530	21 203 651	2 499 530
GC25K	142	2,4	1 746 244	12 904 242	1 746 244
GC30K	161	2,7	1 042 816	7 710 838	1 042 816
EP16KT	112	1,9	3 558 901	33 605 654	3 558 901
EP18KT	122	2,0	2 753 534	24 737 969	2 753 534
EP20KT	130	2,2	2 275 831	18 960 796	2 275 831

## BIBLIOGRAPHIE

AASHO "American Association of State Highway Officials". (1962). *The AASHO Road Test History and description of project, Special report of Highway Research Board*. (National Research Council, Highway Research Board). Washington, D.C. : AASHO.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (1986). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures – 1986*. Washington, DC : AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures – 1993*. Washington, DC : AASHTO.

American Concrete Institute. (1990). *Cement and concrete terminology, ACI manual of concrete practice, Part 1*. Detroit, Mich. : American Concrete Institute.

American Concrete Pavement Association "ACPA". (2001). *AIRpave 2000, User guide (Version 1.2)*. Sokokie, Il : American Concrete Pavement Association.

Asphalt Institute. (1981). *Thickness Design – Asphalt Pavements for Highways and streets*. Manual Series N°. 1 (MS-1). College Park, Maryland : Asphalt Institute.

Asphalt Institute. (1991). *Thickness Design – Asphalt Pavements for Highways and streets*. Manual Series N°. 1 (MS-1). Lexington, KY : Asphalt Institute.

Assaf, J.G., Contan, M. et Légaré, P.P. (1995). Développement d'un catalogue de dimensionnement des chaussées flexibles. *30<sup>e</sup> congrès de l'Association québécoise du transport et des routes « AQTR »*, 74-92.

Barenberg, E.J., Thompson, M.R. (1992). *Calibrated Mechanistic Structural Analysis Procedures for Pavement, Phase 2 NCHRP Project 1-26*. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. Washington, DC.

Brillet, F., Lepert, P. (1999). Une recherche menée dans le cadre européen : Le contrat PARIS (Performance Analysis of Road Infrastructure) d'analyse du comportement des infrastructures routières. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 223, septembre à décembre 1999, réf 4279, 13-25.

Casagrande, A. (1932). A new theory of frost heaving. *Highway Research Board*, Vol 11, Part 1, 168-172.

Casanova, V. (2002). Le BCR, un matériau d'avenir qui a une histoire. *Infrastructures – Bulletin d'information du centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines*, Vol 9, N° 7, 3-4.

Conseil des sous-ministres responsables des transports et de la sécurité routière. *Programme stratégique de recherche routière du Canada, C-SHRP*, [En ligne]. <http://www.cshrp.org/> (Consulté en avril 2003).

CPCA « Canadian Portland Cement Association ». (1989). *Infrastructure et fondation de chaussées en béton, Information sur le béton*. Montréal : Association canadienne du ciment Portland.

C-SHRP (Canadian Strategic Highway Research Program). (2002). *Pavement Structural Design Practices Across Canada. C-SHRP Technical Brief # 23*.

Dallaire, E., Lupien, C., Khayat, K., Aïtcin, P. C. (1994). *Revue de l'état des connaissances et de la pratique sur la conception, la construction, l'entretien et la réhabilitation des chaussées de béton de ciment*. Rapport de recherche n° 1120-93-LC02. Québec : Université de Sherbrooke.

David, W.P. (1986). Construction of roller-compacted concrete pavements. *Transportation Research Record*, 1062, 13-19.

Doré, G. (1997). *Détérioration des chaussées en conditions de gel; une nouvelle approche prévisionnelle*. Ph. D. Québec : Université Laval.

Doucet, F., Lupien, C. & Langlois, P. (1999). La caractérisation de la rigidité et de la résistance à la fatigue des revêtements bitumineux. *34<sup>ème</sup> congrès de l'Association Québécoise du Transport Routier « AQTR »*. 1 cédérom. Montréal : Québec.

Ducan, J.M., Monismith, C.L. & Wilson, E.T. (1968) The finite element analysis of pavements. *Highway Research Record*. Washington DC, HRB. 228.

Emery, D. K. (1975). *Pavement shoulder encroachment and transverse lane displacement for design trucks on rural freeways*. Report presented to the committee on shoulder design. Transportation Research Board. Washington, DC : Transportation Research Board.

Faure, M. (1998). *Cours de routes*. Les cours de l'ENTPE. Lyon : Aleas Editeur.

Federal Highway Administration "FHWA". US department of construction, *The Long Term Pavement Performance program (LTPP)*. [En ligne]. <http://www.fhrc.gov/pavement/ltppltp.htm>. (Consulté en mars 2003).

Flamand, M. (2000). *Prédiction de la détérioration hivernale de l'uni à partir de la variabilité du sol d'infrastructure*. M. Sc. Québec : Université Laval.

Gauthier, P., Marchand, J. (2004). *Conception et réalisation de revêtements en béton compacté au rouleau au Québec*. Québec : Association Canadienne du Ciment.

Gendreau, M. (2002). *Conférence de Monsieur Martin Gendreau dans le cadre du cours MGC 840, conception et réhabilitation des chaussées*. École de technologie supérieure, mai 2002.

Haas, R., Hudson, W.R. & Zaniewski, J. (1994). *Modern pavement management*. Malabar, Flor. : R. E. Krieger.

Haas, R. (1997). *Pavement design and management guide*. Ottawa : Transportation Association of Canada.

Huang, Y.H. (1967). *Stresses and displacements in viscoelastic layered systems under circular load areas*. Proceedings, 2<sup>nd</sup> international conference on the structural design of asphalt pavements, pp 225-244. University of Michigan, Ann Arbor.

Huang, Y.H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. Englewood Cliffs, N.J. : Prentice-Hall.

Jeuffroy, G. (1983). *Conception et construction des chaussées* (5<sup>e</sup> édition). Paris : Eyrolles.

Jofré, C. (1993). *The use of roller compacted concrete for road*. Paris : Association internationale permanente des congrès de la route.

Keyser, J.H. et Prest, V.K. (1961). *Surficial geology and soils of the Montreal area*. Quebec. Montréal (Québec) : Service des travaux publics.

Konrad, J.M. (2000). Assessment of subgrade frost susceptibility from soil index properties. *Recueil des communications, 9<sup>th</sup> international symposium on ground freezing*, La-Neuve, Belgique, 11-13 septembre 2000, 89-94.

Kwabena, O.A. (1996). *State of the art of roller compacted concrete pavement*. (Proceedings of the 1996 4<sup>th</sup> Materials Engineering Conference, Part 2). New York : ASCE.

L'Herminier, R. (1967). *Mécanique des sols et des chaussées*. Paris : Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics.

Labrie, M., Langevin, L., St-Laurent, D. (2002). Le potentiel de ségrégation SP et la gélivité des sols. *Bulletin d'information technique, Direction du laboratoire des chaussées*, Vol 7, n° 2, février 2002.

Ladanyi, B. (1996). *La conception et la réhabilitation des infrastructures de transport en régions nordiques*. Québec : Ministère des transports.

Légaré, G.O. (1996). Protection du réseau routier durant la période de dégel. *Bulletin d'information technique, Direction du laboratoire des chaussées, Transports Québec*, Vol 1, n° 6.

Lemieux, N. (2001). *La gélivité des matériaux MG-20 utilisés dans les fondations routières*. M. Sc. Québec : Université Laval.

Lu Sun, Hudson, W.R., Fasce P.E. & Zhang, Z. (2003). Empirical-Mechanistic Method based stochastic modeling of fatigue damage to predict flexible pavement cracking for transportation infrastructure management. *Journal of transportation engineering*. March/April 2003.

Ministère des Transports du Québec. (1999). *Logiciel de dimensionnement des chaussées souples, manuel de l'utilisateur* (mis à jour 2001). Québec : Ministère des transports.

National Highway Institute. (1995). *Pavement analysis and design checks*. Washington D.C. : U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute.

Ouellet, E. (1998). *Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau*. Thèse de maîtrise : Université Laval.

Packard, R.G. (1984). *Thickness design for concrete highway and street pavements*. Skokie, Il. : Portland Cement Association.

Peyronne, C., Caroff, G. & Gilbert, C. (1991). *Dimensionnement des chaussées* (2<sup>e</sup> édition). Paris : Presse de l'École nationale des ponts et chaussées.

Piggot, R.W. (1999). *Roller compacted concrete pavements, a study of long term performance*. Skokie, Il. : Portland Cement Association.

Plante, S., Leroux, D. (1995). *Évaluation subjective du confort au roulement*. Québec : Ministère des transports.

Portland Cement Association. (1984). *Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*. Paving and Transportation Department. Skokie, Ill : Portland Cement Association.

Portland Cement Association. (1987). *Structural design of roller-compacted concrete for industrial pavements*. Concrete information. Skokie, Ill : Portland Cement Association.

Portland Cement Association. (1988). *Design of heavy industrial concrete pavements*. Concrete information. Skokie, Ill : Portland Cement Association.

Portland Cement Association. (1990). *PCAPAV-Version 2.10, Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*. Computerized Version of the PCA Design Procedure. Skokie, Ill : Portland Cement Association.

Raymond A.F. (1993). A synthesis of highway practice. *Transportation Research Board*. Vol # 189.

Ringo, B.C. et Anderson, R.B. (1992). *Designing floor slabs on grade. step-by-step procedures, sample solutions, and commentary*. Addison, Ill. : Aberdeen Group.

Rioux, N. (1993). Optimisation du dimensionnement des structures de chaussées. *Recherches transport : bulletin d'information scientifique : volume thématique ; 12*. Québec : Ministère des transports.

Rita, F.S., Cliff, J'S. (1986) Construction techniques for roller-compacted concrete. *Transportation Research Record*, 1062, 32-37.

Robert, W.O. (1994). *Roller compacted concrete for pavements, western canadian experience. International scientific workshop on roller compacted concretes*. Québec : Université Laval (Centre de recherche interuniversitaire sur le béton).

Sayer, M.W., Gillespie, T.D. & Queiroz A.A. (1986), *The international roughness experiment*. Word Bank technical number, 45.

Selvakumar, S., Norris, R.D. (1992). Roller compacted concrete experience. *Road and Transport Research*, v 1, n 3, Sep, 1992, 74-85.

Smith, K.D., Peshkin, D.G., Darter, M.I., Mueller, A.L. & Carpenter, S.H. (1990). *Performance of Jointed Concrete Pavements*. Federal Highway Administration. Report N° FHWA-RD-89-136. Washington, DC.

St-Laurent, D. (1995). *Évaluation structurale de chaussées souples dans un contexte climatique nordique*. Thèse de maîtrise : Université Laval.

Taragan, A. (1958). Lateral placement of trucks on two-lane and four lane divided highway. *Public roads*. Volume 30, N°. 3.

Tessier, G.R., (1990). *Guide de construction et d'entretien des chaussées*. Montréal : Association québécoise du transport et des routes « AQTR ».

Transportation Association of Canada. (1997). *Pavement design and management guide*. Ottawa, Ont.: Transportation Association of Canada.

Tremblay, S. (1997). Méthode de formulation de bétons compactés au rouleau et effet des agents entraîneur d'air sur la maniabilité. . Québec : Université Laval.

Villemagne, M., Charonnat, Y., Nissoux, J-L. & Parey, C. (1989). *Chaussées en béton de ciment*. Paris : Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

Yoder, E. J., Witczak, M.W. (1975). *Principles of pavement design* (second edition). New York, N.Y. : J. Wiley and Sons.