

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PRÉSENTÉE À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DU  
DOCTORAT EN GÉNIE  
Ph.D

PAR  
MICHEL VAILLANCOURT

MÉTHODOLOGIE DE MODÉLISATION DE L'UNI DES CHAUSSÉES SOUPLES  
ET IMPACT DES SOLS D'INFRASTRUCTURE

MONTREAL, 8 NOVEMBRE 2004

© droits réservés de Michel Vaillancourt

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE  
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Daniel Perraton, directeur de thèse  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Guy Doré, codirecteur  
Département de génie civil, Université Laval

M. Gabriel Assaf, président du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Hervé Di Benedetto, professeur (ENTPE)  
Directeur du département de génie civil et bâtiment

M. Pierre Dorchies, Directeur développement et ingénierie  
Groupe Sintra

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT PUBLIC ET JURY  
LE 9 SEPTEMBRE 2004  
À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

# **MÉTHODOLOGIE DE MODÉLISATION DE L'UNI DES CHAUSSÉES SOUPLES ET IMPACT DES SOLS D'INFRASTRUCTURE**

Michel Vaillancourt

## **SOMMAIRE**

L'état des chaussées au Québec nécessite plusieurs interventions à court et moyen termes ainsi que des investissements majeurs afin d'améliorer, dans son ensemble, le réseau routier. Les interventions nécessaires au rajeunissement de ce dernier sont réparties sous la forme de projets spécifiques de quelques kilomètres et réalisés par l'entreprise privée selon des critères de qualité stricts.

Ce projet de doctorat veut fournir une aide à la décision et à la réalisation de ces projets. Dans cette optique, une nouvelle méthodologie de modélisation permettant d'estimer la qualité d'uni de la chaussée en fin de construction et propre au site considéré est proposée. Cette méthodologie est fondée sur la puissance et la versatilité d'un code de calcul numérique. L'approche numérique permet d'intégrer la variabilité spatiale des caractéristiques particulières au site et d'en évaluer ainsi les effets combinés sur l'uni de la chaussée à partir de simulations numériques.

Les résultats issus de ces calculs se présentent sous la forme de déformations verticales évaluées à la surface de la chaussée et selon son axe longitudinal. De cette manière, il est possible d'analyser le pseudo-profil ainsi obtenu et d'en exprimer la qualité en termes d'Indice de Rugosité International, l'IRI. L'analyse du pseudo-profil décomposé selon des longueurs d'ondes spécifiques va permettre d'estimer la contribution de chaque couche de la chaussée à la valeur d'IRI en fin de construction, particulièrement la couche d'infrastructure.

Dans le but de valider la méthodologie développée, un site a été investigué afin de comparer les résultats de simulations numériques avec les pseudo-profil mesurés sur la chaussée en fin de construction. On y montre la contribution indéniable des sols d'infrastructure à la qualité de l'uni final. Cette contribution est due en partie à la variabilité du profil du terrain vierge ainsi qu'à la variabilité spatiale des propriétés des matériaux constituant la chaussée.

# **ROUGHNESS MODELLING METHODOLOGY OF FLEXIBLE PAVEMENT AND IMPACT OF INFRASTRUCTURE SOILS**

Michel Vaillancourt

## **ABSTRACT**

Due to the condition of the pavement in Quebec, short- and mid-term interventions as well as major investments are needed to improve the road network in its entirety. The interventions required to renovate this network are divided into specific projects of a few kilometres and are conducted by the private sector following strict quality criteria.

This doctoral project is intended to assist with the decision-making process surrounding these projects and their execution. Within this perspective, a new modelling methodology enabling estimating the quality of pavement roughness at the end of construction, and specific to the site considered, is being proposed. This methodology is based on the power and versatility of a numerical calculus. A numerical approach enables integrating the spatial variability of the specific site characteristics and evaluating their combined effects on pavement roughness from numerical simulations.

The results of these calculations are presented in the form of vertical deviations evaluated at the pavement surface following its longitudinal axis. In this way, one can analyse the pseudo-profile thereby obtained and express its quality in terms of the International Roughness Index (IRI). An analysis of the pseudo-profile resolved by specific wavelengths will enable estimating the contribution of each pavement layer at the IRI value at the end of construction, particularly the infrastructure layer.

For the purposes of validating the methodology developed, a site has been investigated in order to compare the results of the numerical simulations with the pseudo-profiles measured on the pavement at the end of construction. The undeniable contribution of infrastructure soils to final roughness quality is shown. This contribution is partly due to the variability of the virgin ground profile, as well as the spatial variability of the material properties comprising the pavement.

## REMERCIEMENTS

La réalisation de ce projet n'aurait pas été possible sans l'appui et la contribution de plusieurs personnes et organismes. C'est pourquoi je tiens à les remercier de tout cœur. Je veux souligner l'aide exceptionnelle de mon directeur de thèse, M. Daniel Perraton, qui m'a supporté de bien des façons : financièrement, académiquement et surtout moralement. Je ne sais pas si ce projet aurait vu le jour sans son soutien. Par son regard différent sur la question, il m'a donné des pistes de réflexion qui se sont concrétisées dans ce travail. Il a su voir des possibilités là où il y avait peu de choses à voir. Je remercie M. Guy Doré, mon co-directeur qui, quoique éloigné, a permis d'aligner le projet au départ et, par ses remarques justes et sa grande connaissance du domaine routier, a permis d'ajuster le tir en cours de route. Merci également à M. Pierre Dorchies qui, par sa rigueur et ses conseils, a contribué à approfondir de nombreux volets de ce projet. Je remercie également la compagnie Sintra et son personnel qui nous ont ouvert le site de l'autoroute 55 à St-Nicéphore pour fins d'investigation et ont facilité nos interventions sur le site. Également, la participation financière du programme de bourses du FCAR fut grandement appréciée. Merci au Ministère des Transports du Québec qui a aussi contribué à ce projet en mettant à notre disposition des données provenant du site de la 55.

Merci enfin à ma compagne, Mylène, qui a rendu possible la réalisation de ce projet échelonné sur plusieurs années. Elle m'a facilité les choses à tous les points de vue et de toutes les façons afin que je puisse me consacrer entièrement à ce travail.

## TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE .....	i
ABSTRACT .....	ii
TABLE DES MATIÈRES .....	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	x
LISTE DES FIGURES .....	xiii
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES .....	xix
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1      UNI DE LA CHAUSSÉE ET SOLS D'INFRASTRUCTURE.....	5
1.1      Introduction.....	5
1.2      Aspects généraux relatifs à la structure d'une chaussée .....	6
1.2.1      Structure d'une chaussée souple.....	7
1.3      Uni de la chaussée souple .....	9
1.3.1      Appareils de mesure de l'uni longitudinal .....	9
1.3.2      Défauts d'uni de la chaussée souple et longueurs d'ondes.....	12
1.3.3      Facteurs affectant l'uni de la chaussée souple.....	15
1.3.4      L'IRI (Indice de rugosité internationale).....	20
1.3.5      Récapitulatif.....	24
1.4      Sols d'infrastructure : sols naturels.....	24
1.4.1      Description des sols.....	25
1.4.2      Effets de l'implantation d'une chaussée souple sur les sols d'infrastructure .....	26
1.4.2.1      Effets liés à l'implantation.....	28
1.4.2.2      Effets liés à la circulation : chargements cycliques.....	29
1.4.2.3      Effets liés aux fluctuations environnementales .....	30
1.4.3      Représentation statistique et géostatistique de la variabilité des sols .	32
1.4.3.1      Statistiques classiques.....	33
1.4.3.2      La géostatistique .....	33
1.4.3.2.1      Construction de fonction de corrélation spatiale : le semi- variogramme .....	34
1.5      Conclusion .....	38

CHAPITRE 2	MODÉLISATION DES CHAUSSÉES SOUPLES ET COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS D'INFRASTRUCTURE.....	40
2.1	Introduction.....	40
2.2	Approches de dimensionnement des chaussées souples .....	41
2.2.1	Approche de type réponse.....	42
2.2.2	Approche de type performance .....	42
2.2.2.1	Approche empirique .....	43
2.2.2.2	Approche statistique .....	43
2.2.2.3	Approche subjective .....	43
2.2.3	Approche couplée réponse-performance .....	44
2.2.4	Indices d'évaluation des chaussées .....	45
2.3	Modélisation du comportement rhéologique des sols d'infrastructure	47
2.3.1	Échelles d'analyse.....	48
2.3.2	Mécanique des milieux continus.....	51
2.3.3	Modèles de comportement appropriés aux sols d'infrastructure.....	53
2.3.3.1	Modèle élastique linéaire, isotrope.....	54
2.3.3.2	Modèle élastique non linéaire .....	58
2.3.3.3	Modèles élastoplastiques spécifiques aux étapes de construction.....	70
2.3.4	Récapitulatif.....	72
2.4	Méthodes de modélisation et étude du comportement des chaussées : bilan.....	73
2.5	Synthèse de la revue de littérature.....	78
CHAPITRE 3	DESCRIPTION DE LA MÉTHODE DE MODÉLISATION DÉVELOPPÉE.....	81
3.1	Introduction : objectifs et contributions de la thèse .....	81
3.2	Présentation générale de la méthode de modélisation développée .....	84
3.3	Utilisation des concepts de la "variabilité spatiale" comme outil innovateur .....	89
3.4	Modélisation numérique : code de calcul, modèles rhéologiques et phases de simulation.....	90
3.4.1	Code de calcul.....	91
3.4.1.1	Les codes de calcul aux différences finies : le code de calcul FLAC .	91
3.4.2	Choix des modèles rhéologiques appliqués à la méthode de modélisation.....	93
3.4.3	Phases de simulation.....	94
3.4.3.1	Phase I : estimation de l'IRI relatif à l'état initial du terrain et aux effets de la construction .....	94
3.4.3.1.1	Représentation du site.....	95
3.4.3.1.2	Modélisation des étapes de construction .....	95
3.4.3.2	Phase II : analyse de l'évolution de l'IRI.....	96

3.4.3.2.1	Modélisation de l'évolution de l'IRI dans le temps .....	96
3.4.4	Récapitulatif.....	99
3.5	Traitement des données de l'évolution des déformations verticales de surface calculée : analyse du pseudo-profil.....	100
3.5.1	Décomposition du pseudo-profil.....	101
3.5.2	IRI brut et IRI par bandes passantes.....	105
3.5.3	Application aux chaussées neuves et en service .....	111
3.5.4	Développement d'un outil d'analyse de l'IRI .....	112
3.6	Synthèse de la méthode projetée sous forme d'organigramme .....	113
3.7	Conclusion .....	113
<b>CHAPITRE 4</b>	<b>EXPLORATION ET CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX DU SITE DE SAINT-NICÉPHORE .....</b>	<b>116</b>
4.1	Emplacement du site.....	116
4.2	Information provenant du MTQ : niveau projet.....	118
4.3	Échantillonnage.....	119
4.3.1	Échantillonnage à la ligne d'infrastructure .....	119
4.3.2	Échantillonnage en profondeur : niveau local .....	120
4.4	Essais in situ : niveau local .....	120
4.4.1	Observation en cours de forage.....	122
4.4.2	Essais de pénétration standard (SPT).....	125
4.5	Essais de laboratoire .....	127
4.5.1	Analyses granulométriques et sédimentométriques .....	127
4.5.2	Essais de compacité.....	130
4.5.3	Tassement en cellule œdométrique modifiée.....	130
4.5.4	Densité spécifique .....	132
4.6	Conclusion .....	132
<b>CHAPITRE 5</b>	<b>ANALYSE DES RÉSULTATS DES ESSAIS EFFECTUÉS AU NIVEAU LOCAL .....</b>	<b>134</b>
5.1	Analyse des résultats d'essai SPT et variabilité spatiale de l'indice $N_{cor}$ .....	135
5.2	Caractérisation des matériaux établie à partir de $N_{cor}$ et détermination des paramètres de modélisation .....	136
5.3	Caractéristiques des matériaux avant les étapes de construction : sol à l'état vierge.....	140
5.3.1	Résultats des essais œdométriques modifiés .....	140
5.4	Distribution statistique et géostatistique de l'indice $N_{cor}$ .....	142
5.5	Détermination de la variabilité spatiale de la zone de remblai inférieur.....	146
5.6	Conclusion .....	147

CHAPITRE 6	EFFET DES SOLS D'INFRASTRUCTURE SUR L'UNI DE LA CHAUSSÉE : MODÉLISATION AU NIVEAU LOCAL ....	148
6.1	Introduction.....	148
6.2	Traitement des mesures provenant du site et fournies par le MTQ, analyses des pseudo-profils et calcul de l'IRI .....	149
6.3	Démarche et étapes de la simulation numérique.....	151
6.3.1	Simulations exploratoires .....	151
6.3.2	Étapes de la simulation numérique.....	153
6.3.2.1	Choix du modèle rhéologique utilisé dans les simulations selon la nature du site.....	153
6.3.2.2	Discretisation du milieu : construction du maillage .....	156
6.3.2.3	Détermination des paramètres spécifiques au site (paramétrisation) .....	157
6.3.2.4	Séquences de calcul de la simulation.....	157
6.3.2.4.1	Équilibre initial du domaine discrétisé .....	158
6.3.2.4.2	Simulation des déplacements liés aux étapes de construction de la chaussée : deux approches considérées .....	159
6.3.2.5	Calcul des pseudo-profils.....	160
6.3.2.6	Calcul et analyse des IRI.....	161
6.4	ANALYSE 1 : Simulation des déplacements liés aux étapes de construction de la chaussée. Cumul des déplacements subis par chaque couche .....	162
6.4.1	Modélisation numérique d'une passe de rouleau.....	163
6.4.2	Analyse des résultats de la série de simulations Analyse 1 .....	166
6.4.3	Réflexions et discussions sur les résultats .....	168
6.5	ANALYSE 2 : Simulation des déplacements par application d'une surcharge permanente, subie en considérant les facteurs influents évalués individuellement .....	172
6.5.1	Analyse des résultats selon les tassements produits par chaque configuration .....	175
6.5.2	Analyse des résultats en terme de pseudo-profil sur chaque configuration .....	178
6.5.2.1	Effet sur l'uni de la fluctuation de la nappe phréatique - Configuration #1 .....	179
6.5.2.2	Effet sur l'uni de la variabilité de la stratigraphie - Configuration #2 .....	180
6.5.2.3	Effet sur l'uni de la variabilité du sol naturel - Configuration #3 .....	180
6.5.2.4	Effet sur l'uni de la variabilité du remblai - Configuration #4 .....	181
6.5.2.5	Effet sur l'uni de l'ensemble des facteurs jugés pertinents pris simultanément - Configuration #5 .....	181
6.5.3	Calcul d'IRI sur les pseudo-profils simulés.....	181
6.6	Comparaison entre les résultats des Analyses 1 et 2 et les résultats du MTQ .....	183
6.6.1	Comparaison en termes d'IRI <sub>GO</sub> entre les résultats des Analyses 1 et 2 et les résultats du MTQ .....	183

6.6.2	Comparaison en termes de pseudo-profil entre les résultats des Analyses 1 et 2 et les résultats du MTQ .....	185
6.7	Conclusion .....	187
CHAPITRE 7	VALIDATION DE LA MÉTHODOLOGIE PROPOSÉE EN VUE DE PRÉDIRE L'UNI EN FIN DE CONSTRUCTION À PARTIR DU SITE CHOISI : NIVEAU PROJET.....	191
7.1	Analyses des pseudo-profils bruts mesurés in situ par le MTQ et calcul des pseudo-profils élémentaires .....	192
7.1.1	Présentation des pseudo-profils bruts du MTQ.....	192
7.1.2	Analyse des pseudo-profils élémentaires de grandes longueurs d'ondes (GO) issus du pseudo-profil brut moyen du MTQ .....	196
7.2	Stratégies utilisées dans l'application de la méthodologie développée : simulations au niveau projet.....	199
7.2.1	Bilan des données disponibles au niveau projet.....	200
7.2.1.1	Élaboration du maillage au niveau projet .....	200
7.2.1.2	Données concernant les propriétés des matériaux au niveau projet ..	201
7.2.2	Stratégies de modélisation envisagées pour pallier les données manquantes .....	203
7.2.2.1	Profondeur du refus : frontière inférieure du modèle .....	203
7.2.2.2	La variabilité des propriétés intrinsèques de matériaux au niveau projet .....	205
7.3	Simulations numériques réalisées au niveau du projet.....	207
7.3.1	Évaluation de la stratégie utilisant l'approche aléatoire pour l'application de la variabilité spatiale des paramètres .....	208
7.3.2	Évaluation de la stratégie utilisant l'approche géostatistique – champs aléatoire pour l'application de la variabilité spatiale des paramètres.....	209
7.3.3	Description et évaluation des différents scénarios de simulation investigués .....	210
7.3.3.1	Aperçu global des résultats des différents scénarios simulés puni-funi, puni-fvari, pvari-funi, pvari-fvari.....	212
7.3.3.2	Résultats des simulations selon les scénarios funi et fvari .....	213
7.3.3.3	Résultats des simulations selon les scénarios puni et pvari .....	214
7.3.4	Comparaison entre les $IRI_{GO}^{FLAC}$ et les $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ .....	214
7.3.4.1	Traitement des signaux exprimant la variabilité de l'IRI à tous les dix mètres.....	216
7.3.4.2	Simulation par construction couche par couche sur la base des conditions "pvari-funi" .....	219
7.3.4.3	Simulation basée sur l'approche géostatistique – champs aléatoires avec les conditions "pvari-funi" .....	220
7.4	Comparaison entre $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ et l'élévation du terrain vierge .....	223

7.5	Conclusion .....	227
<b>CHAPITRE 8</b>	<b>IMPLICATIONS PRATIQUES POUR LA MISE EN ŒUVRE DE LA MÉTHODOLOGIE DE MODÉLISATION ET BESOINS DE RECHERCHE.....</b>	<b>230</b>
8.1	Démarche à suivre dans la mise en œuvre de la méthodologie développée. ....	230
8.1.1	Étude du site par secteurs .....	230
8.1.2	Application de la variabilité spatiale au niveau projet .....	232
8.1.3	Application de la surcharge pour fin de calage.....	233
8.2	Uni de la chaussée en fin de construction : sols ou machinerie.....	233
8.3	Décomposition du pseudo-profil et analyse de l'IRI en termes de longueur d'onde .....	234
8.4	Modélisation du dernier tronçon .....	235
8.5	Évolution dans le temps de la qualité d'uni .....	235
8.5.1	L'uni futur prédit par l'IRI <sub>GO</sub> .....	236
8.5.2	Application de modèles de dégradation sur le signal de la variation d'IRI <sub>Brut</sub> .....	236
8.5.3	Application de modèles de dégradation sur les pseudo-profils qui y sont associés .....	238
	<b>CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>240</b>
	<b>ANNEXES .....</b>	<b>243</b>
	1- Suppléments de notions statistiques .....	244
	2- Variabilité de la rigidité d'un sol d'infrastructure et ses effets sur l'uni des chaussées souples : approche probabiliste .....	255
	3- Approches et méthodes de modélisation.....	264
	4- Détails sur le code de calcul FLAC .....	289
	5- Décomposition du pseudo-profil et analyse de l'IRI .....	295
	6- Modélisation dans FLAC du modèle élastoplastique de Adam .....	308
	<b>RÉFÉRENCES .....</b>	<b>313</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I	Gamme de longueur d'ondes liée au confort et à la sécurité (OCDE 1984).....	13
Tableau II	Amplitudes maximales acceptables (OCDE, 1984).....	13
Tableau III	Longueurs d'ondes correspondant aux fréquences de résonance en fonction de la vitesse (OCDE 1984).....	13
Tableau IV	Synthèse des principales dégradations observées à la surface de la chaussée et leurs causes probables (d'après Durand et coll., 1993)..	15
Tableau V	Facteurs prédominants relatifs à la qualité de la chaussée (d'après Haas, 1994).....	16
Tableau VI	Liste des principaux facteurs affectant le comportement et la performance des chaussées souples subdivisés en deux catégories, soit les facteurs intrinsèques et les facteurs extrinsèques.....	18
Tableau VII	Origine des causes possibles de dégradations de la chaussée en enrobés bitumineux en fonction des principales couches de sa structure.....	19
Tableau VIII	Indices d'évaluation regroupés par critères d'appréciation (d'après Haas et coll., 1994) .....	46
Tableau IX	Modèle de comportement courant selon la nature des sols (tiré de Hicher et coll., 2002).....	54
Tableau X	Quelques modèles de comportements élastiques non linéaires .....	63
Tableau XI	Modèles de nature empirique permettant d'évaluer la déformation permanente en fonction du nombre de cycles de chargement .....	69
Tableau XII	Méthodes de modélisation intégrant l'effet de certains facteurs extrinsèques, décrits selon la couche de la chaussée sur laquelle ils agissent et les dégradations associées.....	74
Tableau XIII	Tableau synthèse présentant les points principaux de plusieurs méthodes de modélisation et touchant les aspects structuraux et prédictifs .....	75
Tableau XIV	Fréquences limites utilisées pour le filtre Butterworth .....	103

Tableau XV	Amplification des $IRI_{BP}$ en fonction du nombre de pseudo-profils élémentaires utilisés dans la décomposition du pseudo-profil brut	108
Tableau XVI	Résultats des analyses granulométriques et sédimentométriques permettant la classification des sols selon l'USCS.....	128
Tableau XVII	Évolution des caractéristiques initiales du sol d'infrastructure sous chargement.....	132
Tableau XVIII	Relation entre l'indice $N_{cor}$ et plusieurs propriétés des sols : la densité relative $D_r$ , l'angle de frottement interne, le module de Young et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) selon Terzaghi et Peck, Das et Hicher .....	139
Tableau XIX	Paramètres de modélisation établis à partir de $N_{cor}$ mesuré in situ et estimés à partir de corrélations puisées dans la littérature.....	139
Tableau XX	Paramètres statistiques et géostatistiques relatifs à la section de référence .....	145
Tableau XXI	Essais génériques basés sur une modélisation simple dans le but d'évaluer un ou des paramètres de façon isolée .....	152
Tableau XXII	Principales conditions des essais réalisés dans le cadre des Analyses 1 et 2 au niveau local.....	159
Tableau XXIII	Un cycle de chargement-déchargement avec déformations permanentes produites par une passe de rouleau vibrant .....	165
Tableau XXIV	Corrélation (R) entre les pseudo-profils simulés et ceux du MTQ .....	167
Tableau XXV	Contribution de chaque couche de matériaux et leur contribution (en %) au déplacement total .....	168
Tableau XXVI	Simulations réalisées dans le cadre de la deuxième série d'essais : Analyse 2 .....	173
Tableau XXVII	Paramètres moyens de chaque couche lorsqu'elle est modélisée de manière uniforme et homogène.....	174
Tableau XXVIII	Contribution de chacun des facteurs influents par rapport au tassement total.....	178

Tableau XXIX	IRI et $IRI_{GO}$ (mm/m) calculés sur chacun des pseudo-profils obtenus de l'Analyse 2.....	182
Tableau XXX	Compilation des $IRI_{GO}$ pour les Analyses 1 et 2 et les enveloppes minimum et maximum du MTQ.....	184
Tableau XXXI	Corrélation (R) entre les différents pseudo-profils .....	187
Tableau XXXII	Bilan de stratégies de modélisation mises en œuvre pour pallier les données manquantes .....	207
Tableau XXXIII	Liste des principaux scénarios réalisés au niveau projet. La nappe phréatique et l'élévation de la surface initiale sont toujours prises en compte.....	211
Tableau XXXIV	Longueurs d'ondes centrales et par bandes passantes utilisées dans la décomposition des signaux $IRI_{GO}^{FLAC}$ et $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ .....	217
Tableau XXXV	Compilation des résultats de simulation selon les différents scénarios avec les valeurs du MTQ, et présentées en termes de coefficient de corrélation (R) .....	222

## LISTE DES FIGURES

Figure 1	Distribution des charges et développement des contraintes verticales $\sigma_y$ , et de cisaillement, $\tau_{xy}$ , au passage d'une roue d'un véhicule.....	7
Figure 2	Section en coupe d'une chaussée souple standard avec ses couches principales (Note : les sols d'infrastructure comprennent les matériaux de remblai et les sols naturels en place.) .....	8
Figure 3	Pseudo-profil pour le chaînage 8+700 à 8+800 de la route 158, avant et après un resurfaçage .....	10
Figure 4	Principe de mesure du pseudo-profil (tiré de infoDLC, MTQ, 1997).....	12
Figure 5	Schématisation du modèle du quart de véhicule possédant les paramètres du véhicule étalon normalisés par rapport à la masse suspendue M, où : $m/M = 0,15$ ; $K_s/M = 653,0$ ; la constante de l'amortisseur de la suspension $C_s/M = 63,3$ ; la constante de ressort de la roue $K_t/M = 6,0$ . (Source : Sayers et Karamihas, 1998). .....	21
Figure 6	Effet du modèle du quart de véhicule sur le signal d'entrée. Amplification et atténuation du signal suivant la courbe de la fonction de transfert du filtre (Gain) pour une fréquence donnée .....	23
Figure 7	Différents aspects de la construction d'une chaussée ayant une incidence sur le pseudo-profil en fin de construction de la chaussée et en service .....	27
Figure 8	Distribution de la variance en fonction de la distance p/r à une mesure prise à un point initial .....	36
Figure 9	État des contraintes sur un volume élémentaire représentatif.....	50
Figure 10	Déplacement "u" d'une particule "P" entre deux positions "M" de l'espace pour un intervalle de temps "t" .....	51
Figure 11	Détermination des modules de compressibilité et de cisaillement à un volume élémentaire en plan .....	57
Figure 12	Modèle élastique non linéaire de type hyperbolique et module tangent .....	59
Figure 13	Détermination du module réversible sous charge cyclique .....	60

Figure 14	Courbe de contrainte-déformation d'un matériau présentant un comportement élastoplastique .....	64
Figure 15	Courbe de compression de l'argile avec déformation élastique et permanente représentée par la diminution d'indice des vides $e$ .....	65
Figure 16	Comportement en contraintes-déformations des sols cohérents et granulaires ainsi que leur représentation par les modèles de Mohr-Coulomb et de Drücker-Prager (tiré de Hicher et coll., 2002).....	68
Figure 17	Évolution de la proportion de déformation plastique et élastique en fonction du nombre de passages d'un rouleau vibrant.....	72
Figure 18	Illustration des deux phases de la méthodologie : Phase I - Approche type réponse; Phase II - Approche type réponse-performance.....	87
Figure 19	Schématisation des niveaux d'analyse : niveau local et niveau projet .....	88
Figure 20	Exemple d'un cycle de calcul explicite dans FLAC .....	92
Figure 21	Effet du filtre passe-bas Butterworth d'ordre 6 sur un signal unitaire. Atténuation du signal suivant la courbe (fonction de transfert du filtre, gain) pour une fréquence donnée .....	102
Figure 22	Pseudo-profil brut, avant (rouge) et après (bleu) ressurfaçage .....	104
Figure 23	Graphique présentant le pseudo-profil initial et le pseudo-profil reconstitué.....	107
Figure 24	Fonction décrivant l'amplification de l'IRI en fonction du nombre de bandes passantes.....	109
Figure 25	Distribution d'IRI par bande passante du pseudo-profil de la figure 3.....	110
Figure 26	Organigramme décrivant les principales étapes de la méthodologie développée en vue de prédire l'uni en fin de construction d'une chaussée neuve et son évolution en service.....	114
Figure 27	Localisation du site investigué dans le cadre du projet de thèse.....	117
Figure 28	Élargissement de l'autoroute 55 et position des forages.....	118
Figure 29	Profil du terrain et de la chaussée au niveau projet et au niveau local.....	119

Figure 30	Vue en coupe des diverses couches rencontrées en cours de forage. Terre végétale de finition, sol d'infrastructure de remblai, sol d'infrastructure naturel, ligne de refus .....	122
Figure 31	Stratigraphie du site établie à partir de chacun des sites de forage. Position des échantillons (rectangle rouge) qui ont servi aux essais de laboratoire .....	123
Figure 32	Distribution de l'indice N selon les forages et la profondeur établie au niveau local selon les chaînages 15+340 à 15+440. S-I : surface initiale; I : ligne d'infra; NP : nappe phréatique; LR : ligne de refus.....	126
Figure 33	Courbes granulométriques du sol provenant des trois zones spécifiques : zone de remblai, zone de sol naturel et zone de refus .....	129
Figure 34	Courbes de compacité Proctor provenant des trois zones spécifiques : zone de remblai, zone de sol naturel et zone de refus .....	131
Figure 35	Distribution des valeurs de $N_{cor}$ dans la section de référence et délimitation des zones spécifiques .....	137
Figure 36	Relations contraintes-indices des vides établies à partir des essais œdométriques modifiés.....	141
Figure 37	Distribution statistique de l'indice $N_{cor}$ des zones typiques de la section de référence : a) zone de remblai supérieur; b) zone de remblai inférieur; c) zone de la couche de sol naturel supérieur; d) zone de la couche de sol naturel inférieur .....	144
Figure 38	Semi-variogrammes de la section locale : a) zone de remblai supérieur; b) zone de remblai inférieur; c) zone de la couche de sol intact supérieur; d) zone de la couche de sol intact inférieur.....	145
Figure 39	Moyenne de $N_{cor}$ de part et d'autre de la nappe phréatique .....	147
Figure 40	a) Pseudo-profils de chaque trace de roue (roues gauche et droite, voies rapide et lente; 40 b) Enveloppes des pseudo-profils et pseudo-profil moyen.....	150
Figure 41	Distribution d'IRI par bandes passantes, niveau local, section de 100 m calculé sur l'IRI <sub>Brut</sub> moyen .....	151
Figure 42	Maillage utilisé pour la simulation du comportement mécanique de la section au niveau local.....	157

Figure 43	Déplacements amplifiés observés en fin de construction au niveau local .....	160
Figure 44	Calcul du pseudo-profil à partir des déplacements calculés par simulation.....	161
Figure 45	Résultats de la simulation présentant la relation entre les déplacements observés pour chacune des couches et la somme des déplacements.....	166
Figure 46	Pseudo-profils obtenus par simulation (somme) et mesurés (MTQ) .....	167
Figure 47	Problématique liée aux équipements de nivellement des chaussées .....	171
Figure 48	Profil réel et profils simulés de la section de la chaussée au niveau local en fin de construction .....	175
Figure 49	Tassements issus des facteurs influents simulés pour chacune des configurations.....	177
Figure 50	Pseudo-profil calculé à partir des déplacements issus des simulations pour chacune des configurations .....	179
Figure 51	Profil moyen MTQ et profil simulé de l'Analyse 2, configuration 5 .....	186
Figure 52	Enveloppe des pseudo-profils MTQ et pseudo-profil simulé de l'Analyse 2 (configuration 5).....	186
Figure 53	Pseudo-profils de GO correspondant aux Analyses 1 et 2 ainsi qu'à l'enveloppe des valeurs MTQ.....	187
Figure 54	Profils initial et final du projet de construction de l'autoroute 55 .....	193
Figure 55	Pseudo-profil brut et $IRI_{Brut}^{MTQ}$ évalués aux 10 mètres .....	194
Figure 56	$IRI_{Brut}^{MTQ}$ par trace de roue et $\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$ , variations évaluées aux 10 mètres.....	195
Figure 57	Enveloppe des valeurs d'IRI par trace de roue et valeur moyenne utilisée pour fins de comparaison.....	197
Figure 58	Distribution de l' $\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$ au niveau du projet par bande passante et subdivision des groupes de bandes passantes .....	198
Figure 59	Signaux représentant la fluctuation des $IRI_{Brut}$ , $IRI_{GO}$ , $IRI_{MO}$ et $IRI_{PO}$ .....	199

Figure 60	Niveau projet : synthèse des paramètres connus, estimés et inconnus requis pour mettre en application la méthodologie de modélisation proposée.....	202
Figure 61	Hypothèses utilisées pour simuler l'élévation du refus de la couche rigide .....	204
Figure 62	Fluctuation de l'indice $N_{cor}$ ainsi que des paramètres de modélisation qui y sont associés, selon la stratégie d'application de la variabilité spatiale. Trait rouge : distribution aléatoire. Trait bleu : distribution géostatistique – champs aléatoires .....	209
Figure 63	Variations des $IRI_{GO}^{FLAC}$ aux dix mètres, issus des simulations puni-funi, puni-vari, pvari-funi, pvari-fvari .....	213
Figure 64	Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$ à tous les dix mètres avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ .....	215
Figure 65	Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$ à tous les dix mètres avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ après traitement des signaux (R=0,57) .....	218
Figure 66	Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "punivari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$ à tous les dix mètres avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ après traitement des signaux (R=0,65) .....	219
Figure 67	Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$ à tous les dix mètres et construit par couche avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ après traitement des signaux (R=0,63) .....	220
Figure 68	Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{FLAC}$ à tous les dix mètres avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ et dont la variabilité est établie selon l'approche géostatistique – champs aléatoires après traitement des signaux (R=0,81, moyenne de 20 simulations).....	222

- Figure 69 Comparaison entre les courbes représentant le pseudo-profil des élévations du terrain vierge et l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  après traitement des signaux ( $R=0,75$ ) ..... 224
- Figure 70 Comparaison entre les résultats de simulation en condition pvari-funi en termes d' $IRI_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres et dont la variabilité est établie selon l'approche géostatistique-champs-aléatoires avec le profil du terrain vierge après traitement des signaux ( $R=0,81$ )..... 225
- Figure 71 Diagramme représentant les étapes de calcul réalisées à partir de la collecte de données jusqu'aux résultats en termes de variation de l' $IRI_{GO}$  226
- Figure 72 Application de modèle de Doré (1997) afin d'évaluer l'uni d'hiver à partir de l'uni de l'été précédent sur la première partie du projet de St-Nicéphore..... 239

## LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

$a_r$	Surface circulaire ( $\text{mm}^2$ ) (Boussinesq)
A	Section, surface ( $\text{mm}^2$ )
a	Portée, distance pour laquelle il y a corrélation d'une propriété (géostatistique)
$A_0, A_1 \dots$	Constante dépendante du type de chaussée
AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway Transportation Officials</i>
AQTR	Association Québécoise du Transport et des Routes
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
$c'$	Cohésion des sols (modèle de Mohr-Coulomb)
c	Valeur du palier, laquelle est associée à la portée (géostatistique)
C+P	Proportion de fissure "C" (pied linéaire par 1000 $\text{pi}^2$ ) et proportion de rapiéçage "P" ( $\text{pi}^2$ par 1000 $\text{pi}^2$ )
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
$C_c, C_u$	Coefficients de courbure et d'uniformité
CDGA	Centre de Développement des Géosciences Appliquées (Université de Bordeaux I)
CJCE	<i>Canadian Journal of Civil Engineering</i>
C-LTPP	<i>Canadian-Long Term Pavement Performance Program</i>
$c_o$	Effet de pépité (géostatistique)
$C^P$	Coefficient de plastification
$C_s, K_s, K_t, M$	Paramètres dynamiques du véhicule étalon ( $\frac{1}{4}$ véhicule)
C-SHRP	<i>Canadian-Strategic Highway Research Program</i>
cv	Coefficient de variation
d	Diamètre de la tige (mm) (modèle élastique)
$\Delta d$	Variation du diamètre de la tige (mm) (modèle élastique)

$D_{10}, D_{30}, D_{60}$	Diamètre des particules équivalent à 10, 30 et 60 % respectivement
DJMA	Débit Journalier Moyen Annuel
$D_r$	Indice de densité relative
$E, E_o, E_2, E_f$	Module de Young; Module de Young initial (o); module de Young équivalent (2); Module de Young final
$e, e_o, \Delta e$	Indice des vides, initial, changement d'indice des vides
ÉCAS	Équivalence de Charge Axiale Simple
$E_{\text{œd}}$	Module instantané issu de l'essai en cellule œdométrique (MPa)
$E_v$	Module de déformation vertical (Mydlévic)
$f$	Facteur de correction (0,8) (Odemark)
$F_1$	Proportion de la fissuration et du rapiéçage de la surface
$F_2$	Profondeur d'orniérage
FLAC	<i>Fast Lagrangian Analysis of Continua</i>
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
$G$	Module de cisaillement (MPa)
$g(x)$	Réponse de la fonction en "x" (géostatistique)
$G_s$	Masse volumique des grains solides
$h$	Pas entre deux mesures, intervalle (géostatistique)
$h_1$	Épaisseur initiale
$h_e$	Épaisseur équivalente
IRI	Indice de Rugosité International
$IRI_{BP}$	IRI par bande passante
$IRI_{Brut}$	IRI brut avant filtrage
$IRI_{GO}$	IRI par bande passante de grandes longueurs d'ondes
$IRI_{reconstitué}$	IRI reconstitué par la somme des $IRI_{BP}$
$IRI_{Brut}^{MTQ}$	IRI brut du MTQ pour une trace de roue
$\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$	IRI brut moyen du MTQ sur l'ensemble des traces de roues

$\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$	IRI moyen par bande passante de grandes longueurs d'ondes du MTQ
$\overline{IRI}_{BP}^{MTQ}$	IRI moyen par bande passante du MTQ
$IRI_{GO}^{MTQ}$	IRI par bande passante de grandes longueurs d'ondes du MTQ
$IRI_{GO}^{FLAC}$	IRI par bande passante de grandes longueurs d'ondes simulé numériquement
ISAP	<i>International Society of Asphalt Pavements</i>
K	Module de compressibilité (MPa)
$k_1, k_2, A, B, \alpha, \beta$	Paramètres des matériaux (divers modèles non linéaires)
$K_o$	Coefficient des terres au repos
l	Longueur initiale de la tige (mm) (modèle élastique)
$\Delta l$	Élongation de la tige (mm) (modèle élastique)
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LTPP	<i>Long Term Pavement Performance Program</i>
MDF	Méthode des Différences Finies
MEF	Méthode des Éléments Finis
MMOPP	<i>Mathematical Modelisation Of Pavement Performance</i>
$M_r$	Module réversible (MPa)
$M_t$	Module tangent (MPa)
MTQ	Ministère des Transports du Québec
n	Nombre de paires de points considérés (géostatistique)
$N,$	Compteur, nombre
$N, N_{\text{chantier}}, N_{\text{cor}}$	Indice de pénétration de l'essai SPT; indice de pénétration après correction
$N_{ijkl}$	Tenseur de contrainte d'ordre 4
OCDE	Organisation de coopération et de développement économique
P	Force axiale dans la tige (N) (modèle élastique)
p, p'	Contrainte moyenne; contrainte effective $((\sigma_1 + 2\sigma_3)/3)$ (kPa)

PCI	<i>Pavement Condition Index</i> (indice des conditions de la chaussée)
PO, MO, GO	Groupe de longueurs d'ondes (petite, moyenne, grande)
PQI	<i>Pavement, Quality Index</i> (indice de qualité de la chaussée)
PSI, PSI <sub>o</sub> , PSI <sub>t</sub>	<i>Present Serviceability Index</i> (performance en termes de viabilité), initial et au temps t
puni, funi	Scénario de modélisation dont les paramètres et le fond du modèle sont uniformes
pvari, fvari	Scénario de modélisation dont les paramètres et le fond du modèle sont variables
q <sub>1</sub>	Déviateur ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) (kPa)
q <sub>o</sub>	Charge appliquée sur la surface circulaire a (kN)
q <sub>r</sub>	Déviateur réversible (kPa)
R	Mesure physique de la chaussée
(R)	Coefficient de corrélation
RCI	<i>Riding Comfort Index</i> (indice de confort au roulement)
RD	Profondeur d'ornièrè (po)
RTRRMS	<i>Response-Type Road Roughness Measuring System</i> (appareil de mesure de la chaussée de type réponse)
SAI	<i>Structural Adequacy Index</i> (indice d'aptitude structural)
SDI	<i>Surface Distress Index</i> (indice de dégradation de surface)
SETRA	Services d'études techniques des routes et autoroutes
SP	Potentiel de ségrégation
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> (essai de pénétration standard, ASTM D-1586)
SV	<i>Slope Variance</i> (variation de pente)
SW, SP, SM	Classification unifiée des sols (sable bien gradué, sable mal gradué, sable silteux)
TAC	<i>Transportation Association of Canada</i>
USCS	Système de classification unifiée des sols

$x$	Position selon l'axe des $x$ (géostatistique)
$Y$	Différence d'élévation entre deux points
$z$	Paramètre et indice de profondeur (m)
$Z_s, Z_u$	Position de la masse suspendue et non suspendue ( $1/4$ véhicule)
$\dot{Z}_s, \dot{Z}_u$	Vitesse de la masse suspendue et non suspendue ( $1/4$ véhicule)
$\delta$	Déplacement
$\varepsilon, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Déformation selon l'axe en indice
$\varepsilon_v, \varepsilon_e, \varepsilon_p, \varepsilon_r, \varepsilon_{total}$	Déformation volumique; élastique (e); plastique (p); axiale réversible (r) (total $\varepsilon_e + \varepsilon_p$ )
$\varphi'$	Angle de frottement interne des sols (modèle Mohr-Coulomb)
$\gamma_{12}$	Déformation angulaire (modèle élastique)
$\gamma(h)$	Semi-variogramme
$\lambda_{32}$	Longueur d'onde de la bande passante dont la grandeur est en indice
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\theta$	Confinement ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ), modèle $k\theta$
$\rho_d$	Masse volumique du sol sec ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
$\sigma'_p$	Contrainte verticale de préconsolidation (kPa)
$\sigma_v, \sigma_y, \sigma_z$	Contrainte normale selon l'axe en indice ( $v$ : verticale) (kPa)
$\tau_{xy}$	Contrainte tangentielle, tangent au plan $x$ , parallèle à l'axe $y$
cm	centimètre
km	kilomètre
m	mètre
mm	millimètre
s	seconde
kg	kilogramme
N	Newton

kN	kiloNewton
Pa	Pascal
kPa	kiloPascal
MPa	mégaPascal

## INTRODUCTION

Le réseau routier québécois est âgé et n'a pas reçu l'attention nécessaire au maintien de ses performances. Les routes ont besoin d'être réhabilitées et dans certains cas reconstruites. Au Québec, la gestion du réseau routier relève du Ministère des Transports du Québec, le MTQ. En tant que donneurs d'ouvrage, les responsables du MTQ ont élaboré des critères d'acceptabilité des ouvrages et des méthodes de mesure de performance exprimée en termes d'indice de qualité d'uni. Depuis quelques années, le MTQ évalue une nouvelle approche de gestion des contrats par la mise en place de contrats de performance. Dans ce type de contrat, la responsabilité du suivi de la performance de la chaussée est transférée à l'entreprise privée pour une période prédéterminée.

Or, la performance d'une chaussée est liée au lieu où elle est construite. Lorsqu'une route est construite, elle n'est pas érigée, elle est implantée : elle est partie intégrante du sol et constitue, dans son entièreté, l'interface sol-structure si délicate dans les travaux de génie civil. La chaussée, comme le sol, est tributaire des matériaux qui la constituent et lui sont connexes, en plus d'être assujettie aux conditions de son environnement. Voilà pourquoi elle est si étroitement liée au comportement du terrain où elle est localisée : elle en fait partie. Dans l'évolution de la performance de la chaussée et de son évaluation, l'hétérogénéité et la variabilité des caractéristiques du terrain doivent être considérées, et ce, dès la phase de conception, car elles auront un impact direct sur la qualité finale de l'uni de la chaussée.

Ce projet de recherche propose, dans un premier temps, le développement d'une méthode de modélisation de l'uni de la chaussée qui met l'emphase sur les conditions initiales du sol d'infrastructure et spécifiques au site étudié, ainsi que sur la séquence de construction de la chaussée proprement dite. Dans un deuxième temps, dans cette perspective, le site d'une construction neuve a été ciblé de manière à permettre d'évaluer,

suivant les conditions mêmes du site, l'impact de certains facteurs qui caractérisent le sol d'infrastructure dont, notamment, la variabilité de sa stratigraphie et des propriétés de ses matériaux.

La méthode mise en œuvre pour traiter des principaux aspects qui conditionnent l'uni de la chaussée a été élaborée dans un cadre novateur suivant trois axes relativement nouveaux au domaine routier : 1) l'intégration des concepts de variabilité spatiale, 2) l'utilisation d'une approche analytique selon l'axe longitudinal de la chaussée et 3) l'interprétation de pseudo-profil et de valeurs d'IRI suivant des critères discriminants en termes de l'incidence du sol d'infrastructure sur l'uni. De surcroît, en considération des aspects économiques limitatifs quant à la perspective d'une cueillette de données in situ d'envergure, dont l'étendue du site représente une contrainte non négligeable, la réflexion menée dans le développement de la méthode a conduit à limiter la prise en compte de paramètres nécessitant des manipulations d'essais spécialisés, et donc coûteux, et de chercher une exploitation optimale des données de base obtenues à partir de plans et devis conventionnels.

Fondée sur les présomptions que : 1) le sol d'infrastructure joue un rôle important sur l'uni et que 2) l'uni de la chaussée peut être analysé sur la base de la contribution à l'IRI de chaque couche de la chaussée, la méthode de modélisation proposée veut fournir un outil qui permettra :

- a) de prévoir l'uni de la chaussée en fin de construction;
- b) de pouvoir anticiper l'évolution de l'uni de la chaussée en service;
- c) d'agir en cours de construction face à des situations imprévues;
- d) de cibler des correctifs efficaces sur des chaussées en service.

La méthode développée s'intègre dans le contexte nouveau de contrats de performance et vise à appuyer les concepteurs, dans la gestion de projets, en leur procurant un outil

d'analyse des chaussées sur la base d'un critère de l'uni établi comme indicateur d'acceptabilité des travaux, tel que préconisé par le MTQ.

Les travaux présentés dans cette thèse couvrent plusieurs domaines qui n'ont pas tous un lien direct avec la conception de chaussée. Le sujet est vaste et s'intègre dans une approche systémique qui vise une application à court terme au service de l'industrie : les besoins du marché de la construction exigent le développement d'outils structurés d'aide à la décision relative aux nouvelles manières de faire dans l'octroi des contrats. L'approche utilisée dans ce travail est nécessaire pour atteindre nos objectifs qui cherchent à apporter un support à l'industrie dans un cadre scientifique rigoureux. Cependant, elle ne permet pas un approfondissement des connaissances dans tous les aspects touchés.

Par conséquent, les conclusions qu'on en tire sont essentiellement liées au site étudié. Les résultats obtenus sont basés sur quelques méthodes de calculs qui ne seront pas approfondies, étant d'usage reconnu, tel que : le filtre Butterworth, le code de calcul FLAC ainsi que certains aspects de la géostatistique. Ils sont aussi basés sur quelques techniques d'analyse développées pour les circonstances.

Pour assurer le développement d'une méthodologie d'analyse pertinente au comportement d'une chaussée, il est impératif de faire le point sur la littérature traitant de la modélisation dans le domaine routier, et également de bien comprendre les tendances qu'on y observe.

Dans le cadre de cette thèse, dans les chapitres 1 et 2, les principales approches utilisées en modélisation et conception des chaussées, ainsi que les principaux paramètres d'évaluation de leur performance, sont exposés et discutés. Les bases et principes de l'approche analytique sont traités de manière à bien situer la méthode proposée par la thèse et à faire ressortir ses principaux atouts.

La méthodologie proposée est décrite au chapitre 3. Les trois axes sur lesquels elle se fonde sont bien définis. On y explique chacun de ces axes et leur interrelation. On y voit comment la variabilité spatiale des caractéristiques des matériaux et de la stratigraphie du site, utilisée dans un code de calcul permettant la modélisation du comportement de la chaussée de façon numérique et analytique, permet de produire un pseudo-profil et une réponse en termes d'IRI.

La section suivante consiste en une étude de cas permettant de valider l'approche. Cette étude a été réalisée à partir de données réelles, provenant d'une section de l'autoroute 55 à St-Nicéphore, dans la région de Drummondville, et de données obtenues d'essais de chantier et de laboratoire. Les chapitres 4 et 5 décrivent les essais réalisés et les résultats obtenus.

La dernière section regroupe les chapitres 6 et 7. Elle représente la partie analytique de la méthodologie développée. Le chapitre 6 présente l'analyse et la simulation numérique d'un tronçon de 100 mètres de l'autoroute 55, qui a été bien investigué et qui est caractéristique de la structure de chaussée à l'étude. Cette première analyse détaillée permet de jeter les bases de la méthodologie et de cibler certains facteurs parmi les plus influents. Elle permet en outre de définir des modèles géostatistiques de la variabilité spatiale des matériaux, qui seront utilisés dans la modélisation et l'analyse au niveau du projet, présentés dans le cadre du chapitre 7.

## CHAPITRE 1

### UNI DE LA CHAUSSÉE ET SOLS D'INFRASTRUCTURE

#### 1.1 Introduction

Le réseau routier québécois est constitué d'environ 185 000 kilomètres de routes dont près de 29 000 km sont gérés par le MTQ, ce qui entraîne des dépenses annuelles d'entretien, de réhabilitation et de construction avoisinant le milliard de dollars. Le trafic a connu de fortes hausses au cours des 15 dernières années; on a vu le nombre de véhicules de promenade augmenter de 100%, et le nombre de véhicules lourds augmenter de 300%, avec des charges légales admissibles par essieu passant de 8 à 10 tonnes (source : MTQ, 2001). Dans ce contexte, le mandat des gestionnaires se complique, puisque les critères de durabilité et de sécurité sont de plus en plus difficiles à satisfaire. Une bonne connaissance du comportement de tous les constituants de la chaussée, ainsi que le développement d'outils de modélisation adaptés à la puissance informatique actuelle, sont primordiaux pour remplir ce mandat.

La modélisation dans le domaine routier couvre plusieurs aspects du comportement des chaussées et apparaît sous plusieurs formes. L'évolution des besoins et des technologies a favorisé la diversité d'approches de conception tout en conservant les objectifs principaux de qualité et de pérennité des ouvrages. En effet, plusieurs auteurs ont proposé une synthèse exhaustive relative à ce domaine, permettant d'avoir un portrait d'ensemble des différentes approches (Haas, 1994; Yoder et coll., 1975). Dans cet esprit de modélisation, cette thèse vise à modéliser l'impact du sol et de la construction sur les déplacements à la surface de la chaussée. Ce chapitre et le chapitre suivant présentent l'ensemble des connaissances qui vont contribuer à élaborer notre méthode d'analyse.

Dans la perspective de modéliser le comportement mécanique des sols d'infrastructure et leurs effets sur l'uni, il est important de bien comprendre le rôle joué par la chaussée en

tant que structure complexe de génie civil, d'en connaître la mécanique et les modes de dégradation. À ce titre, ce chapitre présente, dans un premier temps, les principales composantes de la chaussée ainsi que leur rôle structural et fonctionnel, et dans un deuxième temps, on y décrit en détails le concept de l'uni que nous modéliserons par notre approche, l'évaluation du pseudo-profil qui en découle ainsi que le calcul de l'IRI qui permet de le quantifier. À ce titre, il est important d'évaluer les types de dégradation qui affectent l'uni, de manière à réaliser une modélisation tenant compte de paramètres réalistes. Finalement, deux aspects concernant les sols d'infrastructure sont présentés : la nature des sols et leur impact possible sur l'uni, dus notamment à la mise en œuvre de la structure de la chaussée et à l'importance de leur variabilité.

## **1.2 Aspects généraux relatifs à la structure d'une chaussée**

Sur le plan structural, la chaussée est conçue pour transférer vers le sol les charges qu'elle supporte, tout en assurant l'intégrité de ce même sol. Elle doit permettre l'atténuation des mouvements différentiels provenant du sol et leurs effets à la surface. La figure 1 présente de façon simplifiée la distribution des charges et le type de contrainte développée dans une structure de chaussée au passage d'un véhicule. Les flèches montrent la contrainte en cisaillement,  $\tau_{xy}$ , à l'interface enrobé-fondation granulaire, ainsi que les contraintes verticales,  $\sigma_y$ , à la surface du sol d'infrastructure.

Sur le plan fonctionnel, la chaussée doit assurer le confort et la sécurité des usagers de la route en permettant une qualité de roulement adéquate et une bonne adhérence du véhicule. La chaussée doit être conçue de manière à conserver ses propriétés à long terme.

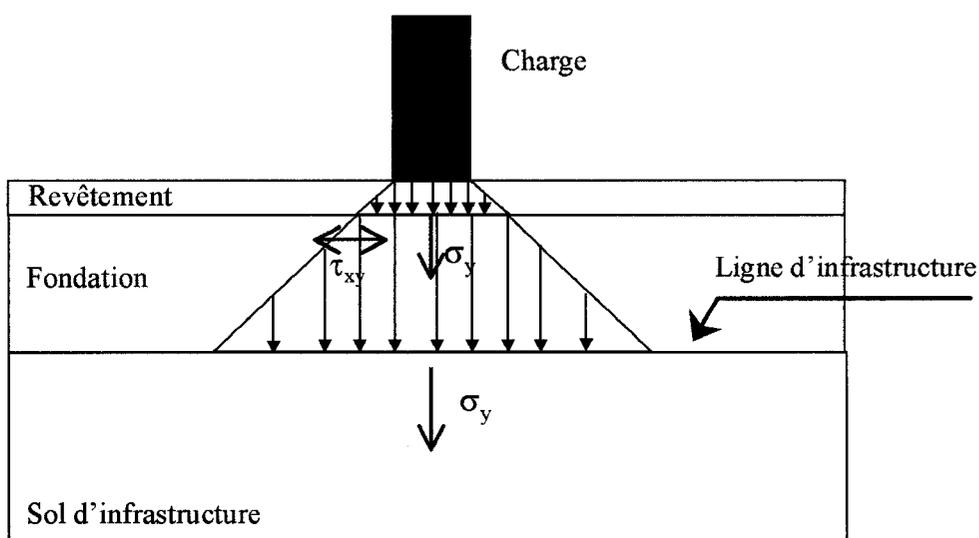


Figure 1 Distribution des charges et développement des contraintes verticales  $\sigma_y$ , et de cisaillement,  $\tau_{xy}$ , au passage d'une roue d'un véhicule

### 1.2.1 Structure d'une chaussée souple

Une chaussée souple est constituée de plusieurs couches de matériaux complémentaires jouant des rôles spécifiques. Globalement, elle se compose de :

- a. Revêtement - une ou plusieurs couches d'enrobés bitumineux d'épaisseur variable dont le rôle est : 1) structural : assurer la distribution des charges; 2) de protection : assurer l'étanchéité de la structure; 3) fonctionnel : assurer le confort au roulement et l'adhérence pneu-chaussée.
- b. Fondation granulaire - une ou plusieurs couches de gravier naturel ou concassé, possédant une granularité dense ou ouverte dont le rôle est : 1) structural : la distribution des charges; 2) de drainage; 3) fonctionnel : la fondation granulaire représente la surface de travail pour la pose du revêtement. Dans certaines constructions, la fondation peut être constituée de matériaux stabilisés avec, notamment, un liant hydrocarboné.

- c. Sous-fondation granulaire - constituée de sable et de gravier dont le rôle est : 1) le drainage de la fondation; 2) la distribution des charges; 3) d'empêcher la contamination; 4) d'atténuer les effets du gel; 5) de protéger l'infrastructure lors de la construction. La sous-fondation représente la plate-forme pour la fondation.
- d. Sols d'infrastructure - constitués du sol naturel en place (sable, till, argile, etc.) ou de matériaux de remblai (sol ou roc : matériaux d'emprunt) servant à établir le profil longitudinal et transversal. Le sol d'infrastructure représente la plate-forme de la chaussée.

La figure 2 présente une coupe type d'une chaussée souple standard avec ses principales composantes. Selon la spécificité du site, certaines variantes, telles que des couches drainantes et une couche isolante, non montrées ici, peuvent être incluses.

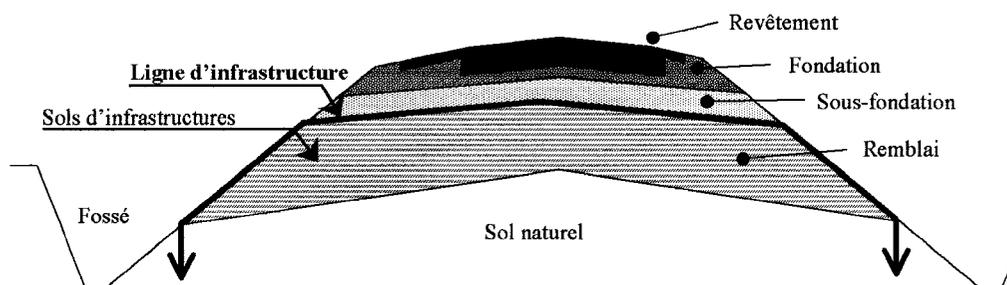


Figure 2 Section en coupe d'une chaussée souple standard avec ses couches principales (Note : les sols d'infrastructure comprennent les matériaux de remblai et les sols naturels en place.)

### **1.3 Uni de la chaussée souple**

L'uni de la chaussée et les notions qui s'y rattachent ont une importance capitale dans le contexte de cette thèse, puisque l'on cherche spécifiquement à modéliser cet uni. Il devient donc primordial de cerner tous les éléments pertinents qui permettront d'atteindre cet objectif.

Le confort de l'utilisateur de la route dépend principalement de l'uni, d'où l'importance de bien définir ce concept. La problématique concernant l'uni est issue des différences verticales qui existent entre la chaussée projetée par le concepteur et la surface réelle (OCDE, 1984). L'uni d'une chaussée s'évalue donc par un relevé des élévations : plus une chaussée est lisse, meilleur est son uni. Les variations d'élévation observables à la surface de la chaussée sont généralement traitées suivant deux directions : uni transversal et uni longitudinal (OCDE, 1984). Dans le cadre de cette thèse, seule l'analyse de l'uni selon l'axe longitudinal est réalisée.

#### **1.3.1 Appareils de mesure de l'uni longitudinal**

La mesure de l'uni longitudinal est réalisée selon deux approches distinctes donnant naissance à deux familles d'appareils de mesure. La première approche consiste à évaluer l'effet issu des irrégularités de la chaussée et ressentie par l'utilisateur de la route. Les appareils de type "réponse" utilisent cette approche. Ils reflètent les conséquences du profil de la chaussée sur le mouvement des masses suspendues, soit le châssis du véhicule, ceci en termes de déplacement et d'accélération (OCDE, 1984).

La seconde approche est fondée sur la mesure des irrégularités de la route par rapport à une référence géométrique ou inertielle. Elle n'implique pas une mesure des élévations absolues, mais bien le relevé des valeurs caractéristiques du profil en long appelé le "pseudo-profil", ceci par rapport à un référentiel qui dépend de l'appareil de mesure. Les

appareils de mesure de type "profilomètre" utilisent cette approche et permettent le tracé du pseudo-profil. La figure 3 présente un pseudo-profil obtenu avant et après des opérations de ressurfaçage sur un tronçon de la route 158.

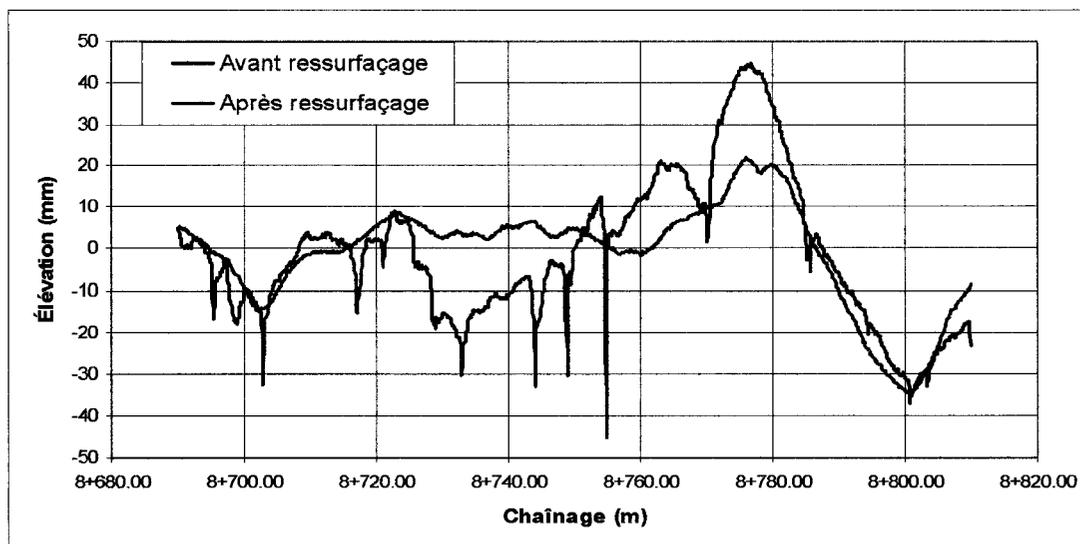


Figure 3 Pseudo-profil pour le chaînage 8+700 à 8+800 de la route 158, avant et après un ressurfaçage

La précision et la répétabilité des valeurs relevées permettent de cataloguer les appareils de mesure de l'uni selon quatre classes, lesquelles ont été définies par Sayers et coll. (1986). La classe 1 regroupe les appareils qui permettent la détermination du pseudo-profil dans au moins une trace de roue. Cette classe comprenait à l'origine les appareils de mesure à faible rendement, tel que le niveau et la règle, dont les résultats étaient les plus précis et les plus constants. Toutefois, les avancées technologiques ont permis le développement d'appareils à grand rendement, tout aussi efficaces (ASTM 950-94).

La classe 2 comprend les appareils permettant aussi la détermination du pseudo-profil, mais dont la précision et la constance sont plus faibles que ceux de la classe 1. La classe 3 regroupe les appareils de mesure de type réponse qui ne permettent pas la mesure du

pseudo-profil. Finalement, la classe 4 regroupe les techniques subjectives d'évaluation de l'uni et les appareils de mesure non calibrés, utilisés là où la précision n'est pas nécessaire.

A titre d'exemple, l'appareil de mesure de l'uni de la chaussée de classe 1 utilisé par le MTQ, soit le profilomètre inertiel *Road Surveyor TD-6500*, permet de prendre la mesure du pseudo-profil à tous les 50 mm de route auscultée, selon la norme *Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Established Inertial Profiling Reference* (ASTM E950-94).

Le fonctionnement de l'appareil est basé sur la combinaison de deux mesures synchroniques : un senseur infrarouge mesure la distance entre le véhicule et la chaussée ; simultanément, un accéléromètre corrige le déplacement vertical du senseur infrarouge engendré par le mouvement du véhicule. La figure 4 montre la prise de mesures réalisée par cet appareil et permettant le calcul du pseudo-profil (équation 1.1)

$$\Delta H = (H_1 - H_2) + H_{acc} \quad (1.1)$$

$\Delta H$  = différence d'élévation entre deux mesure (mm)

$H_1$  = distance mesurée par le senseur infrarouge au point 1 (mm)

$H_2$  = distance mesurée par le senseur infrarouge au point 2 (mm)

$H_{acc}$  = déplacement relatif au mouvement du véhicule (mm)

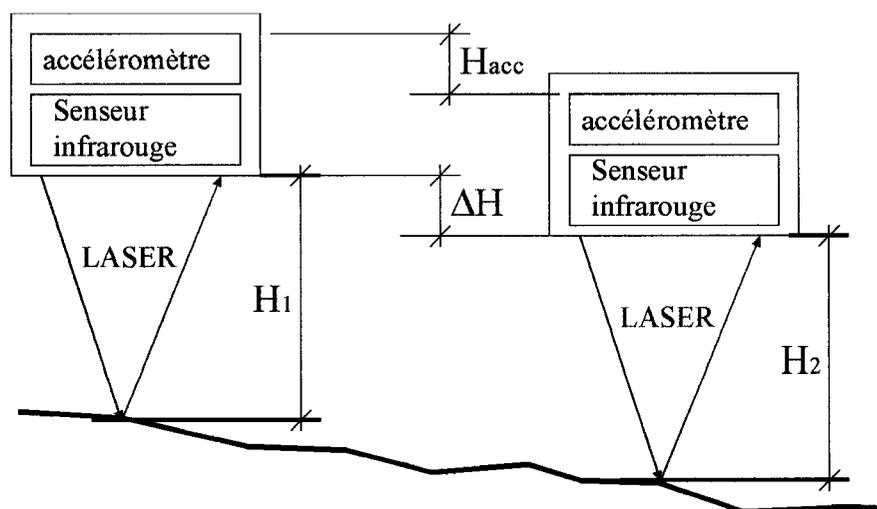


Figure 4 Principe de mesure du pseudo-profil (tiré de infoDLC, MTQ, 1997)

### 1.3.2 Défauts d'uni de la chaussée souple et longueurs d'ondes

La mesure de l'uni de la chaussée fait apparaître un signal discontinu, dont les valeurs fluctuent autour de zéro (figure 3) et qui peut être traité par analyse spectrale. Plusieurs études ont porté sur la caractérisation des amplitudes et des longueurs d'ondes associées aux défauts de surface et à leurs effets sur la perception de l'utilisateur. Notamment, l'OCDE (1984) a mis en relief que l'inconfort ressenti par les usagers varie avec la vitesse du véhicule dans une gamme de longueurs d'ondes comprises entre 0,7 et 45,2 mètres. L'inconfort maximum est ressenti lorsque la roue ou le châssis du véhicule atteignent leur fréquence de résonance, cette fréquence se situant entre 10 et 12 Hz pour la roue et entre 1 et 1,5 Hz pour le châssis (Delanne, 1999).

Globalement, il a été constaté que les longueurs d'ondes qui sont critiques pour la sécurité et le confort de l'utilisateur augmentent avec la vitesse du véhicule (tableau I et tableau II). Cet état de fait a donné lieu à l'instauration de limites spécifiques à respecter

quand aux longueurs d'ondes acceptables pour assurer le confort et la sécurité des usagers (tableau III).

Tableau I

Gamme de longueurs d'onde liée au confort et à la sécurité (OCDE 1984)

Vitesse (km/h)	Longueurs d'ondes liées à la sécurité (m)	Longueurs d'ondes liées au confort (m)
40-60	0,6 à 1,6	3,7 à 16,6
90	1,25 à 2,5	8,3 à 25,0
130	1,8 à 3,5	12,0 à 25,0

Tableau II

Amplitudes maximales acceptables (OCDE, 1984)

	Ondes courtes 1,0 à 3,3 (m)	Ondes moyennes 3,3 à 13,0 (m)	Ondes longues 13 à 40 (m)
Seuil d'acceptabilité	2,0 mm	4,0 mm	14,0 mm
Seuil d'inacceptabilité	3,0 mm	8,5 mm	27,0 mm

Tableau III

Longueurs d'ondes correspondant aux fréquences de résonance en fonction de la vitesse (OCDE 1984)

Vitesse	Longueurs d'ondes en fonction de la fréquence 1,5-1,0 (Hz)	Longueurs d'ondes en fonction de la fréquence 12-10 (Hz)
36 m/s (130 km/h)	24 m – 36 m	3 m – 3,6 m
25 m/s (90 km/h)	16,5 m – 25 m	2 m – 2,5 m
14 m/s (50 km/h)	9 m – 14 m	1,2 m – 1,4 m

Sur cette base, les irrégularités de la surface de la chaussée, présentées sous la forme de longueurs d'ondes, et issues des techniques de mise en oeuvre et des dégradations cumulées, affecteront l'uni de la chaussée d'une manière plus ou moins importante en termes de qualité de roulement et de sécurité des usagers.

Les dégradations affectant la qualité de la chaussée peuvent être regroupées en deux classes, selon qu'elles affectent l'**état fonctionnel** de la chaussée ou son **état structural**, (Durand et coll., 1993). La première classe comprend les dégradations de surface (fissures, pelade et désenrobage entre autres) affectant l'uni, la seconde classe englobe les autres dégradations issues soit d'un dimensionnement inadéquat, soit de la mauvaise évaluation de la capacité portante, soit de la sous-compaction lors de la mise en oeuvre.

Plusieurs publications présentent une description des défauts observés à la surface des chaussées en relation avec leurs causes probables (Yoder et coll., 1974, Tessier 1990, Durand et coll., 1993, Haas et coll., 1994). Le tableau IV en présente la synthèse.

Dans l'ensemble, les détériorations de surface de grandes longueurs d'ondes sont associées aux couches d'infrastructure et de sous-fondation, à savoir le tassement, le soulèvement différentiel, certains types de fissures, les ondulations, le bombement, le gonflement, etc. Les défauts liés aux couches supérieures de la chaussée se traduisent plutôt par une dégradation de la qualité de la surface associée à de courtes longueurs d'ondes, à savoir certains types de fissures tel que transversales, longitudinales, polygonales, carrelage et lézardes, les ondulations à ondes courtes, le désenrobage et l'arrachement de granulats, la pelade, etc. (OCDE, 1984; Tessier, 1990; Durand et coll., 1993).

Tableau IV

Synthèse des principales dégradations observées à la surface de la chaussée et leurs causes probables (d'après Durand et coll., 1993)

Dégradations	Causes																
	Retrait thermique	Fragilisation du bitume, vieille chaussée	Joint de la fondation rigide	Infra gelif ou déform. différentiel	Mauvaise qualité du travail de revêtement	Trafic lourd ou intense	Capacité structurale de la fondation	Drainage inadéquat	Structure discontinue	Épaisseur d'asphalte insuffisante	Remblai instable	Enrobé à stabilité insuffisante	Dosage de bitume, enrobage mauvais	Compact. de enrobé inadéquat	Compact. fondation inadéquat	Mauvais matériau structure	Manque de support latéral
Fissure transversale	X	X	X														
Fissure de centre				X	X												
Fissure longitudinale						X	X	X									
Fissure latérale									X								X
Fissure polygonale	X	X		X			X	X									
Carrelage		X				X	X			X							
Lézarde				X				X			X						
Ornière à faible rayon						X						X		X			
Ornière à grand rayon						X	X	X							X		
Affaissement				X							X					X	X
Soulèvement différentiel				X				X									
Ondulation à ondes courtes					X	X	X					X					
Désenrobage et arrachement		X				X							X	X			
Ressuage						X							X				
Pelade						X				X							
Nids de poule						X	X			X							

### 1.3.3 Facteurs affectant l'uni de la chaussée souple

Une revue de la documentation nous a permis de mettre en lumière les principaux facteurs influençant l'uni des chaussées souples. Cette revue, menée sur la base des objectifs de la thèse, met principalement l'accent sur les facteurs associés directement aux sols d'infrastructure. Ces facteurs peuvent prendre naissance dès l'étape de la conception de la chaussée sous la forme de divers défauts et, également, par le développement de divers types de dégradations apparaissant dès la mise en service.

Ces facteurs, nombreux et souvent interdépendants, sont associés aux caractéristiques de la chaussée elle-même, de son état, ainsi qu'à celles de l'emplacement du site et aux conditions de chargement qui prévalent. Ces facteurs sont regroupés en cinq catégories et présentés au tableau V (Haas, 1994, Ekdahl, 1999).

Tableau V

Facteurs prédominants relatifs à la qualité de la chaussée (d'après Haas, 1994)

Facteurs associés au véhicule	Charge de l'essieu Pression des pneus Crampon Suspension
Facteurs associés au trafic	Moyenne annuelle du trafic quotidien Variation du trafic par saison Vitesse des véhicules
Facteurs associés à la chaussée	Structure Matériaux Drainage Rugosité ou uni de surface
Facteurs associés au climat	Température Précipitation Gel-dégel Fissuration thermique
Facteurs associés au temps	Age

La détérioration d'une chaussée est également associée à un processus naturel qui dépend des conditions environnementales pour lesquelles plusieurs variables sont non seulement difficiles à quantifier mais même difficiles à identifier (Witczak, 1998, cité par Ekdahl, 1999). Par conséquent, la modélisation de l'uni des chaussées doit se faire avec beaucoup de précautions et se concentrer sur la définition des facteurs prédominants.

De manière à mettre en évidence le rôle des sols d'infrastructure sur l'uni, ainsi que les facteurs importants à considérer lors de la modélisation, il peut être avantageux de les regrouper en deux catégories, soit : les **facteurs intrinsèques**, propres aux matériaux composant la chaussée, au dimensionnement de la structure et à sa mise en place, et les **facteurs extrinsèques**, c'est-à-dire tous les autres facteurs agissant sur la chaussée. Cette dernière catégorie peut être divisée en deux sous-catégories : les facteurs agissant de façon cyclique et dynamique et ceux agissant de façon statique. Les premiers, liés aux passages des véhicules, entraînent la modification des paramètres internes de la chaussée, tels que la compacité, la granulométrie, etc. Les seconds modifient aussi les

paramètres internes, mais de façon moins apparente. Par exemple, les contraintes développées par certains facteurs agissant de façon statique, tels que le retrait thermique, le gel ou la dessiccation, ainsi que la modification des modules due à la variation de la teneur en eau, ont des effets directs sur le comportement de la chaussée. La synthèse de ces facteurs et du classement que nous en avons fait est présentée au tableau VI.

Le tableau VII présente les causes et origines possibles des dégradations de la chaussée en fonction de ses principales couches (enrobé, fondation et sous-fondation granulaire, sol d'infrastructure) ce qui permet une meilleure vue d'ensemble et une meilleure appréhension des facteurs intervenant dans cette dégradation. Ce tableau permet aussi de cibler, couche par couche, les problèmes potentiels. Enfin, ces tableaux VI et VII mettent en évidence les principaux éléments qui devront être pris en considération lors de la modélisation de l'effet des sols d'infrastructure sur l'uni de la chaussée en fin de construction.

Rappelons que dans le cadre de cette thèse, le développement d'une méthode de modélisation de l'uni de la chaussée souple se fait par le biais de la modélisation du comportement des sols d'infrastructure. À ce titre, il ressort du tableau VI que la nature des sols, l'épaisseur des couches de matériaux, leur variabilité ainsi que les conditions hydriques constituent les principaux facteurs intrinsèques à considérer. Les effets de la machinerie en cours de construction ainsi que la fluctuation du niveau de l'eau sont les seuls facteurs extrinsèques qui agissent avant la fin de la construction.

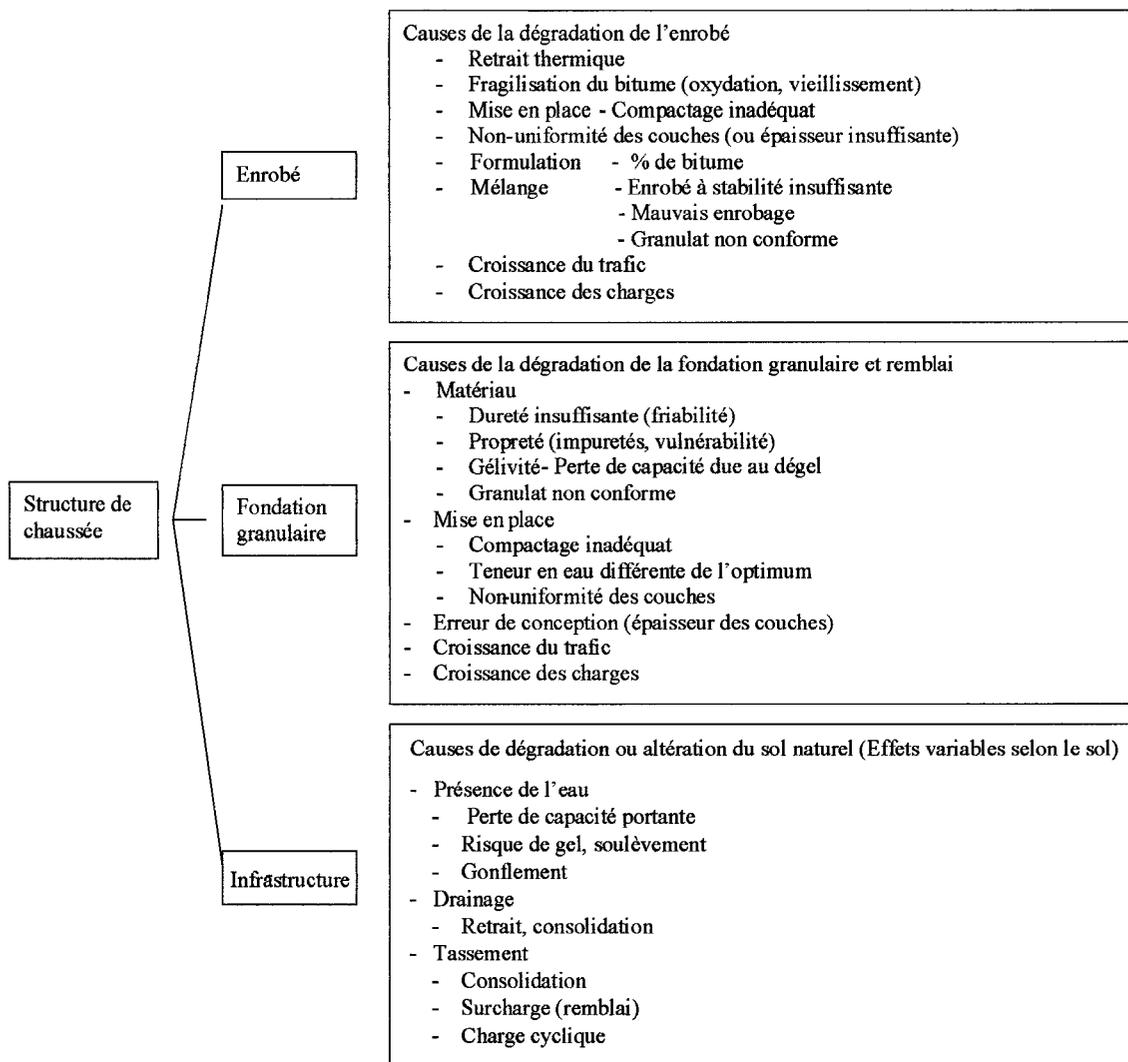
Tableau VI

Liste des principaux facteurs affectant le comportement et la performance des chaussées souples subdivisés en deux catégories, soit les facteurs intrinsèques et les facteurs extrinsèques

FACTEURS INTRINSÈQUES (structure et composantes de la chaussée)			FACTEURS EXTRINSÈQUES	
Enrobé	Fondation granulaire, sous-fondation et remblai	Sol support	Facteurs cycliques – Machinerie Construction / Circulation des véhicules	Facteurs statiques
1. Nombre de couches	1. Caractéristiques des granulats i) granulométrie, ii) minéralogie, iii) texture et forme	1. Type de sol i) cohésif vs granulaire, ii) perméabilité, iii) compressibilité, iv) résistance	1. Effets de la machinerie en cours de construction	1. $\Delta T$ (température)
2. Caractéristique du bitume	2. Nombre de couches	2. Comportement i) drainé, ii) non drainé	2. Achalandage (trafic, Débit journalier moyen annuel, DJMA, équivalence de charge axiale simple, ÉCAS)	2. Gel/dégel
3. Caractéristique des granulats i) granulométrie, ii) minéralogie, iii) texture et forme	3. Épaisseur des couches	3. Modules et autres paramètres	3. Variation saisonnière du trafic	3. Précipitation
4. Proportion du mélange	4. Module	4. Épaisseur	4. Type de véhicule i) nombre ii) vitesse	4. Présence d'eau i) variation de la teneur en eau, ii) dessiccation, iii) saturation
5. Épaisseur des couches	5. Mise en place	5. Homogénéité	5. Charge par essieu	5. Temps i) âge, ii) oxydation, iii) retrait, iv) consolidation
6. Module des couches			6. Pression des pneus	
7. Mise en place			7. Présence de crampons	
8. Rugosité et uni de surface			8. Surface de contact	
			9. Suspension (ressort vs amortisseur)	

Tableau VII

Origine des causes possibles de dégradations de la chaussée en enrobés bitumineux en fonction des principales couches de sa structure



### 1.3.4 L'IRI (Indice de rugosité international)

L'approche proposée vise à simuler les déformations induites à la surface de la chaussée, principalement par la modélisation du comportement mécanique des sols d'infrastructure, permettant ainsi d'en établir le pseudo-profil. Les pseudo-profils ainsi obtenus seront évalués en vue de quantifier l'uni. Dans ce contexte, l'IRI représente un indicateur de premier choix.

À la fin des années 70, des recherches menées sous l'égide du "*National Cooperative Highway Research Program*" (NCHRP) ont donné naissance à un nouvel indicateur de la qualité de l'uni d'une chaussée : l'IRI. L'objectif principal de ce programme de recherche était de développer un outil d'étalonnage des systèmes de mesure de type réponse (*Response Type Road Roughness Measured System*, RTRRMS) de manière à obtenir un indicateur caractéristique de l'uni de la chaussée, indépendamment de la technique utilisée pour les relevés d'élévation. Plus spécifiquement, les objectifs étaient :

- a. de décrire la vibration du véhicule indépendamment de la performance du véhicule;
- b. de transposer mathématiquement le profil de la route tout en restant stable dans le temps;
- c. d'être mesurable par le plus grand nombre possible d'instruments (règle, niveau, profilomètre, RTRRMS);
- d. d'être transposable à l'échelle internationale.

La méthode d'analyse fut développée, simplifiée et standardisée sous la supervision de la Banque Mondiale, pour aboutir à la création d'un indicateur de la rugosité de surface, l'IRI. (Sayers et coll., 1996).

L'IRI est calculé à partir du modèle analogique du quart de véhicule, représentatif de la réponse dynamique d'un véhicule au profil de la chaussée (figure 5). Dans ce modèle, afin de prendre en compte le mécanisme de suspension du véhicule, l'essieu est associé à une masse non suspendue. Le châssis du véhicule, représenté par une masse suspendue, est lié à l'essieu par le jeu combiné d'un ressort et d'un amortisseur, alors que les composantes de la roue sont associées à un ressort. Ce dernier assure, dans le modèle illustré par la figure 5, le lien entre la chaussée et la masse non suspendue. Le modèle simule le mouvement vertical du châssis d'un véhicule, lequel est tributaire de l'action combinée du système couplé roue-essieu. Ce système est sujet aux variations du profil longitudinal de la chaussée, le pseudo-profil.

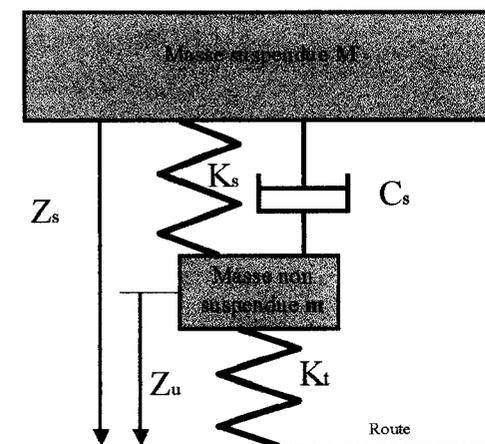


Figure 5 Schématisation du modèle du quart de véhicule possédant les paramètres du véhicule étalon normalisés par rapport à la masse suspendue  $M$ , où :  $m/M = 0,15$ ;  $K_s/M = 653,0$ ; la constante de l'amortisseur de la suspension  $C_s/M = 63,3$ ; la constante de ressort de la roue  $K_t/M = 6,0$ . (Source : Sayers et Karamihas, 1998).

Un des avantages du modèle du quart de véhicule est qu'il permet de traduire les effets de la chaussée ressentis par les passagers en tenant compte des caractéristiques spécifiques au véhicule : le pneumatique ( $K_t$ ) et le système de suspension ( $K_s$  et  $C_s$ ).

Mathématiquement, le modèle du quart de véhicule est décrit par les équations du second ordre 1.1 et 1.2 suivantes :

$$M_s \ddot{Z}_s + C_s (\dot{Z}_s - \dot{Z}_u) + K_s (Z_s - Z_u) = 0 \quad (1.2)$$

$$M_u \ddot{Z}_u + K_t (Z_s - Z_u) = 0 \quad (1.3)$$

$M_s$  = Masse suspendue

$M_u$  = Masse non suspendue

$C_s$  = Constante de l'amortisseur

$K_s$  = Constante du ressort de la masse suspendue

$K_u$  = Constante du ressort de la masse non suspendue

$Z$  = Élévation du pseudo-profil

$Z_s$  = Position de la masse suspendue

$\dot{Z}_s$  = Vitesse de la masse suspendue

$\ddot{Z}_s$  = Accélération de la masse suspendue

$Z_u$  = Position de la masse non suspendue

$\dot{Z}_u$  = Vitesse de la masse non suspendue

$\ddot{Z}_u$  = Accélération de la masse non suspendue

L'IRI représente la sommation des mouvements relatifs entre la masse suspendue et la masse non suspendue selon un calcul standard basé sur des mesures prises à des intervalles de 150 mm, pour une section de chaussée de 100 m :

$$IRI = \frac{1}{L} \int_0^{L/V} |\dot{Z}_s - \dot{Z}_u| dt \quad (1.4)$$

L longueur du tronçon à l'étude (standard à 100 m)

V vitesse de référence (80 km/h)

Le calcul de l'IRI est décrit en détail dans le World Bank Technical Paper no. 46, Guidelines for Conducting and Calibrating Road Roughness Measurement (Sayers et coll., 1986).

Le modèle du quart de véhicule agit également comme un filtre sur le pseudo-profil. Il amplifie certaines fréquences et en atténue d'autres. Cette modification du signal d'entrée, en l'occurrence le pseudo-profil, est exprimée en termes de gain par une fonction de transfert variant selon la fréquence du signal d'entrée (Sayers et coll., 1998). La figure 6 présente la relation entre le gain et la fréquence du signal d'entrée pour le cas du "véhicule étalon" (les paramètres sont décrits à la figure 5), suivant un intervalle d'échantillonnage de 150 mm.

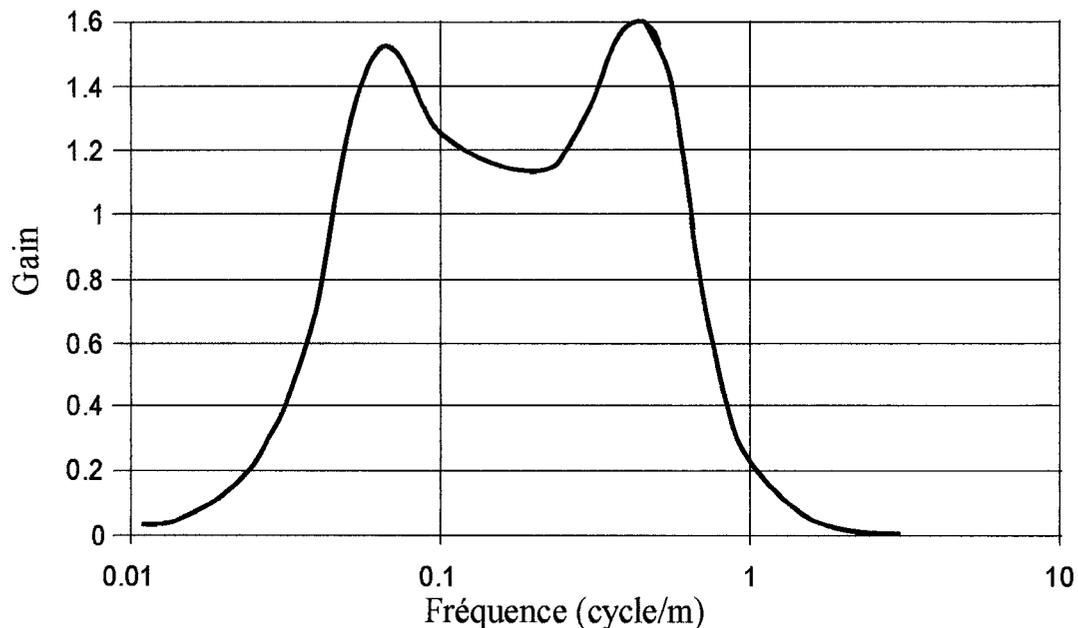


Figure 6 Effet du modèle du quart de véhicule sur le signal d'entrée. Amplification et atténuation du signal suivant la courbe de la fonction de transfert du filtre (Gain) pour une fréquence donnée

### **1.3.5 Récapitulatif**

Il ressort de la section 1.3 que la modélisation de l'uni de la chaussée repose sur plusieurs facteurs plus ou moins complexes à modéliser, et dont les principaux sont la nature des sols, leur variabilité, leur condition hydrique ainsi les effets de la machinerie en cours de construction. Dans l'approche proposée, l'uni de la chaussée est évalué par l'élévation de son profil longitudinal : le pseudo-profil, lequel peut être quantifié par le calcul de l'IRI.

L'objectif principal de la thèse étant d'évaluer la contribution des sols d'infrastructure à l'uni de la chaussée en fin de construction, par le biais d'une méthode de modélisation innovante, il est primordial d'en comprendre le comportement en cours de construction.

### **1.4 Sols d'infrastructure : sols naturels**

Afin d'étudier le rôle joué par les sols d'infrastructure et d'en modéliser les effets sur l'uni, il est important de mettre en perspective : 1) leur nature et caractéristiques propres; 2) les impacts de la construction et de l'environnement sur les sols; 3) leur variabilité dans l'espace.

Il est entendu dans cette thèse que les sols d'infrastructure sont les sols situés sous la ligne d'infrastructure (figure 2) et sont constitués des sols naturels en place et des sols de remblai. Les sols de remblai sont utilisés afin d'atteindre l'élévation de la ligne d'infrastructure projetée au moment de la conception, si nécessaire. Ce sont des matériaux de déblai prélevés ailleurs sur le site du chantier, lorsque leur qualité le permet, sinon ils proviennent de carrières de sols naturels. Les sols d'infrastructure des chaussées souples sont donc essentiellement des sols naturels.

### 1.4.1 Description des sols

Les sols constituent l'ensemble des matériaux que l'on retrouve à la surface de la terre pouvant être facilement séparés en grains sous de faibles sollicitations mécaniques (Darve, 2000). Sur le plan de la rhéologie, on distingue deux classes spécifiques de sols : soit les sables (matériaux granulaires) et les argiles (matériaux cohésifs).

Un sable est formé d'un ensemble de grains individuels, en contact les uns avec les autres et visibles à l'œil nu. Les forces gravitaires et de frottement sont prédominantes par rapport aux forces de type attraction-répulsion (Van der Waals). Le comportement des sables est non visqueux et élastoplastique, puisqu'ils subissent des déformations permanentes par glissements, rotations et rupture des grains. Le sable est dit non cohésif étant donné l'absence de forces intergranulaires à l'état sec ou saturé drainé. Par contre, à l'état non saturé, les forces capillaires induisent une cohésion apparente (Holtz et coll., 1981; Lambe et coll., 1969; Darve, 2000).

Les argiles sont constituées d'amas de petites particules visibles au microscope électronique. Les forces inter-particulaires prédominantes sont du type attraction-répulsion. Sous sollicitations, il y a glissement et rotation entre les amas, produisant des déformations plastiques. La dimension des particules permet l'adsorption d'eau (eau liée par des forces de surface). La mobilisation de l'eau adsorbée est à l'origine d'un comportement visqueux du matériau sous charge. L'eau joue donc un rôle prépondérant sur le comportement des argiles, faisant passer le matériau de fluide visqueux (boue) à solide élastique fragile (porcelaine). La température influence directement le comportement rhéologique des argiles puisqu'elle modifie la viscosité de l'eau. La petitesse des pores des sols argileux entraîne une perméabilité faible, influençant le phénomène de consolidation (Holtz et coll., 1981; Lambe et coll., 1969; Darve, 2000).

Les sols, qui sont le fondement de la chaussée, sont rarement uniformes et homogènes. Leur nature varie entre les états extrêmes décrits ici (sable et argile). Cette variabilité est longitudinale et transversale à l'axe de la chaussée, mais aussi verticale puisque les caractéristiques changent avec sa profondeur (Breysse, 1998).

#### **1.4.2 Effets de l'implantation d'une chaussée souple sur les sols d'infrastructure**

La construction et l'usage d'une chaussée entraînent plusieurs bouleversements au sein des sols naturels. L'impact de ces bouleversements du sol sur l'uni dépendra de leur nature, du degré d'homogénéité des dépôts qui les composent et de l'ampleur des travaux réalisés. Les effets de la construction de la chaussée, à court et à long termes, se traduisent par une variation plus ou moins importante des caractéristiques du sol et influencent l'évolution de la performance de la chaussée. Ces effets, détaillés dans les sections suivantes, peuvent être regroupés en trois catégories : 1) les effets liés à l'implantation proprement dite; 2) les effets liés à la circulation, principalement les chargements cycliques; et 3) les effets liés aux fluctuations environnementales<sup>1</sup>.

Les figure 7.1 et 7.2 schématisent les divers effets issus de la construction de la chaussée. La figure 7.1 présente le profil initial du terrain et la stratigraphie du site. La figure 7.2 décrit les réactions des sols d'infrastructure suite à la construction. L'équilibre initial est rompu et certaines zones subissent des tassements (flèches vers le bas) alors que d'autres zones subissent des gonflements ou déchargements (flèches vers le haut). De plus, on remarque le rabattement de la nappe phréatique suite à l'implantation des fossés. Finalement, des déformations permanentes sont induites par le passage des véhicules. Ce schéma ne tient pas compte de la variabilité de chaque couche de la structure de la chaussée, ni de la fluctuation des effets environnementaux.

---

<sup>1</sup> On entend ici les effets cycliques saisonniers et annuels tels que la fluctuation de la nappe phréatique, les cycles de gel et dégel, etc.

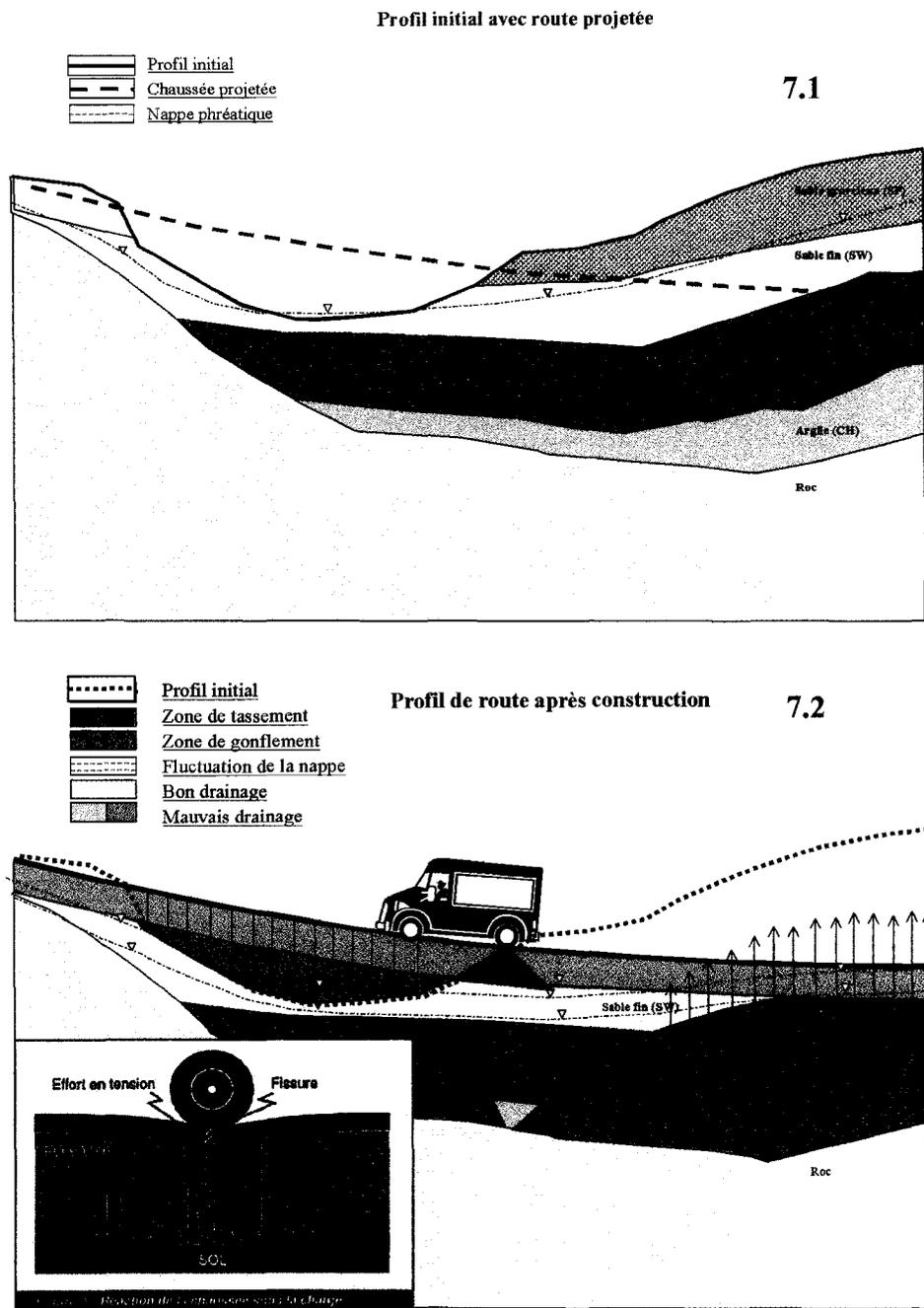


Figure 7 Différents aspects de la construction d'une chaussée ayant une incidence sur le pseudo-profil en fin de construction de la chaussée et en service

#### 1.4.2.1 Effets liés à l'implantation

Il est clair que la réaction d'un sol naturel subissant un chargement ou un déchargement, suite à la construction de la chaussée, peut être décrite par les modèles issus de la mécanique des sols, les tassements et gonflements notamment. Cependant, peu de documents permettent de mettre en relation l'effet des étapes de construction sur le comportement du sol d'infrastructure et leurs répercussions sur l'uni de la chaussée. Toutefois, quelques auteurs tentent de cibler certains aspects plus spécifiques relatifs à la construction de la chaussée et leurs impacts sur les sols d'infrastructure. Dawson et coll., (1996a), notamment, présentent une étude sur l'impact de la construction d'une route sur le niveau naturel de la nappe phréatique et ses effets sur le module réversible d'un sol argileux. Il appert qu'une nappe phréatique élevée dans une argile ayant subi un compactage en profondeur induit des tassements importants à la surface de la chaussée.

Dans une autre étude, Dawson et coll. (1996b) évaluent l'effet de la machinerie sur les couches granulaires (fondation) durant la phase de construction de la chaussée. À cet égard, dans l'optique d'évaluer les tassements permanents associés aux étapes de construction et plus spécifiquement à l'effet de la densification sur les matériaux d'infrastructure, certains auteurs proposent diverses approches. En ce sens, Mydlivec (1979) propose un modèle basé sur l'évolution des tassements permettant d'évaluer l'accroissement d'un module de déformation ( $E_v$ ) en fonction du nombre de passages d'un rouleau vibrant. Basé sur une approche plus théorique, Adam (1999) propose un modèle qui combine la force dynamique produite par un rouleau vibrant et l'évolution des déformations élastiques et plastiques pour chaque passage du rouleau. Cette dernière approche est très intéressante parce qu'elle permet d'évaluer le nombre de passages du rouleau nécessaire à l'atteinte de la densité désirée, et ce, en fonction de sa masse. Les résultats de ces travaux montrent qu'il existe une préoccupation certaine à l'égard de l'effet de la construction sur les sols et indirectement sur l'uni. À ce titre, une étude sur l'importance du rôle des sols d'infrastructure sur la qualité de la surface de roulement a

montré que l'uni peut être amélioré lorsqu'une attention particulière est portée à la mise en forme de la plate-forme de la chaussée (Gallenne, 1999).

#### **1.4.2.2 Effets liés à la circulation : chargements cycliques**

Plusieurs travaux traitent de l'évolution des propriétés de la couche d'enrobé et des couches de fondation liée aux chargements cycliques. Par contre, peu de recherches ont été menées dans la perspective de quantifier l'effet cyclique des charges sur les sols d'infrastructure. En fait, l'effet du chargement cyclique sur le sol d'infrastructure est souvent étudié selon une approche géotechnique afin de connaître le cheminement des contraintes et les valeurs à la rupture, ou pour évaluer les déformations sous faibles contraintes (Brown, 1979; Hornych et coll., 1993). Néanmoins, certaines recherches ont été menées en vue de cerner l'effet du chargement cyclique sur les sols d'infrastructure. Deux effets importants ont été mis en relief et doivent être pris en considération dans l'étude de l'uni des chaussées : 1) Le risque de tassements cumulés à la ligne d'infrastructure, et 2) l'évolution des caractéristiques rhéologiques du sol d'infrastructure.

**Le risque de tassements cumulés à la ligne d'infrastructure** - Afin de décrire l'orniérage à grand rayon, tributaire des déformations permanentes des sols d'infrastructure sous l'action des charges cycliques, la méthode française (LCPC, SETRA) s'en tient actuellement à limiter l'amplitude de la déformation verticale calculée sous la charge de l'essieu de référence. Ces relations sont d'origine empirique. De manière plus analytique, Mamlouk et coll. (1998) étudient l'effet du chargement dynamique sur les différentes couches de la chaussée à l'aide du modèle dynamique COMPAS. Toutefois, on ne décrit pas la contribution des sols d'infrastructure au tassement total. Ullidtz (1987) tient compte des déformations permanentes causées par un chargement cyclique dans les matériaux granulaires et les argiles. Les relations utilisées sont basées sur des études en contraintes et déformations en cellule triaxiale à chargement cyclique.

**Évolution des caractéristiques rhéologiques du sol d'infrastructure** - Le chargement cyclique affecte un paramètre rhéologique important des sols d'infrastructure qui change au cours de la vie utile de l'ouvrage, soit le module réversible ( $M_r$ ). Balay et coll. (1998) ont montré que le module réversible va en diminuant pour un limon soumis à des essais cycliques. Ils ont observé une stabilisation du  $M_r$  après 10 000 cycles (fréquence max. 2 Hz, confinement variable). Par ailleurs, Behzadi et coll. (1996), ont montré une augmentation du module réversible pour une argile silteuse soumise à des essais cycliques en laboratoire. Ils ont mis en relief la stabilisation du  $M_r$  après 5 000 cycles de sollicitation (onde de chargement rectangulaire (0,5 sec-1,0 sec, confinement variable). Donc, dans l'ensemble, on peut attribuer cette évolution de la rigidité du matériau à une variation de sa densité ou de sa teneur en eau. Toutefois, d'une manière générale, les essais cycliques réalisés sur des matériaux consolidés ou densifiés montrent une diminution de  $M_r$  avec le nombre de cycles (Monismith, 1992; Brown, 1997; Dawson et coll. 1996b).

#### **1.4.2.3 Effets liés aux fluctuations environnementales**

Le terme "environnement" est ici associé à tous les phénomènes d'origine naturelle ayant une incidence sur les sols d'infrastructure, tels que la variation de la température, la fluctuation saisonnière de la nappe phréatique, les précipitations, l'effet des cycles de gel et de dégel, etc. (voir tableau VII). La littérature porte une attention particulière à deux phénomènes importants, soit : 1) la variation de la température et, 2) la présence de l'eau.

**Variation de la température** - Bien que l'on puisse admettre que la variation quotidienne de la température n'a pas d'effet sur les paramètres des sols d'infrastructure, les variations saisonnières de la température prendront une tout autre importance, particulièrement dans le cas des sols gélifs.

À cet égard, la méthode AASHTO prend directement en compte, au moment de la conception, l'évolution de la rhéologie du sol à petites déformations en déterminant un module réversible dont le calcul est établi en regard aux dommages cumulés sur une base annuelle. Afin de suivre l'évolution de la performance, la méthode du Asphalt Institute (Huang, 1993) tient compte également de l'effet de la température en permettant un ajustement du module réversible du sol d'infrastructure selon la période de l'année (le plus grand durant le gel et le plus faible au dégel). Noureldin (1994) montre le bien-fondé de cette approche par une étude sur la variation du module réversible évalué à partir du déflectomètre à masse tombante (Falling Weight Deflectometer, FWD). Les résultats montrent une rigidité plus grande l'hiver et plus faible au printemps. Leroueil et coll. (1991) présentent les résultats d'une étude sur l'importance d'un premier gel sur la structure des argiles de la mer de Champlain. Par suite d'un premier gel, les argiles ayant un indice de liquidité plus grand que 0,9 peuvent subir une déstructuration entraînant un tassement important.

**Présence de l'eau** - La présence de l'eau dans le sol joue un rôle important sur sa rigidité (Holtz et coll., 1981). Thomas et coll. (1998) ont d'ailleurs montré que la fluctuation saisonnière de la nappe phréatique à elle seule peut entraîner des variations d'élévation de la chaussée de l'ordre du centimètre. Balay et coll. (1998) analysent l'effet de la teneur en eau sur la performance mécanique de certains matériaux granulaires et montrent qu'avec une augmentation de teneur en eau au compactage, il y a augmentation des déformations permanentes. Au printemps, en période de dégel, l'augmentation de la teneur en eau dans les sols d'infrastructure est néfaste. Paute et coll. (1996) ainsi que Mohammad et coll. (1995), ont étudié l'influence de la teneur en eau sur le comportement cyclique de différents sols tels que les sables, les sables silteux et les argiles. Les études concluent que le comportement réversible et les déformations permanentes sont fortement influencés par le degré de saturation, surtout en ce qui concerne les argiles, car, en général, il y a diminution de résistance avec l'augmentation de la teneur en eau.

Finalement, la combinaison des phénomènes liés à la température et à la présence d'eau, en relation avec la variabilité spatiale des propriétés d'un sol d'infrastructure entraîne, en période de gel et de dégel, des soulèvements différentiels dans la structure de la chaussée, produisant un impact significatif sur son uni (Doré et coll., 2001b).

Il est clair que la construction d'une chaussée et son utilisation affecte d'une manière ou d'une autre le sol sur lequel elle repose. Toutefois, un déplacement vertical uniforme de la couche superficielle de la chaussée n'a pas d'effet sur l'uni. Ce sont essentiellement la variabilité de l'amplitude et la fréquence des déplacements qui altèrent l'uni. Ces différentiels de déformations s'expliquent, entre autres, par la non homogénéité des matériaux de la chaussée, ainsi que celle liée à leur mise en place (Doré, 1997, 2001a; Elachachi, 2003; Breysse, 2002). Pour les sols d'infrastructure en place, cette non homogénéité se situe notamment dans la stratigraphie des couches et dans la nature même des sols (cohérent versus granulaire).

De surcroît, pour un sol de même nature, les propriétés sont sujettes à des fluctuations significatives (indice des vides, angle de frottement, module, granulométrie, teneur en eau, énergie de compaction, etc.) (Barnes, 1993; Breysse, 1998). Il est donc primordial de considérer la variabilité spatiale des caractéristiques des sols d'infrastructure dans l'étude de leur impact sur l'uni.

### **1.4.3 Représentation statistique et géostatistique de la variabilité des sols**

La description de la variabilité spatiale des caractéristiques physiques et mécaniques des sols d'infrastructure, entraînant des déplacements verticaux différentiels, et par conséquent la diminution de l'uni de la chaussée, peut être réalisée par différentes approches selon la disponibilité des données.

L'utilisation d'approches statistiques permet de distribuer l'information disponible de plusieurs façons et à des degrés de précision variables. Les paragraphes suivants présentent quelques approches statistiques applicables au domaine des sols d'infrastructure et dont les applications demeurent conditionnelles aux données particulières du site. À cet égard, l'annexe 1 présente un rappel de quelques notions statistiques.

#### **1.4.3.1 Statistiques classiques**

La théorie de la statistique classique considère que chaque mesure d'un paramètre est indépendante de celles qui l'entourent. On suppose alors qu'il n'y a pas dans le sol de corrélation entre les mesures. Les premiers chercheurs dans le domaine de la variabilité spatiale ont utilisé les principes de l'échantillonnage statistique (Matheron, 1962; Langlois, 1991). À partir de ces principes, la variabilité spatiale (variance) d'une propriété du sol est alors représentée par sa distribution statistique autour d'une valeur moyenne dont l'étendue se définit à partir de l'écart-type. Lorsque l'écart-type est élevé, la distribution est étendue. Le coefficient de variation,  $cv$ , permet une mesure de la variabilité de façon relative. Il permet de comparer la variabilité relative de plusieurs propriétés, séries statistiques ou distributions de fréquences, dont les ordres de grandeur sont très différents.

#### **1.4.3.2 La géostatistique**

Par opposition à la statistique classique, la géostatistique admet implicitement que la variabilité d'une série d'observations est structurée (Matheron, 1962; Langlois, 1991). La valeur d'un paramètre est définie par sa position dans l'espace à partir d'un point donné : les propriétés évaluées entre deux points voisins, bien que différentes, sont statistiquement plus proches que les mêmes propriétés évaluées entre deux points plus éloignés (Doré, 1997; Breysse et coll., 2002).

Matheron (1962) fut le premier à utiliser le terme géostatistique et à lui donner la définition du formalisme des fonctions aléatoires pour la reconnaissance et l'estimation de phénomènes naturels. Bien que développé pour aider à la mise en valeurs des gisements miniers, elle est aujourd'hui utilisée dans plusieurs domaines de l'analyse de la variabilité spatiale (Affleck et coll., 2001). L'approche géostatistique permet une interpolation de la variable régionalisée (propriété recherchée) pour un champ d'étude donné suivant une fonction qui décrit sa variance. La géostatistique fournit la clé pour traiter de la distribution des caractéristiques des matériaux de chaussée, dont l'évolution est fortement tributaire de leur position relative dans l'espace. La construction de fonctions de corrélation spatiale (semi-variogramme) va permettre d'évaluer la distance à partir de laquelle les propriétés deviennent réellement indépendantes. À ce sujet, plusieurs auteurs ont utilisé cette approche dans l'étude de la variabilité spatiale de différentes propriétés des sols telles que la perméabilité des sables (Boivin et coll., 1988); l'étude de plusieurs propriétés agronomiques (Vauclin et coll., 1991); la granulométrie et le taux de gel des sols d'infrastructure (Doré, 1997); l'étude de la profondeur de gel (Affleck et coll., 2001).

#### **1.4.3.2.1 Construction de fonction de corrélation spatiale : le semi-variogramme**

Le semi-variogramme est un modèle mathématique qui présente la variabilité d'un paramètre en fonction de la distance, et met en perspective l'augmentation de sa variance dans l'espace. La meilleure façon d'établir la variabilité entre deux points distants d'un pas "h" déterminé, soit entre (x) et (x+h) est de comparer la différentielle de la réponse aux points considérés :  $|g(x) - g(x+h)|$ . Pour plusieurs points, on évalue la différence moyenne entre cette séquence de points pour ce même pas "h". Il s'agit de considérer la valeur  $\{moyenne|g(x) - g(x+h)|\}$ . Cette valeur élevée au carré décrit la variance de la série de points, pour le pas "h" utilisé. La relation devient alors :

$$2\gamma(h)=(moy [g(x) - g(x+h)])^2 \quad (1.5)$$

Cette relation représente le variogramme et indique comment la variable diffère en moyenne selon la distance et la direction. Pour appliquer cette fonction à un dépôt entier, il suffit de la considérer sur un volume, ce qui revient à écrire :

$$2\gamma(h) = (1/n) \sum [g(x) - g(x+h)]^2 \quad (1.6)$$

$\gamma(h)$  = le semi-variogramme

$n$  = le nombre de paires de points considérées

Le nombre 2 signifie que l'on utilise un nombre de paires de points plutôt que le nombre total de points, d'où le terme de semi-variogramme. Les valeurs de  $\gamma(h)$  obtenues pour différents pas "h" sont portées sur le graphique de la variance ( $\gamma(h)$ ) en fonction de la distance prise par rapport à la mesure de départ et telles que présentées à la figure 8.

Pour décrire la variabilité spatiale d'une observation, certains paramètres clés sont déduits de la figure 8. "a" : la portée représentant la distance à partir de laquelle il n'y a plus de relation bien définie entre  $\gamma$  et le pas (h), "c" : la valeur du palier, laquelle est associée à la portée et correspond à la valeur du semi-variogramme - lorsque les échantillons deviennent indépendants, elle correspond à la variance ordinaire des échantillons - "c<sub>0</sub>" : l'effet de pépite, lequel correspond à l'ordonnée à l'origine et est lié à l'erreur de mesure d'échantillonnage ou à la grande variance du site.

Il est donc possible, par cette approche, de décrire la variation dans l'espace d'une propriété de sol donnée et d'établir sa zone d'influence ou de corrélation. Bien que l'on ne puisse pas réellement extrapoler sur la valeur extérieure à cette zone, on peut faire l'hypothèse que la variabilité du phénomène est constante et que la structure se répète à l'extérieur de la zone d'influence.

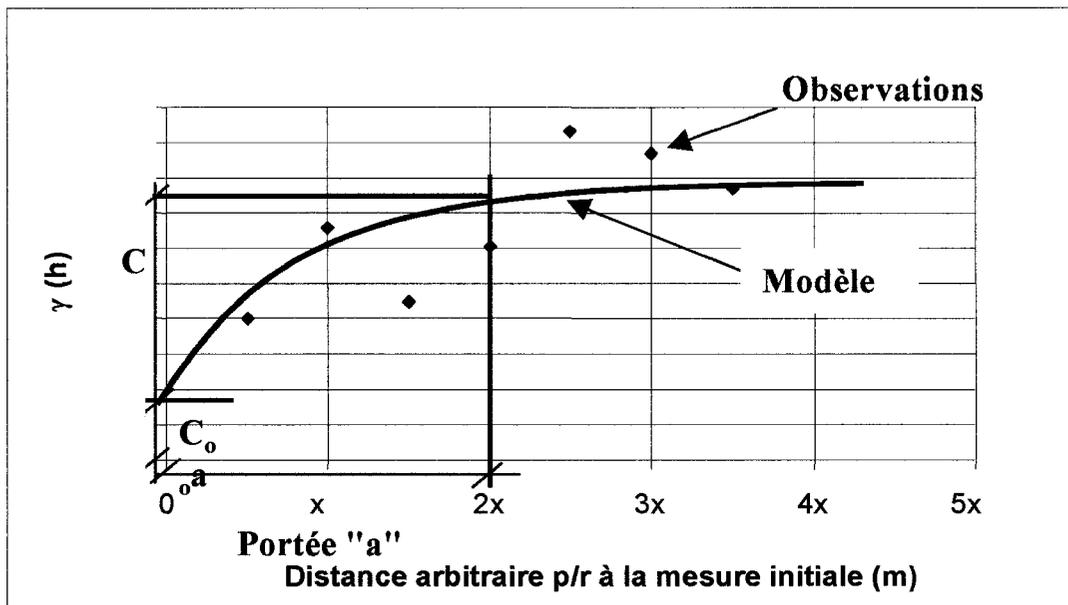


Figure 8 Distribution de la variance en fonction de la distance  $p/r$  à une mesure prise à un point initial

### 1.4.3.3 Géostatistiques et champs aléatoires

Selon les résultats escomptés et la disponibilité des données, la géostatistique permet deux types d'analyse. La première consiste à l'estimation de la valeur d'une variable régionalisée (propriété du sol) en un point non échantillonné à partir de valeurs environnantes connues. La seconde permet de déterminer les valeurs de la distribution spatiale d'une variable régionalisée dans un champ aléatoire et dont le domaine est la fourchette des valeurs possibles de cette variable (Vanemarcke, 1983; Breysse, 1998). À ce titre, l'analyse de conduites enterrées et l'interaction sol-structure ont fait l'objet de recherches à l'université de Bordeaux (Breysse, 1998). La variabilité dans la direction longitudinale de la rigidité du sol est modélisée à l'aide de la théorie des champs aléatoires (Vanmarckee, 1977). Cette théorie considère que le champ aléatoire de rigidité  $k(x)$  est défini par 3 paramètres : 1) la rigidité moyenne du domaine, 2) sa dispersion et,

3) la structure de cette dispersion. Cette approche peut être appliquée au domaine des chaussées de manière avantageuse.

La déformation de la chaussée est fonction, entre autres, du rapport de rigidité entre le sol d'infrastructure et la structure de la chaussée (Breysse, 2001). Pour mettre en relief l'importance de la différence de rigidité entre le sol d'infrastructure et la structure de la chaussée sur le pseudo-profil et l'uni, une analyse basée sur la méthode de Monte-Carlo est proposée (Vaillancourt et coll., 2004, Annexe 2). Cette méthode consiste à discrétiser le champ aléatoire de la rigidité du sol d'infrastructure et de calculer, de façon déterministe, la réponse du système en terme de contrainte et de déplacement. Par une analyse statistique des résultats des simulations numériques, les risques de dépassement des valeurs critiques (contraintes, déplacements) sont alors estimés pour juger de la performance de l'ouvrage. Cette approche permet d'étudier le comportement dans la direction longitudinale de la chaussée en fonction de la variabilité des propriétés du sol d'infrastructure, en termes de redistribution d'efforts et de déplacement de la chaussée (Elachachi, 2004).

Peu d'approches et d'analyses du comportement de la chaussée incluent la variabilité spatiale des caractéristiques des matériaux et du site. Toutefois, certaines en intègrent le concept d'une certaine manière, notamment Doré et coll., (2001, b), l'approche MMOPP (Ullidtz, 1998) et celle de Mamlouk et coll. (1998).

Doré et coll., (2001b) modélisent l'uni hivernal de la chaussée à partir de l'uni estival et des caractéristiques granulométriques des matériaux d'infrastructure. Ils montrent une relation certaine entre la variabilité de la granulométrie des sols, en termes de proportion de particules fines, et les déformations dues au gel à la surface de la chaussée. La combinaison des phénomènes liés à la température et à la présence d'eau, en relation avec la variabilité spatiale des propriétés d'un sol d'infrastructure entraîne, en période de

gel et de dégel, des soulèvements différentiels dans la structure de la chaussée produisant un impact significatif sur son uni.

D'une manière directe, le modèle MMOPP de Ullidtz (1998), propose la construction d'une chaussée "virtuelle" constituée d'éléments de 300mm de long dont l'épaisseur, la rigidité et les paramètres élastiques et plastiques varient d'un élément à l'autre. La variation n'est pas aléatoire, mais basée sur les valeurs des éléments avoisinants. La dépendance de ces propriétés est assurée par une fonction d'autocorrélation.

D'une manière moins directe, dans une étude portant sur l'effet des charges dynamiques sur l'évolution de la performance de la chaussée en terme de PSI, Mamlouk et coll. (1998) simulent l'interaction entre la chaussée et un véhicule. L'évolution de la performance de la chaussée est simulée à parti d'un état initial vers un état final. Cette étude tient compte de l'effet des défauts de la chaussée sur le comportement du véhicule. Plus la surface de la chaussée initiale est uniforme, moins la variation des forces dynamiques dues au roulement est importante et moins rapide est la dégradation de l'uni exprimé en PSI.

## **1.5 Conclusion**

Ce chapitre a permis de faire un résumé des principaux travaux sur lesquels se fonde cette thèse de doctorat. Parce que les objectifs de ce projet nécessitent le regroupement de plusieurs disciplines scientifiques distinctes, mais complémentaires, il est clair que l'on ne peut procéder à une revue exhaustive de chacune d'elles. Par conséquent, ce chapitre propose un aperçu des concepts et outils indispensables au développement du projet en fournissant les références pertinentes.

Le concept d'uni, qui permet de décrire la qualité de la chaussée a d'abord été présenté. L'uni dépend de plusieurs facteurs associés à toutes les couches de la structure de la

chaussée ainsi qu'aux diverses sollicitations internes et externes que cette dernière peut subir. Ensuite, nous avons montré que certains de ces facteurs sont directement issus des caractéristiques de la couche de sol d'infrastructure dont, notamment, la nature des sols qui la composent, la variabilité horizontale et verticale des propriétés physiques et mécaniques de cette couche ainsi que les sollicitations environnementales et fonctionnelles auxquelles elle est soumise. Finalement, nous avons montré que la construction de la chaussée engendre des changements au sein des sols en place, qui auront par la suite une incidence sur les déformations en surface. Bien que l'impact de ces facteurs ne soit pas clairement établi, ils ont un rôle important à jouer dans l'amplitude des déformations différentielles mesurables à la surface de la chaussée.

## **CHAPITRE 2**

### **MODÉLISATION DES CHAUSSÉES SOUPLES ET COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS D'INFRASTRUCTURE**

#### **2.1 Introduction**

Afin de modéliser la structure d'une chaussée souple et les déformations qu'elle subit par le biais des sols d'infrastructure, il est essentiel de faire une revue des concepts de modélisation utilisés dans le domaine routier et plus particulièrement, une revue des modèles de comportement mécanique, aussi appelés modèles rhéologiques, des sols d'infrastructure.

Ce chapitre présente, dans une première partie, un bref résumé des approches de modélisation en infrastructure routière. Ceci va permettre d'introduire certains indices d'évaluation qui en découlent.

Dans la seconde partie, l'emphase est mise principalement sur la description de modèles rhéologiques utilisés à l'échelle de l'ingénieur. Ces modèles sont jugés les plus pertinents dans la modélisation du comportement des sols, et par conséquent, des sols d'infrastructure. Afin de montrer concrètement le champs d'application des modèles rhéologiques dans l'étude du comportement des chaussées, des méthodes de modélisation parmi les plus utilisées, ainsi que plusieurs études portant sur des problématiques particulières, sont décrites simultanément.

Finalement, une revue détaillée des principales méthodes utilisées en dimensionnement et en analyse structurale des chaussées est présentée sous formes de tableaux.

## 2.2 Approches de dimensionnement des chaussées souples

Le suivi de la performance et l'analyse du comportement des chaussées sont des composantes du domaine complexe qu'est la gestion des réseaux routiers. La littérature permet de distinguer deux niveaux de gestion : la gestion d'un point de vue **réseau** et la gestion d'un point de vue **projet**. La partie du domaine de gestion situé au **niveau réseau** permet aux décideurs de faire une évaluation globale de l'état du réseau routier. Il vise à cibler les axes de développement et de réfection selon les budgets disponibles, ainsi qu'une élaboration de plans d'intervention selon les priorités, le tout échelonné sur plusieurs années (Haas et coll., 1994).

La partie du domaine de gestion située au **niveau projet** permet le dimensionnement et le suivi des performances, ainsi qu'une intervention ciblée sur de petits secteurs de quelques kilomètres de route. Les approches de conception de chaussée et d'analyse de leurs comportements mécaniques sont utilisées plus spécifiquement à ce niveau (Haas et coll., 1994). Ces approches utilisent des données plus spécifiques au projet et fournissent des résultats quantitatifs relatifs au design choisi. C'est dans le cadre spécifique du **niveau projet** qu'est développée l'approche faisant l'objet de cette thèse.

Dans cette optique, la modélisation de l'uni de la chaussée souple nécessite une revue des programmes et méthodes de modélisation actuellement utilisés. Il convient d'en présenter les tendances, ainsi que les principales observations que l'on en tire.

La modélisation du comportement de la chaussée est réalisée de plusieurs façons selon les objectifs visés et la nature des résultats escomptés. D'une manière générale, on peut regrouper les diverses approches en deux classes (AMADEUS, 2002) soit :

- a. La classe regroupant les approches d'analyse structurale de la chaussée. Elles permettent d'évaluer la réponse de la chaussée à une sollicitation quelconque, en

tout point de sa structure. Ces approches, de type **réponse**, sont utilisées de deux façons, soit en dimensionnement de chaussée et en analyse structurale.

- b. La classe regroupant les approches d'analyse de la performance de la chaussée est fondée principalement sur des approches empiriques et statistiques. Ces approches permettent d'estimer la performance de la chaussée en fonction de l'âge de cette dernière, ceci en utilisant des modèles décrivant l'évolution des dégradations à partir d'analyses de données provenant de chaussées réelles. Ces approches, de type **performance**, sont utilisées en dimensionnement de chaussée et en gestion du réseau routier.

### 2.2.1 Approche de type réponse

Les approches de type réponse sont fondées sur des modèles rhéologiques, dont plusieurs seront présentés à la section 2.3.3. Dans la littérature on observe deux tendances majeures dans l'analyse de la réponse de la chaussée à une sollicitation. La première consiste en une modélisation axisymétrique multicouche à élasticité linéaire de type Burminster. La seconde favorise plutôt une modélisation par code de calcul, dont la méthode des éléments finis, qui permet plus de souplesse ainsi que l'utilisation de modèles rhéologiques divers (élasticité linéaire et non linéaire, élastoplasticité...).

Ces approches de type réponse sont exploitées soit seuls, dans le cas d'une analyse structurale spécifique, soit combinées à des approches de type performance.

### 2.2.2 Approche de type performance

Les approches de type performance se divisent en plusieurs catégories dont un bref survol est présenté dans cette section. Elles sont décrites plus en détails à l'annexe 3.

### **2.2.2.1 Approche empirique**

De façon générale, les approches empiriques sont basées ou bien sur la connaissance historique des détériorations de la chaussée pour des tronçons de routes donnés d'un réseau routier, ou bien sur l'expérience d'experts. Ces approches permettent de prédire la dégradation d'une chaussée en la comparant avec d'autres ayant des dimensions et un environnement semblables (trafic, climat) (Haas et coll., 1994; Ekdahl, 1999). La méthode empirique de conception de l'*American Association of State Highway Transportation Officials*, (AASHTO, 1986; Huang, 1993), est un bon exemple d'approche empirique.

### **2.2.2.2 Approche statistique**

Les approches statistiques se présentent sous plusieurs formes. Ces approches utilisent la connaissance particulière de chaque type de détérioration que l'on assemble par des méthodes statistiques, afin de tirer des conclusions sur les conditions futures de la chaussée. Les méthodes statistiques utilisent plusieurs techniques, notamment des modèles de régression linéaire ou non linéaire, des techniques de regroupement de variables décrivant la dégradation, des techniques de regroupement par sous-réseaux de chaussées dont la nature des dégradations est semblable, l'approche Bayésienne, (Huang, 1993; Haas, 1994). Ces méthodes statistiques s'appuient généralement sur de très grandes bases de données.

### **2.2.2.3 Approche subjective**

L'approche subjective est basée sur l'expérience d'experts qui, à partir de l'état actuel de la chaussée, prédiront son état futur et ce sans tenir compte de son histoire. Cette approche utilise deux techniques pour le traitement de l'information subjective dans le développement de modèles de détérioration de chaussée (Haas, 1994). Il s'agit de

l'analyse Bayésienne et de la technique Markovienne. Dans cette dernière, une matrice de transition définit la probabilité que la dégradation de la chaussée suivra une tendance donnée en fonction de son état actuel (Cook et coll., 1987).

### 2.2.3 Approche couplée réponse-performance

Les approches utilisées en conception et en évaluation du comportement des chaussées sont surtout des approches couplées, de type **réponse-performance**. Le regroupement de diverses approches permet des analyses complètes fondées sur les points forts de chacune d'elles : les grandes banques de données pour l'approche empirique; leur traitement par les méthodes statistiques; leur compréhension par les approches analytiques. Cette façon de faire peut se définir comme une **méthode de modélisation**, constituée de plusieurs approches complémentaires traitant de divers aspects d'une même problématique. À ce titre, l'annexe 3 décrit plusieurs de ces méthodes de modélisation couramment utilisées en conception et modélisation dont notamment : MICHPAVE, ILLI-PAVE (Chen et coll., 1995), FENLAP, (Dawson et coll., 1996a).

Les approches de type **réponse-performance** permettent l'estimation de la performance basée sur des modèles empiriques, mais à partir de structures de chaussée **conçues de manière analytique**. Dans la partie analytique, le comportement de la chaussée est généralement modélisé en **section transversale à l'axe principal** tel que montré à la figure 1. On y modélise l'effet d'une sollicitation, statique ou dynamique, simple ou multiple, à la surface de la chaussée, afin de déterminer la réponse en termes de contraintes et déformations admissibles. Quelques méthodes font cependant exception parmi les méthodes de modélisation consultées. À titre d'exemple, le modèle MMOPP (Ullidtz, 1998), simule la variation de pente (SV) selon **l'axe longitudinal** de la chaussée afin d'estimer l'évolution de l'uni en terme de PSI. L'approche de Mamlouk et coll. (1998) modélise en 3-D une section de 11 mètres de chaussée dans **l'axe longitudinal** de la chaussée. Comme pour la méthode MMOPP, l'évolution du PSI est

aussi évaluée par le SV, ce qui permet de prendre en compte la réponse de la chaussée à une sollicitation dynamique.

Toutefois, ces méthodes ont toutes été développées à des fins bien précises : 1) réaliser un dimensionnement adéquat de la structure de la chaussée lui permettant de remplir ses rôles fonctionnels et structuraux et, 2) permettre d'évaluer l'évolution de l'état des chaussées formant le réseau routier pour concevoir les réhabilitations et pour gérer de façon efficace les coûts et l'entretien qui s'y rattachent.

À ce titre, les indices d'évaluation de la qualité des chaussées constituent des éléments essentiels dans les approches de type réponse-performance puisqu'ils permettent une bonne description de l'état de la chaussée et servent de balise dans l'évolution de ses performances.

#### **2.2.4 Indices d'évaluation des chaussées**

La création et le développement des différentes méthodes de modélisation ont donné naissance à plusieurs indices visant à traduire l'état et la performance du réseau et, en particulier, de la chaussée. Ces indices sont généralement des résultats d'analyse de la mesure de la qualité de roulement (outputs). Dans certains cas, ils peuvent être utilisés comme données d'entrée (inputs).

Certains indices d'évaluation sont subjectifs, basés sur une appréciation qualitative de l'état de la chaussée et issues de l'évaluation du confort de roulement par un comité d'experts, par exemple. D'autres sont objectifs, basés sur une mesure physique, telle la profondeur d'ornière. Certains, enfin, seront une combinaison des deux tels que l'évaluation du profil de la chaussée sous la forme de la variation de la pente (SV) qui est transposé en confort au roulement (PSI). Le tableau VIII présente quelques indices couramment utilisés dans les différents modèles empiriques et analytiques-empiriques.

Ils sont regroupés sous divers critères d'appréciation et peuvent décrire l'état du réseau et l'état de la route (Haas et coll., 1994).

Tableau VIII

Indices d'évaluation regroupés par critères d'appréciation (d'après Haas et coll., 1994)

Critères d'appréciation	Indices d'évaluation
Uni de surface	Indice de rugosité international (IRI)
	Indice de viabilité (PSI, <i>Present Serviceability Index</i> )
	Indice de confort au roulement (RCI, <i>Riding Comfort Index</i> )
Défauts de surface	Degré de fissuration
	Profondeur d'ornièrè
	Indice de dégradation de surface (SDI, <i>Surface Distress Index</i> )
	Indice des conditions de la chaussée (PCI, <i>Pavement Condition I</i> )
Déflexion ou portance	Indice d'aptitude structurale (SAI, <i>Structural Adequacy Index</i> )
	Mesure de la déformation élastique
Friction ou résistance à la glissance	Indice de glissance ( <i>Skid Number</i> )
Indices combinés	Indice de qualité de la chaussée (PQI, <i>Pavement Quality Index</i> ) regroupant le RCI, SDI et SAI

Parmi les indices importants utilisés comme réponse dans plusieurs approches, notons particulièrement le PSI, le SV, le RCI et l'IRI. À ce titre, l'annexe 3 présente en détail plusieurs de ces indices. Le tableau A3.1 présenté dans cette annexe décrit les principaux indices d'évaluation et de performance utilisés dans les différentes approches énumérées précédemment. Cependant, notons que le type d'analyse réalisé ne permet pas de déterminer l'IRI réel. Ce dernier est généralement déduit par corrélation avec d'autres indices (Paterson, 1986; Janoff, 1985 et 1988, cité par Gillespie, 1992), ou par projection de mesures d'élévation obtenues à petite échelle (MMOPP, Ullidtz, 1998; Mamlouk et coll., 2001).

En comparant entre elles les différentes méthodes de modélisation décrites à l'annexe 3, on constate que les outputs sont passablement différents. De façon générale, les modèles analytiques fournissent des outputs objectifs, issus des modèles de comportement

mécaniques donnant accès aux champs de contraintes et de déformations dans la chaussée. D'autre part, l'approche empirique fournit des outputs de type agrégés (profondeur d'ornière, PSI, RCI, etc.) (AASHTO, HDM-4, Ekdhal, 1999). Finalement, les approches de type réponse-performance fournissent généralement des outputs décrivant l'évolution de dégradations spécifiques. Elles utilisent cependant des inputs issus d'analyses mécanistes tels que les contraintes maximales admissibles et les déformations permanentes totales.

### **2.3 Modélisation du comportement rhéologique des sols d'infrastructure**

Selon les approches énumérées à la section précédente, seule l'approche analytique possède la souplesse nécessaire à l'étude du comportement rhéologique des sols d'infrastructure, ceci de manière discrète, permettant ainsi d'en évaluer les effets sur l'uni de la chaussée en fin de construction. Plusieurs modèles du comportement mécanique des sols sont fondés sur des approches empiriques, le tassement et la consolidation particulièrement (Lambe et coll., 1969). Toutefois, l'évaluation de l'uni de la chaussée, tel qu'envisagée dans ce projet, nécessite le calcul des déplacements verticaux ponctuels, le long de l'axe longitudinal, sur des intervalles de quelques centimètres. Ces déplacements verticaux, issus de la réponse des sols d'infrastructure à l'implantation de la chaussée, permettront de tracer le pseudo-profil et d'en évaluer l'IRI.

L'utilisation d'un code de calcul va permettre d'atteindre ces objectifs. Fondé sur la théorie de la mécanique des milieux continus, le code de calcul permet de discrétiser le milieu à l'étude en plusieurs éléments considérés comme des volumes élémentaires représentatifs. Cette façon de faire permet de représenter fidèlement la géométrie en termes de stratigraphie, profil naturel du terrain, etc. (Mestat, 1998). Des modèles de comportement rhéologique permettent de décrire adéquatement le comportement des matériaux en place selon les caractéristiques propres au site tel que la nature des sols, la

présence de la nappe phréatique, l'état initial des contraintes, etc., (Hicher et coll., 2002, Mestat, 1998).

Afin de bien cibler les modèles de comportement mécanique nécessaires à nos analyses et d'en évaluer le domaine d'application, il est important de définir l'échelle d'analyse et de procéder à une révision des modèles de base pouvant s'appliquer dans le contexte de notre contexte.

### **2.3.1 Échelles d'analyse**

Un élément déterminant dans la description d'un modèle analytique est le niveau d'échelle à laquelle l'analyse est effectuée. La notion d'échelle est particulièrement critique en modélisation du comportement mécanique des matériaux. Il nous apparaît important d'introduire ici cette notion d'échelle et d'en rappeler les aspects fondamentaux, puisque notre approche en est fortement tributaire.

La nature des résultats escomptés établira l'échelle d'analyse. Selon l'échelle, les modèles de comportement développés seront plus ou moins complexes (Hicher et coll., 2002). À titre d'exemple, le principe des contraintes effectives de Terzaghi, appliqué à l'échelle de l'ingénieur, est simple. Il permet de connaître la contrainte effective à partir de la contrainte totale en retranchant simplement la pression produite par les fluides interstitiels. Par contre, la transposition de ce principe à l'échelle du matériau devient nettement plus complexe puisque l'interaction des différentes phases en présence (solide, liquide et gaz) nécessite l'intégration des différentes forces en jeu (gravité, frictions, poussées hydrauliques, etc.). De plus, pour les sols cohérents, le raffinement de la description des mécanismes est nécessaire à la prise en considération des aspects physico-chimiques de l'eau, dont la présence entre les feuillets joue un rôle déterminant. Dans ces conditions, l'analyse à l'échelle microscopique est nécessaire afin de comprendre le jeu des forces en présence (Holtz et coll., 1981).

On distingue principalement trois niveaux d'observation de la matière pour lesquels la modélisation diffère considérablement, soit : 1) l'échelle de l'ingénieur ou macroscopique, qui porte un regard à l'échelle de la structure, 2) l'échelle du matériau, pour laquelle on prend en considération l'interaction entre les différentes phases (Hicher et coll., 2002), 3) l'échelle microscopique, pour laquelle on intègre les forces inter-atomiques et inter-moléculaires (Illston et coll., 1979).

À l'**échelle de l'ingénieur**, on suppose qu'un matériau est continu et homogène, et que ses propriétés sont uniformes sur l'ensemble du domaine. Ces hypothèses permettent d'en isoler une partie infinitésimale et d'exprimer son comportement à l'aide de fonctions mathématiques continues (Bazergui et coll., 1985). Le volume élémentaire (figure 9) ainsi défini est représentatif de l'ensemble des caractéristiques moyennes du matériau. La notion de "volume élémentaire représentatif" (VER) est utilisée pour définir la taille d'un volume suffisamment important par rapport aux hétérogénéités de la matière et suffisamment petit pour que les dérivées partielles de la mécanique des milieux continus aient un sens. À cette échelle, l'analyse de la réponse du matériau à une sollicitation ne porte que sur le comportement extérieur du matériau (Baillon et coll., 1980).

Selon la nature du matériau, la taille du volume continu et homogène sur lequel est basé le volume élémentaire varie. Pour l'acier, elle est de l'ordre du millième de millimètre, alors que pour l'enrobé bitumineux et le béton de ciment, elle est de l'ordre du décimètre. En ce qui a trait aux sols, selon leur nature et leur degré d'homogénéité, la taille du volume élémentaire va du centimètre, pour un sol fin, au décimètre et même au décimètre pour un sol grossier (Illston et coll., 1979).

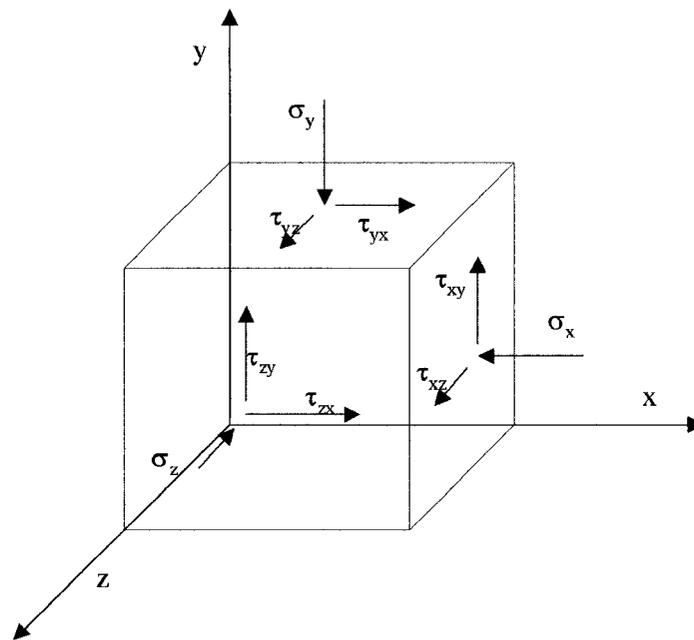


Figure 9 État des contraintes sur un volume élémentaire représentatif

L'**échelle du matériau** est celle qui permet de mettre en perspective les différentes phases qui le constituent. Cette échelle permet d'étudier l'interaction entre les différentes composantes, telles que la nature des particules, leurs dispositions et leurs orientations, les forces intergranulaires et l'interaction entre les phases. Dans le domaine des matériaux granulaires, il existe trois phases : 1) la phase solide (les grains), 2) la phase liquide (souvent l'eau interstitielle) et 3) la phase gazeuse (présence d'air interstitielle).

L'**échelle microscopique** est celle de la molécule ( $10^{-7}$  mm) et de l'agrégation de molécule ( $10^{-3}$  mm). Elle est la plus petite et les modèles traditionnels de la physique et de la chimie sont utilisés pour décrire le comportement moléculaire des matériaux à cette échelle (Illston et coll. 1979).

### 2.3.2 Mécanique des milieux continus

Afin de bien situer la place des modèles rhéologiques sur lesquels est fondée l'approche analytique, quelques notions de la mécanique des milieux continus (MMC) doivent être abordées. La mécanique des milieux continus suppose que l'espace environnant est représentable mathématiquement. Un domaine volumique ( $\Omega$ ) de cet espace est rempli d'un milieu matériel continu si, à tout instant "t" et en chaque point "M" de ce domaine on peut définir des champs de grandeurs physiques locales relative à ce milieu matériel, soit 1) les champs scalaires (masse volumique, température, etc.); 2) les champs vectoriels (vitesse, accélération, etc.) et 3) les champs tensoriels (tenseurs de déformation, tenseurs de contraintes, etc.) (Garrigues, 2002). En ce sens, la MMC se situe à l'échelle macroscopique. Elle constitue un modèle qui permet de représenter de manière relativement simple et maniable une réalité extrêmement complexe.

La figure 10 illustre un milieu matériel en mouvement. Les points matériels constituant le milieu se déplacent simultanément et leur position coïncide à chaque instant avec un point géométrique de l'espace M. À chaque particule P sont attachées des grandeurs physiques tels la pression, la température, la vitesse, le tenseur des contraintes.

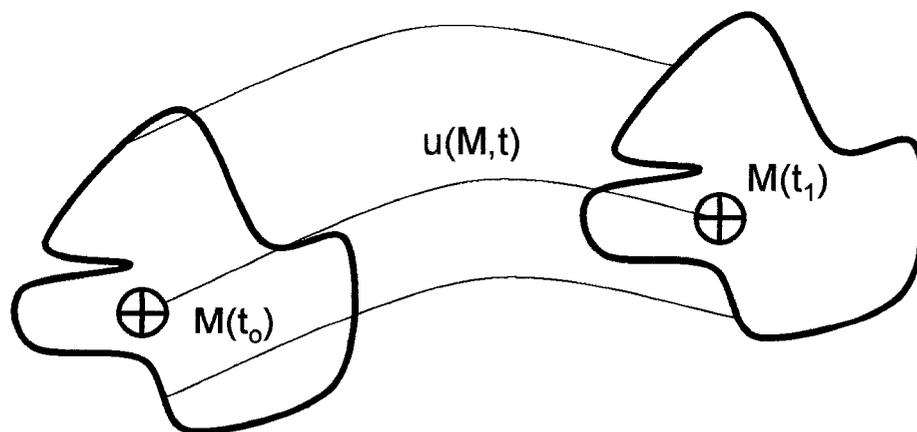


Figure 10 Déplacement "u" d'une particule "P" entre deux positions "M" de l'espace pour un intervalle de temps "t"

La MMC s'intéresse aux mouvements, déformations, efforts internes et externes, ainsi qu'aux lois qui les relient. À ce titre, la MMC est fondée sur trois familles d'équations permettant la résolution d'une multitude de problèmes. Pour résoudre un problème mécanique par cette approche on doit disposer (Darve, 2000) des éléments suivants :

1. Équations générales (4 équations) :
  - a. Principe de la conservation de la masse;
  - b. Principe fondamental de la mécanique (conservation de la quantité de mouvement);
  - c. Premier principe de la thermodynamique (conservation de l'énergie);
  - d. Second principe de la thermodynamique (variation d'entropie).
2. Lois de comportement :
  - a. Équations propres aux matériaux (milieu continu, 6 équations);
  - b. Équations reliant le tenseur des contraintes  $\sigma_{ij}$  (équations 2.1) et le tenseur des déformations  $\varepsilon_{ij}$  (équations 2.2) (tenseurs de Cauchy);
  - c. La matrice  $|M|$  permet de décrire le modèle de comportement proprement dit et permet de faire le lien entre les contraintes et les déformations (éq. 2.3). Afin de représenter un comportement plus complexe, plusieurs modèles rhéologiques peuvent être combinés à cette matrice et évoluer de manière incrémentale. (Hicher, 2002).

$$\begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} = |\sigma_{ij}| \quad (2.1)$$

$$\begin{vmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{vmatrix} = |\varepsilon_{ij}| \quad (2.2)$$

$$\left| \sigma_{ij} \right| \times \left| M \right| = \left| \varepsilon_{ij} \right| \quad (2.3)$$

### 3. Conditions aux limites :

- a. Équations propres au problème;
- b. Regroupe 10 équations aux dérivées partielles. Elles décrivent les conditions initiales du problème à la frontière extérieure du milieu continu ainsi que leur évolution;
- c. Limites dont les inconnues sont :
  - $\sigma(M,t)$  (6 équations)
  - $u(M,t)$  (3 équations)
  - $\rho(M,t)$  (1 équation)

Les lois de comportements utilisés par la MMC, et propres aux sols, devront permettre de décrire la réponse du matériau, en termes de déformations et de déplacement, à une sollicitation appliquée en termes de contraintes.

#### 2.3.3 Modèles de comportement appropriés aux sols d'infrastructure

La modélisation de la création d'un plan de rupture dans un échantillon d'argile hétérogène sous chargement cyclique peut devenir rapidement complexe. Par contre, l'étude des tassements d'un sol d'infrastructure routière, au moment de la construction et pour la chaussée en service, est déjà plus simple. Afin de modéliser ce comportement de manière adéquate et optimale, avec un niveau de complexité qui correspond à la problématique, nous devons mettre l'emphase sur des modèles de comportement simples, bien connus et documentés et dont les paramètres peuvent être déterminés aisément.

Le tableau IX présente différents modèles de comportement utilisés dans les codes de calcul selon la nature, l'état et le comportement du sol. Les paragraphes suivants présentent les modèles rhéologiques élémentaires. Bien que l'approche analytique soit riche de modèles généraux qui s'appliquent à plusieurs cas de sollicitation, seuls les modèles élastiques isotropes linéaires, non linéaires, ainsi que les modèles élastiques parfaitement plastiques, tous soumis à des cas de chargement simples, seront décrits. Nous verrons de plus comment ils sont utilisés dans les programmes permettant le dimensionnement de la chaussée et l'évaluation de sa performance.

Tableau IX

Modèle de comportement courant selon la nature des sols (tiré de Hicher et coll., 2002)

Nature et état du sol	Comportement	Modélisation courante
Sols indurés et roches tendres (argiles raides, marnes, calcaires, craie, etc.).	Déformations faibles, linéaires, fonction du temps (perméabilité et viscosité). Rupture souvent fragile.	Milieu continu élastique linéaire ou non linéaire. Consolidation et fluage.
Sols mous et sols organiques (argiles molles, vases, tourbes, etc.).	Déformations importantes, fortement non linéaires, fonction du temps (perméabilité et viscosité).	Milieu continu élastoplastique (anisotrope). Consolidation et fluage.
Sols grenus (sables, graviers, etc.).	Déformations instantanées, dépendant de la densité initiale (dilatance ou contractance).	Milieu continu élastoplastique (non associé).

### 2.3.3.1 Modèle élastique linéaire, isotrope

La théorie de l'élasticité linéaire isotrope repose sur trois hypothèses (Darve, 2000) :

- a. le comportement est réversible, on suppose un même cheminement de contraintes et de déformations au chargement et au déchargement;

- b. le comportement est linéaire et décrit par une droite. En élasticité non linéaire, on conservera la forme réversible, mais on utilisera les équations de façon incrémentale, avec des paramètres tangents;
- c. le comportement est isotrope, à savoir identique pour toutes les directions du milieu.

Cette théorie permet de décrire le comportement des matériaux en supposant qu'il existe une relation linéaire entre les tenseurs de contraintes,  $\sigma_{ij}$ , et de déformations,  $\varepsilon_{kl}$ .

**Loi de Hooke** - Le modèle élastique fut développé par Hooke (1678) qui décrivait, à l'échelle du matériau, la déformation d'une tige soumise à une force uniaxiale (Wood, 1990). La pente de la relation linéaire entre la contrainte appliquée et la déformation décrit la rigidité du matériau selon la relation suivante :

$$E = \frac{P/A}{\Delta l/l} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.4)$$

E = module de Young (MPa);

P = force axiale dans la tige (N);

A = section de la tige (mm<sup>2</sup>);

$\Delta l$  = élongation de la tige (mm);

l = longueur initiale de la tige (mm);

$\sigma$  = contrainte représentant le rapport de la force axiale sur la section de la tige (MPa);

$\varepsilon$  = déformation.

Le coefficient de Poisson,  $\nu$ , représente la relation entre le changement de diamètre de la section de la tige et son élongation, la déformation transversale par rapport à la déformation longitudinale et s'écrit :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} \quad (2.5)$$

La loi de Hooke peut être généralisée. Par exemple, dans le cas où un volume élémentaire est soumis uniquement à une contrainte normale,  $\sigma_1$ , la déformation normale,  $\varepsilon_1$ , devient (Bazergui et coll., 1985) :

$$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \nu \sigma_1 / E \quad (2.7)$$

Pour le cas où l'élément est soumis uniquement à une contrainte en cisaillement,  $\tau_{12}$ , la seule déformation angulaire,  $\gamma_{12}$ , non nulle possible est reliée à  $\tau_{12}$  par le module de cisaillement,  $G$  (Bazergui et coll., 1985) :

$$\gamma_{12} = \tau_{12} / G \quad (2.8)$$

En élasticité isotrope des sols, la déformation volumétrique  $\varepsilon_v$  est un concept qui représente bien le changement de volume d'un sol sous une pression de consolidation isotrope,  $\sigma_c$  ou  $\sigma_{moyen}$ , à l'aide du module de compressibilité  $K$  (figure 11) :

$$\varepsilon_v = \sigma_c / K \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Pour un matériau élastique isotrope, il ne peut exister que deux constantes indépendantes (Bazergui et coll., 1985). Par conséquent, il existe des relations pour relier  $E$ ,  $\nu$ ,  $G$  et  $K$  :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.10)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.11)$$

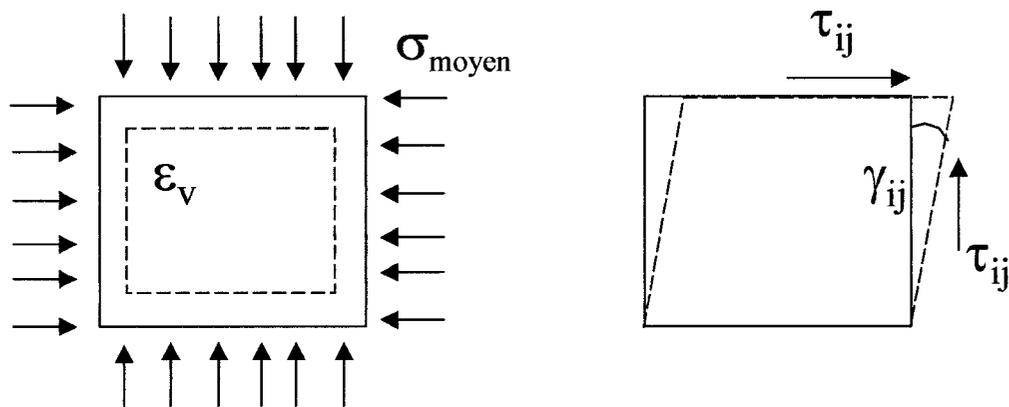


Figure 11 Détermination des modules de compressibilité et de cisaillement à un volume élémentaire en plan

Le modèle élastique est utilisé dans plusieurs méthodes de dimensionnement et analyse de comportement. Certaines méthodes utilisent les solutions de Boussinesq et de Burmister, toutes deux basées sur le modèle élastique, afin d'évaluer la réaction des sols d'infrastructure et de fondation sous chargement. Les solutions de Burmister permettent une représentation de la structure de chaussée en plusieurs couches homogènes et isotropes, liées ou non, et ce de manière axisymétrique (Akou et coll., 1999). Les approches d'analyse structurale tels que : ALIZÉ, (Autret et coll., 1982), DAMA, (Chen et coll., 1995), ELSYM5 (Ullidtz, 1995), et WESLEA (Timm et coll., 1998) utilisent la solution multicouche élastique linéaire de Burmister. Le détail de ces programmes sont présentés à l'annexe 3.

Plusieurs types d'analyse modélisent le comportement mécanique des sols d'infrastructure à l'aide du modèle élastique. Par exemple, afin d'évaluer différentes approches en modélisation numérique, Chen et coll. (1995) ont modélisé une section type de chaussée en utilisant différents logiciels de calcul, à savoir ILLI-PAVE,

MICHPAVE, ABAQUS, DAMA et KENLAYER. Dans ces simulations, les sols d'infrastructure sont considérés comme étant des matériaux au comportement élastique linéaire. Par ailleurs, dans une étude paramétrique ayant pour but d'évaluer l'influence de certains paramètres sur l'orniérage et la fissuration, Dawson et coll. (1996b) ont utilisé un modèle mathématique élastique linéaire pour illustrer le comportement du sol support. Cette démarche montre bien la pertinence d'utiliser un modèle rhéologique élastique pour modéliser le comportement des sols d'infrastructure pour les cas simples, car il fournit une très bonne approximation.

### 2.3.3.2 Modèle élastique non linéaire

Bien que le modèle rhéologique élastique isotrope linéaire soit satisfaisant dans plusieurs applications, il peut être nécessaire d'améliorer la modélisation du comportement mécanique des matériaux granulaires puisqu'en réalité, ces derniers n'ont ni un comportement élastique, car il y a toujours des déformations plastiques,  $\epsilon_p$ , ni linéaire, car les propriétés mécaniques telles que les modules réversibles varient avec le niveau de contrainte, et ni isotrope, car il y a réorganisation de la structure des grains (Darve, 2000).

C'est pourquoi, afin de permettre une meilleure modélisation de leur comportement mécanique, il s'est avéré important d'intégrer aux modèles élastiques la non-linéarité du matériau. Une première étape permettant de tenir compte de la non-linéarité du comportement de certains matériaux a été de définir un module tangent ( $M_t$ , figure 12) à la courbe contrainte-déformation, permettant ainsi de décrire l'évolution du module élastique  $M_t$  en fonction de la contrainte :

$$M_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (2.12)$$

Pour les sols sous de grands remblais, on va représenter l'augmentation de la rigidité des sols en fonction de la profondeur, et par conséquent, l'augmentation de la contrainte à l'aide de modèles de type hyperbolique tels que présentés à la figure 12. Kondner et coll. (1963, cité par Leroueil, 1998) ont montré que les courbes de contraintes-déformations obtenues par essais en cellule triaxial pouvaient être approximées par une courbe hyperbolique du type :

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.13)$$

$1/a = M_0$ , le module initial tangent

$1/b = \sigma_{ult}$ , valeur maximum de  $\sigma$

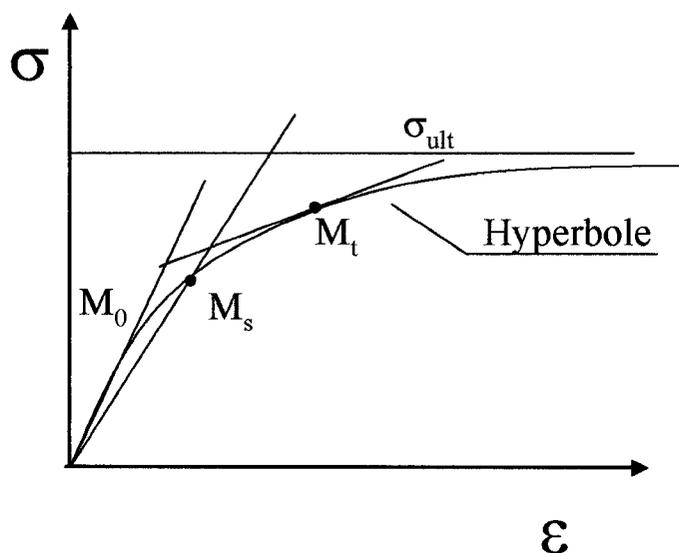


Figure 12 Modèle élastique non linéaire de type hyperbolique et module tangent

Initialement basé sur le module sécant ( $M_s$ , figure 12), le module réversible ( $M_r$  (ou  $E_r$ )), est surtout utilisé pour évaluer les déformations élastiques dans les fondations granulaires (Mamlouk et coll., 1989), et ce à la suite des déformations permanentes causées par plusieurs cycles de chargement et déchargement (figure 13).

$$M_r = q_r / \varepsilon_r \quad (2.14)$$

$q_r$  = déviateur ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) réversible

$\varepsilon_r$  = déformation axiale réversible

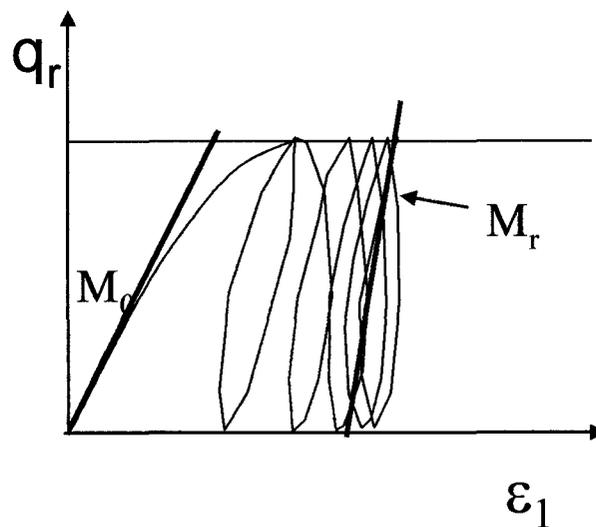


Figure 13 Détermination du module réversible sous charge cyclique

Dans cette optique, plusieurs approches de dimensionnement de type performance emploient le module réversible afin de décrire les propriétés mécaniques des sols d'infrastructure. Dans la méthode du *Asphalt Institute* (Huang, 1993), notamment, les critères de rupture sont la déformation en tension à la base de la couche d'enrobé et la déformation verticale à la surface du sol d'infrastructure. Entre autres particularités, la méthode de conception du *Asphalt Institute* considère le sol d'infrastructure comme un matériau élastique et son comportement est pris en compte par le module réversible.

L'approche de conception et dimensionnement des structures de chaussée produite par le Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) et le Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA, 1994) est basée sur les mêmes principes. La méthode

française n'utilise qu'une description approchée du comportement mécanique du sol support ( $M_r$ ) dans son état hydrique le plus défavorable (périodes de gel et de dégel exclues), de sorte que les variations saisonnières ne sont pas prises en compte. Par contre, à court terme, c'est-à-dire au moment de la construction et dans le but de protéger le sol naturel, on tient compte de certains critères tels que la traficabilité, entendue dans le sens de la capacité de la chaussée à supporter le trafic en cours de construction, le nivellement, la déformabilité maximale.

Dans la méthode AASHTO (1986), bien que le critère de détérioration soit le PSI, le sol d'infrastructure est aussi pris en compte par la valeur du module réversible. Dans cette méthode, on détermine le nombre total de cycles de chargement que la route peut subir avant d'atteindre un niveau de performance déterminé.

Le comportement non linéaire du module réversible des matériaux granulaires, qui dépend du niveau de contrainte, est souvent exprimé par des relations de la forme :

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.15)$$

Où  $k_1$  et  $k_2$  sont des paramètres expérimentaux caractérisant les matériaux et  $\theta$  la somme des contraintes maximales du chargement cyclique.

Dans les méthodes de modélisation MICH-PAVE et ILLI-PAVE (Chen et coll., 1995), notamment, le modèle de comportement élastique non linéaire K- $\theta$  permet d'établir la relation contrainte-déformation dans la structure de chaussée.

Dans une étude sur la déflexion de la chaussée en construction, Dawson et coll., (1996a) évaluent l'effet de la teneur en eau de l'argile en place sur les déformations induites. Afin de modéliser le comportement de l'argile, on développe un modèle non linéaire qui décrit  $M_r$  en fonction des contraintes  $p'_o$  et  $q_r$  et de la limite plastique  $w_p$  de l'argile.

$$M_r = 49000 + 950p'_o - 370q_r - 2400w_p \quad (2.16)$$

On conclut dans cette étude que l'argile remaniée et la position de la nappe phréatique ont un impact important sur la déformation de la structure de la chaussée en cours de construction.

Le modèle non linéaire proposé par Boyce (1980) décrit assez bien le comportement réversible des matériaux granulaires en termes de module de compressibilité et module de cisaillement variant avec la contrainte.

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} \quad (2.17)$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_q} \quad (2.18)$$

$p$  = contrainte moyenne

$q$  = déviateur

$\varepsilon_v$  = déformation réversible volumique

$\varepsilon_q$  = déformation volumique de cisaillement

Balay et coll. (1998) utilisent le modèle de Boyce dans la modélisation du comportement des matériaux granulaires sous chargement cyclique afin d'évaluer l'évolution de leur rigidité avec la variation de la contrainte. Ce modèle est aussi utilisé par Dawson et coll. (1996a) dans une étude paramétrique afin de modéliser le comportement non linéaire des couches granulaires. On évalue l'impact de la variation de la rigidité des sols d'infrastructure sur l'enrobé en termes d'orniérage et de fissuration par fatigue.

Le tableau X présente les principaux modèles de comportements élastiques non linéaires exprimés en termes d'évolution des modules sous charge.

Tableau X

## Quelques modèles de comportements élastiques non linéaires

Modèle	Développé par	Matériau
$M_r = k_1 \Theta^{k_2}$	Brown et Pell, 1967	Fondation granulaire (Paute et coll., 1994)
$K = p/\varepsilon_v \quad G = q/3\varepsilon_q$ $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 3\varepsilon_3 \quad \varepsilon_q = 2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/3$ $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad q = \sigma_1 - \sigma_3$	Boyce, 1980	Fondation granulaire Sable et sable argileux (Balay et coll., 1998)
$M_r = C + Ap'_o - Bq_r$	Dawson, Gomes Correia, 1987	Sable, silt et argile (Correia, 1996)

En définitive, il existe plusieurs modèles qui permettent de prendre en considération le comportement non linéaire de certains matériaux. Il est clair que pour ce type de modèles, le nombre de paramètres à considérer est plus important que pour les modèles à élasticité linéaire, et par conséquent, les calculs, quoique plus représentatifs, sont nettement plus lourds.

### 2.3.3.3 Modèles élastoplastiques élémentaires

La réversibilité des déformations n'est plus applicable lorsque l'amplitude des contraintes atteint une certaine limite. À cette limite, dite seuil de plasticité, il y a apparition de déformations permanentes " $\varepsilon_p$ " après relâchement de la contrainte. La plasticité est ainsi associée à des déformations irréversibles et la contrainte  $Y$  (*Yield*) constitue un seuil d'écoulement plastique (Leroueil, 1998; Darve, 2000). La figure 14 montre la courbe d'un matériau présentant un comportement élastoplastique. En général, ce seuil n'est pas nettement défini et doit être considéré comme une limite à partir de laquelle les déformations permanentes deviennent beaucoup plus significatives. Finalement, au-delà d'une certaine contrainte  $X$ , il y a rupture du matériau.

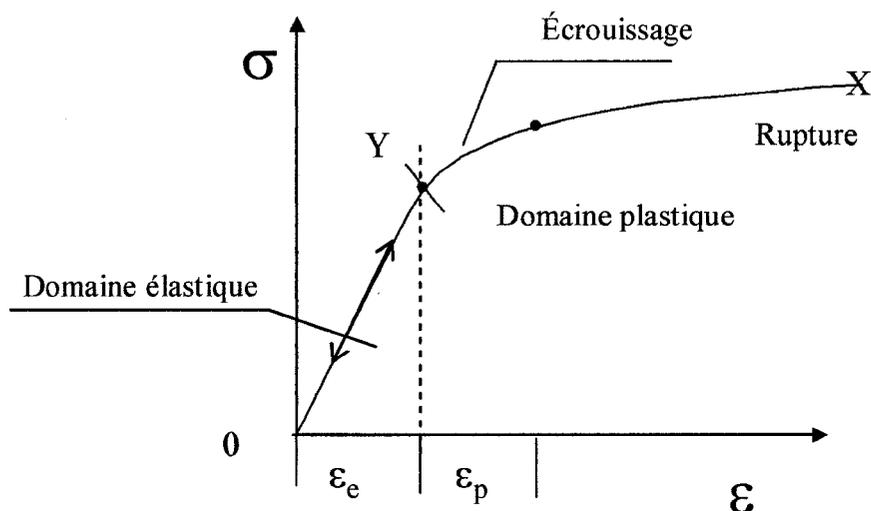


Figure 14 Courbe de contrainte-déformation d'un matériau présentant un comportement élastoplastique

La partie analytique de ce type de modèle est très complexe et sort du cadre de cette thèse. Néanmoins, il demeure important d'aborder ce thème puisqu'il peut être nécessaire, dans certaines circonstances, d'inclure dans l'analyse d'un projet particulier ce type de comportement. Par conséquent, nous présentons quelques modèles simples qui vont permettre d'apporter des éléments de solution à certaines problématiques relatives au comportement des sols d'infrastructure.

En mécanique des sols classique, l'étude du comportement élastoplastique est réalisée à partir de l'essai en compression verticale confinée (cellule œdométrique). Cet essai va permettre de déterminer les caractéristiques élastiques et plastiques du sol sous chargement et ainsi définir les paramètres de modélisation, soit l'indice de recompression,  $C_r$ , et l'indice de compression vierge,  $C_c$ . La figure 15 montre la courbe de compression typique d'une argile suite à cet essai. La pression de préconsolidation  $\sigma_p$  à partir de laquelle se produit la déformation plastique est nettement définie.

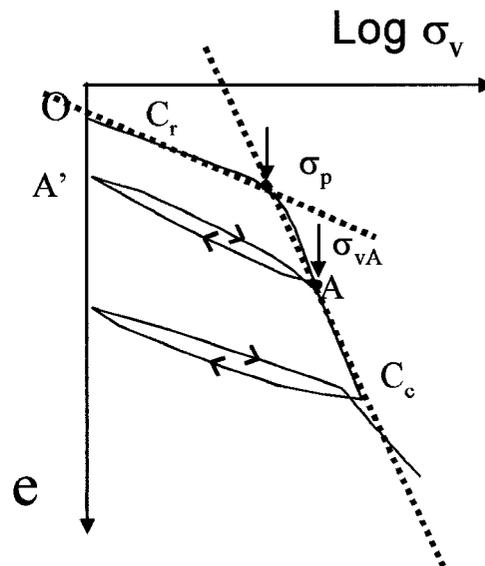


Figure 15 Courbe de compression de l'argile avec déformation élastique et permanente représentée par la diminution d'indice des vides  $e$

Au moment du chargement, pour une argile surconsolidée, il y a d'abord déformation élastique " $\epsilon_e$ ", jusqu'à  $\sigma_p$ . Cette déformation est associée à une diminution d'indice des vides et proportionnelle à l'augmentation de la contrainte, dont la relation est décrite par la pente du pointillé bleu " $C_r$ ". Si l'augmentation de la contrainte se poursuit au-delà de  $\sigma_p$ , jusqu'en A, il y aura déformation plastique,  $\epsilon_p$ , laquelle est associée à une diminution importante de l'indice des vides,  $e$ . La diminution de  $e$  est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte, et dont la relation est décrite par la pente suivant le pointillé rouge " $C_c$ ". Par la suite, avec le relâchement de la contrainte il y a rebondissement jusqu'en A'. Le rebondissement est associé à une augmentation de l'indice des vides, dont la déformation permanente correspondant est  $\overline{OA'}$ .

On associe aux matériaux granulaires un comportement semblable à celui des matériaux cohésifs. Toutefois, la pression de préconsolidation à laquelle débute la déformation

plastique est nettement moins définie (Leroueil, 1998). La relation exprimant le tassement en fonction de l'augmentation de la contrainte verticale est :

$$s_c = C_r \frac{H_o}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_p}{\sigma_{vo}} + C_c \frac{H_o}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma_p} \quad (2.19)$$

$s_c$  = le tassement de la couche de matériau

$H_o$  = l'épaisseur de la couche de matériau

$\Delta\sigma_v$  = l'augmentation de la contrainte

$e_o$  = l'indice des vides initial du matériau

Le comportement élastoplastique des matériaux granulaires s'explique, dans une analyse à l'échelle du matériau, voire même à l'échelle microscopique, par le roulement-glisement des grains et particules. Ce mouvement des grains entraînent leur usure par attrition, et leur rupture sous fortes contraintes. La modélisation de leur comportement nécessite des modèles élaborés permettant de décrire leurs réactions pour tous les cas de chargement. À l'échelle de l'ingénieur, cependant, des modèles élastoplastiques plus simples du type élastique parfaitement plastique, tels que le modèle de Mohr-Coulomb et Drücker-Prager, demeurent généralement satisfaisants pour décrire le comportement des matériaux granulaires, dans bien des cas de la pratique courante (Lambe et coll., 1969; Holtz et coll., 1981; Hicher et coll., 2002).

Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb combine l'enveloppe de rupture linéarisée produite à l'aide des cercles de Mohr avec les paramètres de résistance des sols développés par Coulomb. L'enveloppe de rupture est obtenue en laboratoire par une suite d'essais triaxiaux réalisés selon différents modes de chargement.

La figure 15 présente les courbes en contraintes-déformations et déformations volumiques-déformations axiales pour les sols cohérents et granulaires ainsi que leur représentation par les modèles de Mohr-Coulomb et Drücker-Prager. La partie élastique du comportement mécanique de ces deux modèles est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Ces modélisations du comportement des sols sont très semblables. Toutefois, celui de Mohr-Coulomb permet de définir directement les propriétés propres aux matériaux (angle de frottement interne  $\phi$ , cohésion  $c$ , angle de dilatation  $\psi$ ). Par contre, dans le modèle de Drücker-Prager, les valeurs des paramètres ( $\alpha$ ,  $\beta$  et  $k$ ) sont déduites à partir des résultats d'essai reportés sur le diagramme de la figure 15.

Afin d'évaluer l'accroissement de la compacité et les tassements permanents subis par les sols de fondation et d'infrastructure d'une chaussée sous l'effet d'un chargement cyclique (matériaux granulaires), deux études ont utilisé le modèle rhéologique de Drücker-Prager (Mamlouk et coll., 1998; Huang et coll., 2001). Ces études permettent d'évaluer les déformations permanentes à la surface de la chaussée en tenant compte du comportement plastique des sols d'infrastructure. Toutefois, ces déformations permanentes sont produites par le chargement cyclique.

Des fonctions empiriques associant la déformation permanente avec la contrainte appliquée en fonction du nombre de cycles ont aussi été développées (Baksdale, 1972; Hornych et coll., 1993; Ullidtz, 1987). Une des relations les plus connues a été proposée par Baksdale (1972). Elle décrit l'évolution de la déformation permanente, selon les caractéristiques  $a$  et  $b$  du matériau (tableau XI) et en fonction du logarithme du nombre de cycles.

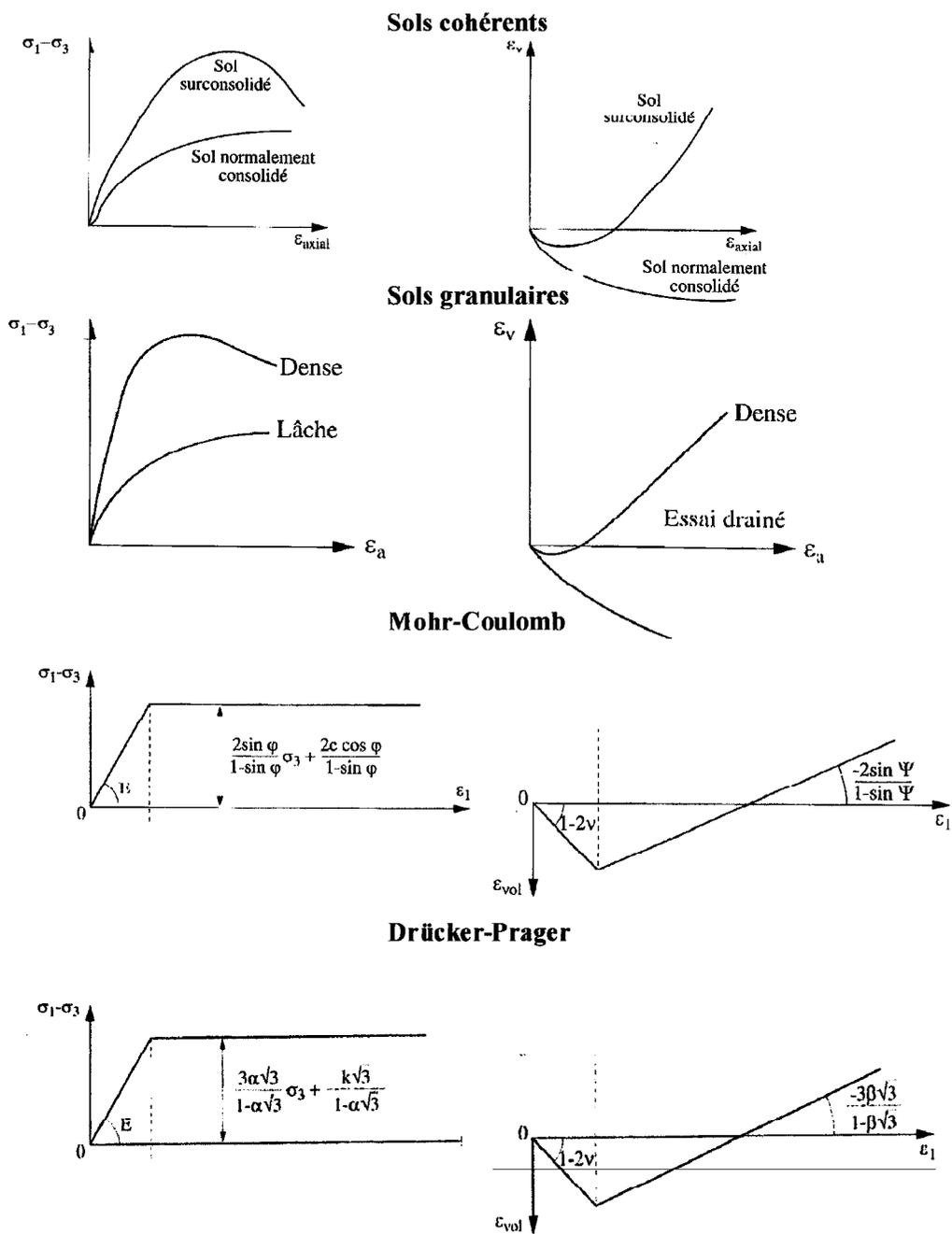


Figure 16 Comportement en contraintes-déformations des sols cohérents et granulaires ainsi que leur représentation par les modèles de Mohr-Coulomb et de Drücker-Prager (tiré de Hicher et coll., 2002)

Hornych et coll. (1993) ont proposé, pour les matériaux granulaires, une relation qui permet de décrire l'évolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles (pour  $N > 100$  cycles) :

$$\varepsilon_p(N) = A_1 \left[ 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (2.20)$$

Où  $A_1$  est la déformation permanente axiale limite pour  $N$  infini et  $B$  est un paramètre du matériau.

Ullidtz (1993), présente une relation très générale qui permet de décrire la déformation permanente,  $\varepsilon_p$ , comme étant proportionnel au nombre de cycles,  $N$ , à la puissance  $\alpha$  et à la contrainte principale majeure,  $\sigma_1$ , à la puissance  $\beta$ .  $A$  étant une constante du matériau et  $\sigma'$  la contrainte de référence.

$$\varepsilon_p = A * N^\alpha * (\sigma_z/\sigma')^\beta \quad (2.21)$$

Le tableau XI présente ces quelques modèles de nature empirique qui vont permettre d'évaluer la déformation permanente,  $\varepsilon_p$ , en fonction de la contrainte subie et du nombre de cycles de chargement.

Tableau XI

Modèles de nature empirique permettant d'évaluer la déformation permanente en fonction du nombre de cycle de chargement

Modèle	Développé par	Matériau
$\varepsilon_{1p}(N) = a + b * \ln N$	Barksdale (1972)	Matériaux granulaires (Hornych et coll., 1993)
$\varepsilon_p^{-1}(N) = A^{-1} [1 - (N/100)^{-B}]$	Hornych et coll., 1993	Fondation granulaire (Hornych et coll., 1993)
$\varepsilon_p = A * N^\alpha * (\sigma_z/\sigma')^\beta$	Ullidtz, 1993	Tous matériaux (Ullidtz, 1993)

### 2.3.3.4 Modèles élastoplastiques spécifiques aux étapes de construction

Afin de répondre à une problématique plus spécifique à la construction de la chaussée, il peut être nécessaire d'évaluer, à l'aide d'un modèle élastoplastique, les tassements permanents produits par la machinerie en cours de construction.

Le comportement des sols qui subissent les actions de la densification en cours de construction s'apparente à celui observé en cours d'essai de compression confinée et drainée (essai en cellule œdométrique, figure 14). Rappelons que cet essai permet de discerner la partie élastique de la partie plastique de la déformation du sol. Parce que le sol est écrouissable (Darve, 2000), ses propriétés varient en cours de chargement. L'indice des vides et la perméabilité diminuent, et parallèlement, la masse volumique et la rigidité augmentent. Le module élastique, considéré instantané, augmente aussi. Au déchargement, le sol rebondit suivant un comportement élastique mais conserve une déformation permanente d'autant plus importante que sa masse volumique initiale s'apparente à celle d'un sol à l'état lâche. Il est cependant possible de densifier les sols granulaires sans augmentation de la contrainte verticale et ce, par vibration.

Dans cet optique, Mydlivec (1979) propose une relation empirique (Eq. 2.22) qui permet de faire le lien entre la valeur des modules initiaux et finaux et l'effet produit par l'action de la machinerie. Cette relation fait état de l'accroissement d'un module de rigidité  $E_f$  en fonction d'un gradient d'accroissement  $C_E$  et du nombre de passages d'un rouleau vibrant pour une valeur de module initial  $E_0$  :

$$E_f = E_0 + C_E \log m \quad (2.22)$$

$E_0$  = valeur du module après le premier passage

$C_E$  = gradient d'accroissement de  $E_f$ , varie entre 11,9 et 47 MPa selon les matériaux

$m$  = nombre de passages du rouleau vibrant

D'une manière plus théorique, Adam (1999) propose un modèle permettant d'évaluer les déformations élastiques et plastiques pour chaque passage d'un rouleau vibrant. Ce modèle représente le sol comme un solide élastique linéaire homogène dans un espace semi-infini.

Dans un sol granulaire, une zone plastique est créée lorsqu'il y a contact entre le tambour du rouleau et la surface du sol élastique. La dimension de cette zone plastique correspond à la dimension de la surface de chargement représentée par une section de la surface du tambour du rouleau. Un lien peut être établi entre la variation de la plastification en cours de chargement dynamique et la variation de la surface de contact. Une relation est alors proposée entre la force de contact dynamique et la déformation plastique du sol. L'interaction du tambour avec le sol est considérée comme un problème de capacité portante modifiée.

À partir de cette relation et de résultats empiriques, un paramètre de plastification  $C^p$  est utilisé afin de décrire l'évolution de la déformation plastique en fonction du nombre de passages du rouleau (figure 17). Ce paramètre représente le rapport entre la portion de déformation élastique à la déformation totale. Elle s'exprime comme suit :

$$C^p = \varepsilon_e / (\varepsilon_e + \varepsilon_p) \quad (2.23)$$

Ce modèle permet donc de représenter l'évolution de la déformation plastique en fonction du nombre de passages d'un rouleau vibrant tout en tenant compte des caractéristiques élastiques des matériaux et des caractéristiques dynamiques du chargement.

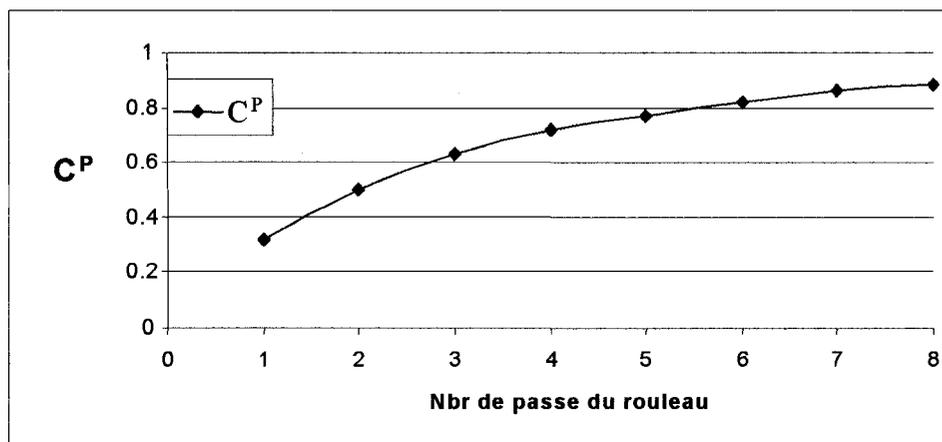


Figure 17 Évolution de la proportion de déformation plastique et élastique en fonction du nombre de passages d'un rouleau vibrant

### 2.3.4 Récapitulatif

En définitive, il ressort de la section 2.3 que, d'une manière générale, les comportements fondamentaux des matériaux sont décrits par des modèles rhéologiques simples et que les aspects particuliers de leur comportement le sont souvent par des solutions empiriques. Ces modèles fournissent des réponses sous forme de contraintes, de déformations et de déplacements suite à diverses sollicitations statiques et dynamiques, simples ou multiples. L'échelle de l'analyse gouverne cependant la complexité des modèles. Par ailleurs, l'analyse du comportement de la structure de chaussée souple réalisée à l'échelle de l'ingénieur permet l'emploi de modèles de comportement simples.

Dans le cadre d'une modélisation spécifique, le choix du modèle de comportement doit être fait en fonction des contraintes propres à la problématique dominante que l'on veut modéliser. Dans cette optique, il semble que le modèle à élasticité linéaire isotrope soit très satisfaisant pour une multitude de problématiques car il demeure amplement utilisé dans les méthodes de modélisation courantes.

## **2.4 Méthodes de modélisation et étude du comportement des chaussées : bilan**

Afin d'établir un portrait réaliste des méthodes de modélisation du comportement des chaussées et des approches des dimensionnements utilisées dans le milieu routier, une revue de la littérature a été réalisée. Bien que certains aspects de cette revue ne sont pas directement reliés à notre approche, la démarche entreprise a permis de mettre en perspective des points importants touchant ces méthodes et permettent d'en faire la comparaison. Le résumé de cette revue, qui fait l'objet de l'annexe 3, est présenté dans cette section sous forme de tableaux.

Plusieurs études et réalisations démontrent les efforts qui ont été faits afin d'établir un lien entre le comportement rhéologique des matériaux qui composent la chaussée, leurs caractéristiques, et les sollicitations de nature environnementale et mécanique qu'elle subit. À ce titre, une liste représentative de ces contributions a été compilée au tableau XII. Cette liste permet d'apprécier les niveaux d'intervention de chaque approche en terme de facteurs simulés, selon la couche de la chaussée sur laquelle ils agissent, et les dégradations qui leurs sont associées.

Le tableau XIII fournit un résumé des principales méthodes de modélisation et approches des dimensionnements, ainsi que plusieurs études qui ont mené à une meilleure compréhension des mécanismes qui gouvernent le comportement des chaussées souples et qui permettent, notamment, d'en faire le dimensionnement d'une manière adéquate. Dans ce tableau, nous décrivons ces réalisations selon le type d'analyse qu'elles permettent et les modèles de comportement rhéologiques et empiriques qu'elles utilisent. Nous présentons également les paramètres d'entrée, inputs, nécessaires à leur analyse ainsi que les réponses, outputs, qu'elles produisent. Nous avons inclus certains détails qui les caractérisent, tels que le type de chargement possible, ainsi que la prise en compte ou non de certains facteurs environnementaux.

Tableau XII

Méthodes de modélisation intégrant l'effet de certains facteurs extrinsèques, décrites selon la couche de la chaussée sur laquelle ils agissent et les dégradations associées

Méthode/ Auteur	Couche(s) affectée(s)	Facteur(s)	Effet(s) du facteur	Autres
ILLI-PAVE MICH-PAVE	Enrobé	Achalandage (ÉCAS) Température de l'air	Orniéage Fissure par fatigue	Modélisation empirique
ABAQUS MEF 3-D COMPAS (Mamlouk, Mikhail 1998)	Enrobé Matériaux granulaires	Charge dynamique Essieu, suspension	Diminution du PSI	Évaluation du PSI à l'aide de variation de pente (relat. semi- empirique)
FENLAP (Dawson, Plaistow, 1996)	Enrobé Matériaux granulaires Infrastructure	Charge cyclique	Déformation plastique	Approche analytique
MMOPP (Ullidtz, 1987)	Enrobé Matériaux granulaires Infrastructure	Charge dynamique Essieu, suspension Pneu, température, gel, humidité	Vieillessement PSI, Déformation permanente, Fatigue, orniéage	Approche analytique et empirique
MFPDS (MDOT) (Harichandran, Buch et Baladi, 2001)	Enrobé	Température sur l'enrobé	Fatigue, orniéage	Approche analytique et empirique
Potentiel de ségrégation (SP) (Konrad, 2000; Doré, 1997)	Matériaux granulaires Infrastructure	Gel/dégel	Soulèvement différentiel	Détermination en labo ou chantier ou empirique
AASHTO 1993 (Guan et coll., 1997)	Infrastructure	Gel/dégel/eau	Variation du module réversible	Variation annuelle du module basée sur une valeur moyenne variant à chaque mois
Behzadi et coll., 1996	Infrastructure	Charge cyclique	Déformation plastique	Relation empirique selon la teneur en eau et la densité en fonction de la contrainte
Paute et coll., 1996	Infrastructure	Teneur en eau	Variation du module réversible	Variation du comportement réversible en fonction de Sr

Tableau XIII

Tableau synthèse : points principaux de plusieurs méthodes de modélisation et touchant les aspects structuraux et prédictifs

Méthodologie de modélisation	Type d'approche	Aspect structural Partie réponse	Aspect prédictif performance	Input	Ouput	Effets environ- nement	Charge- ment	Autres
Mamlouk et Mikhail, 1998	Analytique/ MEF	ABAQUS MEF 3-D COMPAS ( <i>COMprehensive Pavement Analysis system</i> ) Enrobé : viscoélastique Fondation et infra: élastoplastique Drucker-Prager	AASHTO Modèles de dégradations régressions statistiques, fonctions de probabilités	Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux PSI initial Type de suspension	PSI en fonction du nombre de cycle de chargement	non	Chargement cyclique dynamique sur une section de route (11 m)	COMPAS : modèle de génération des forces dynamiques dues à l'interaction roue-chaussée
Huang, Mohammad et Rasoulian, 2001	Analytique/ MEF	ABAQUS MEF 3-D Chargement dynamique Enrobé : Viscoplastique Creep Fondation granulaire Sous-fondation, Infra élastoplastique Drucker-Prager		Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux	Déflexion transversale et longitudinale État des contraintes Déformation permanente Orniérage	non	Chargement cyclique dynamique sur une section de route (60 m)	Une fonction de chargement reproduit l'effet dynamique
ILLI-PAVE, MICHPAVE <sup>(1)</sup> <i>Department of Civil and Environmental Engineering of Michigan State University</i>	Analytique/ MEF	MEF non linéaire axisymétrique Matériau granulaire: non linéaire Modèle K- $\theta$ Matériau cohésif : modèle bi-linéaire	Fonctions de transfert pour orniérage Fissuration par fatigue	Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux	Orniérage Fissuration par fatigue	Oui, relation purement empirique	Chargement circulaire ponctuel	Fonction empirique pour prédire la fatigue et l'orniérage
Dawson et Plaistow, 1996	Analytique/ MEF	FENLAP ( <i>Finite Element Non-Linear Analysis Program</i> ) MEF Enrobé et infra: linéaire élastique Fondation granulaire : réversible non		Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux	Déformation radiale à la base de l'enrobé Déformation permanente Surface du sol support	non	Chargement cyclique statique et ponctuel	Modèle de Boyce représente le comportement non linéaire réversible du matériau granulaire Étude paramétrique

Tableau XIII (suite)

Méthodologie de modélisation	Type d'approche	Aspect structural Partie réponse	Aspect prédictif performance	Input	Ouput	Effets environ- nement	Charge- ment	Autres
KENLAYER <sup>(1)</sup> Université du Kentucky	Analytique/ empirique	Modèle de type réponse linéaire élastique multicouche. Comportement non linéaire et Viscoélastique est approximé par itération. Chaussée flexible	Hypothèses de Miner	Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux Conditions d'interface	État des contraintes Déformation permanente Orniérage Fissuration par fatigue	Tient compte du climat	Charges multiples peuvent être représentées par groupe de 6, max. de 24	Possibilité d'évaluer les dommages de fatigue et d'orniérage pour différentes périodes de l'année (étude comparative, Chen et coll., 1995)
MMOPP ( <i>Mathematical Model of Pavement Performance</i> ) (Ullidtz, 1987)	Analytique/ empirique Aspect probabiliste	Méthode des couches équivalentes (transformations d'Odemark), et réponse de la chaussée (équations de Boussinesq)	Procédure incrémentale et réursive Modèles de dégradations régressions statistiques, fonctions de probabilités	Paramètres de chaussée nombres couches propriété des matériaux Variant selon les saisons pour chaque cycle de calcul	IRI, PSI, Déformation permanente Orniérage	Modèle de chargement du quart de véhicule, gel, température de la chaussée	Chargement statique et dynamique	Modélisation de sections de chaussée de 300 mm dont les paramètres varient d'une section à l'autre suivant une fonction. Approche complète et très intéressante
MFPDS ( <i>Michigan Flexible Pavement Design System</i> ), MDOT (Harichandran, Buch et Baladi, 2001)	Analytique/ empirique	Conception selon AASHTO Programme EF non linéaire MICHPAVE Programme par couche linéaire élastique CHEVRON	AASHTO Modèles de dégradations régressions statistiques, fonctions de probabilités	Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux	Orniérage Fissuration par fatigue	Effet de la température sur l'enrobé	Chargement circulaire ponctuel	Peut prendre en compte le ressurlage. Approche et développement intéressants.
Timm, Birgisson et Newcomb (1998)	Analytique/ empirique	WESLEA ( <i>Waterways Experiment Station Layered Elastic Analysis</i> ) Linéaire élastique	AASHTO Hypothèses de Miner, cumul des dommages	Paramètres de chaussée - nombre de couches - propriété des matériaux Variant selon les saisons pour chaque cycle de calcul	Orniérage Fissuration par fatigue	Peut les considérer à l'aide de fonctions de transfert	De 1 à 20 chargements circulaires en terme de grandeur, rayon et x-y	Modèle permet l'analyse de 4 couches de chaussée. Peut être prédictif, permet l'accumulation des dommages
SPDM 3.0 <sup>(1)</sup> ( <i>Shell Pavement Design Method, 1995</i> ) BISAR	Analytique/ empirique	BISAR ( <i>Bitumen Stress Analysis in Roads</i> ) Modèle linéaire élastique multicouches	Modèles de dégradations régressions statistiques, fonctions de probabilités	Paramètres de chaussée - nbre de couches - propriété des matériaux Conditions d'interface	État des contraintes Déformation permanente Orniérage	Oui avec l'utilisation de modèles complémentaires	Chargement à roue simple ou double, jusqu'à 10 points de chargement	Purement de type réponse. Les modèles de performance sont en complément

Tableau XIII (suite)

Méthodologie de modélisation	Type d'approche	Aspect structural Partie réponse	Aspect prédictif performance	Input	Ouput	Effets environ- nement	Charge- ment	Autres
VÄGDIM 95 <sup>(1)</sup> (Djärf et coll. 1996)	Analytique/ Empirique	Programme par couche linéaire élastique CHEVRON	Hypothè- ses de Miner, cumul des dommages	Paramètres de chaussée - nombre couches - propriété des matériaux Conditions climatiques	État des contraintes Déformation permanente Coûts de la chaussée	Cycle de température Gel/dégel Précipitation Humidité, eau	Charge du trafic convertie en charges équivalentes par essieu standard	Nécessite une grande base de données accumulées sur plusieurs années (20). Intéressant pour l'uni (IRI) Trop de données
HDM-4 ( <i>Highway Development and Management tool</i> ), Contient des modèles de détériorations empiriques (Ek Dahl, 1999)	Empirique		Paramètres structuraux convertis en coefficients de couche suivant AASHTO (1986), sol support selon le CBR	Nombre structural (SN), drainage, qualité de construction, Nombre et type de véhicule (DJMA/ECAS) Région climatique T° et H	3 types de fissuration orniérage, nid de poule	Température Humidité, eau AADT, charge par essieu, Pression des pneus, utilisation de crampon		Contient des modèles de détériorations empiriques Développé par le <i>Word Bank</i> Doit être validé et calibré pour les conditions locales
VESYS <sup>(1)</sup> (Beckedahl et coll., 1992)	Analytique/ Empirique	Modèle linéaire élastique multicouche	Cumul des déformations	Paramètres de chaussée - nombre couches - propriété des matériaux Ttempérature Condition de chargement	Orniérage Fissuration par fatigue, Rugosité	Température de l'enrobé, distribution des charges	Modèle d'orniérage tenant compte du type de charge à tous les 150 mm en section transversale	Principalement développé pour l'évaluation de l'orniérage

(1) Informations tirées de l'enquête AMADEUS portant sur la performance de méthodes de modélisation

## 2.5 Synthèse de la revue de littérature

La revue de littérature a permis un survol des divers outils et concepts utilisés dans le cadre de cette thèse. Avant de conclure, rappelons brièvement quel est son objectif. Cette thèse a pour objectif principal de développer une méthode de modélisation de l'uni de la chaussée. Cette méthode intègre le comportement mécanique des sols d'infrastructure de manière à évaluer leur contribution à l'uni en fin de construction. Cette méthode tient compte des particularités du site où sera implantée la chaussée selon son axe longitudinal et en tenant compte de la variabilité spatiale des sols qui s'y trouvent.

La revue a donc été réalisée de manière horizontale plutôt que verticale afin de pouvoir couvrir l'ensemble des aspects que l'on retrouve dans la méthode de modélisation proposée. Ce projet demande d'avoir des connaissances dans plusieurs domaines afin d'arriver à marier plusieurs concepts de manière judicieuse et pertinente.

La revue est présentée en deux chapitres. Le premier chapitre couvre plusieurs concepts touchant de manière plus ou moins directe le domaine des chaussées. Le second vise la modélisation du comportement des chaussées et plus spécifiquement les modèles rhéologiques qui sont utilisés dans les méthodes de modélisation.

Afin de situer le lecteur ainsi que la problématique, la première partie du chapitre 1 traite de diverses définitions relatives à la chaussée et à ses rôles structuraux et fonctionnels. Ensuite, le concept d'uni est présenté. L'uni permet de qualifier la surface de roulement de la chaussée. Nous décrivons les principales classes d'appareils servant à l'évaluer. Les appareils de classe 1 et 2 permettent de mesurer un certain profil longitudinal de la surface de la chaussée, le pseudo-profil.

Par la suite, nous présentons les défauts et dégradations que subit la chaussée et qui affectent l'uni. Ces défauts et dégradations peuvent être évalués selon leurs longueurs d'ondes et leurs amplitudes. Il en résulte que la qualité d'une chaussée, aussi décrite par le confort de l'usager de la route, dépend non seulement des défauts à sa surface mais dépend aussi de la vitesse à laquelle on y circule.

Ceci nous conduit ensuite à déterminer les divers facteurs qui affectent l'uni. Ces facteurs sont regroupés selon 2 classes : les facteurs intrinsèques et les facteurs extrinsèques. Nous concluons que les principaux facteurs provenant des couches de sols d'infrastructure et qui ont une incidence sur l'uni sont : la nature des sols, l'épaisseur des couches de matériaux, leur variabilité, ainsi que leur condition hydrique.

Cette partie se termine avec la description des concepts relatifs à l'IRI, qui constitue le principal indice utilisé au Québec afin de quantifier la qualité de la chaussée. Nous décrivons comment l'IRI est calculé à partir du pseudo-profil sur la base du modèle analogique du quart de véhicule.

La seconde partie du chapitre 1 traite spécifiquement des sols constituant le support de la chaussée. Nous montrons quels effets ont sur le sol la construction de la chaussée ainsi que son utilisation. Le fait de briser l'équilibre initial d'un sol par l'implantation d'une chaussée aura un impact sur l'uni à plus ou moins long terme.

Finalement, la troisième partie du chapitre 1 décrit diverses approches statistiques et géostatistiques qui vont nous permettre de décrire la variabilité des caractéristiques des sols d'infrastructure avec un minimum de données.

La première partie du chapitre 2 traite d'abord des niveaux de gestion que l'on retrouve dans le domaine routier, soit : la gestion au niveau réseau et la gestion au niveau projet.

Nous présentons par la suite les deux tendances majeures observées en modélisation au niveau projet. Ces tendances caractérisent la manière dont les méthodes de modélisation sont développées. Il y a donc les approches de type réponse et les approches de type performance. Les approches de type réponse utilisent des méthodes d'analyse structurale basées sur le comportement mécanique des matériaux, permettant ainsi d'évaluer la réponse d'une chaussée à une sollicitation quelconque. Les approches de type performance sont principalement fondées sur des approches empiriques et statistiques. Elles permettent d'évaluer la performance de la chaussée en fonction de son âge.

Après une brève description des indices d'évaluation des chaussées issus de ces approches, nous entamons la partie principale du chapitre 2. Nous y traitons des modèles rhéologiques utilisés dans les approches de type réponse.

Nous décrivons d'abord les échelles auxquelles peuvent être réalisées les analyses. Dans le domaine routier, cependant, on œuvre principalement à l'échelle macroscopique, c'est-à-dire à l'échelle de l'ingénieur. Nous présentons simultanément le concept de volume élémentaire représentatif sur lequel est basé la mécanique des milieux continus, brièvement décrite à la section suivante.

Finalement, nous abordons les modèles rhéologiques. Nous présentons les modèles de base, les plus simples, qui se retrouvent couramment en analyse du comportement structural des chaussées souples. Cette partie est subdivisée en trois sections. La première décrit le modèle élastique linéaire isotrope ainsi que quelques-unes de ses applications. La seconde présente le modèle élastique non linéaire et le concept de module réversible. La dernière section traite de quelques modèles élastoplastiques qui permettent d'évaluer les déformations permanentes produites par les chargements cycliques et par l'action de la machinerie en cours de construction. Il ressort de cette partie que les modèles élastiques isotropes, linéaires ou non, sont les plus utilisés et fournissent une très bonne approximation des relations de contrainte et de déformation.

## **CHAPITRE 3**

### **DESCRIPTION DE LA MÉTHODE DE MODÉLISATION DÉVELOPPÉE**

#### **3.1 Introduction : objectifs et contributions de la thèse**

Une nouvelle manière de faire voit le jour au Québec dans l'octroi des contrats de construction et de réhabilitation des chaussées. Élaborés par le ministère des Transports du Québec, ces contrats prennent la forme de devis de performance et de partenariats public-privé. Cette nouvelle tendance laisse à l'entreprise réalisant les travaux l'entière responsabilité de la qualité de la chaussée à court et à long termes.

Cependant, cette tendance soulève une problématique nouvelle, la gestion de l'uni. Pour l'entreprise, plusieurs aspects touchant l'uni demeurent inconnus au moment de la réalisation des travaux, notamment, l'effet sur l'uni, en fin de construction, des particularités du site et des techniques de mise en œuvre. De plus, la gestion des imprévus qui surviennent en cours de construction, souvent réalisée sur la base de l'expérience, ne permet pas d'évaluer l'effet du correctif proposé sur l'uni final.

Dans ce contexte, nous nous demandons si l'industrie possède suffisamment d'outils pour soumissionner sur ce type de contrat sans encourir de risques trop élevés. La revue de littérature nous apprend qu'il existe plusieurs outils de dimensionnement et de prévision de la performance des chaussées souples ainsi que plusieurs outils d'analyse mécanique de la structure de la chaussée. Ces outils se présentent sous la forme de méthodes de modélisation du comportement des chaussées et de prédiction de leur performance. Elles regroupent plusieurs techniques et permettent l'obtention de plusieurs types de résultats. Ces méthodes de modélisation sont souvent d'un type réponse-performance relativement simple, à cause notamment de l'échelle d'analyse située au niveau de l'ingénieur. Les modèles rhéologiques à élasticité linéaire isotrope, très utilisés, sont généralement suffisants pour décrire de façon très adéquate le comportement mécanique des

matériaux. Évaluée à partir de modèles empiriques et statistiques construits à l'aide de données recueillies sur plusieurs années d'observations, l'évolution de la performance est, par cette approche, très bien modélisée au niveau du réseau.

Ces méthodes de modélisation produisent des réponses générales qui expriment une qualité relative de la chaussée par l'utilisation d'indices qui combinent plusieurs défauts et qui permettent une bonne estimation de la qualité de la chaussée au niveau du projet. On remarque cependant que, rarement dans ces méthodes, l'évaluation de qualité de la chaussée est exprimée en terme de pseudo-profil.

Certaines lacunes relevées dans les méthodes de modélisation ont trait directement à la problématique soulevée. La spécificité du site des travaux n'est pas prise en compte de manière détaillée. Sauf exception, on ne tient pas compte de la variabilité spatiale des paramètres de base tels que la variation de la masse volumique ou la variation de l'épaisseur des couches. Ceci s'explique par le fait qu'on connaît mal les liens qui existent entre la nature du sol sous la chaussée et les défauts de surface de grandes longueurs d'ondes, si bien qu'on ne voit pas les relations de cause à effet. De plus, les changements dans l'équilibre du sol naturel dus à la construction de la chaussée et leurs effets sur le profil longitudinal et sur l'uni ne sont pas ressortis de la revue bibliographique.

Dans cette optique, la thèse vise à mettre en évidence l'importance des sols d'infrastructure et leur variabilité sur l'uni de la chaussée. De ce fait, nous avons travaillé à élaborer une méthode de modélisation permettant d'intégrer les particularités d'un site de manière à anticiper son uni spécifique. L'emphase est mise sur l'importance de la variabilité des caractéristiques des matériaux aussi bien suivant l'axe longitudinal de la chaussée que selon l'axe vertical. L'approche proposée vise notamment à simuler le comportement de la chaussée en cours de construction et en service afin d'en reproduire les déformations induites et ainsi prédire la qualité de la chaussée en termes d'IRI.

Les objectifs de la thèse se résument donc ainsi :

- 1- Évaluer la contribution du sol d'infrastructure à l'uni de la chaussée.
- 2- Développer une méthode qui estime l'uni des chaussées, post-construction, en fonction des caractéristiques spécifiques du site.

Ces objectifs sont atteints à l'aide des approches suivantes :

- a. L'étude de la variabilité et du comportement des sols dans le contexte d'une construction routière.
- b. L'application de la variabilité spatiale de certaines propriétés des matériaux constituant la structure de chaussée par des méthodes statistiques. Ces méthodes tiennent compte de la distribution spatiale par des approches statistiques et géostatistiques.
- c. L'utilisation d'un code de calcul par différences finies, FLAC, développé principalement pour les géomatériaux, qui permet une approche analytique du comportement de la chaussée différente de la méthode des éléments finis et de l'analyse élastique multicouche.
- d. L'analyse du comportement de la chaussée selon son axe longitudinal plutôt que transversal, comme pour la plupart des méthodes analytiques.
- e. L'étude de l'effet des sols d'infrastructure sur l'uni de la chaussée par l'évaluation et l'interprétation du pseudo-profil.

- f. L'application d'une approche qui consiste à analyser l'IRI sur des pseudo-profil élémentaires issus du pseudo-profil original. L'IRI calculé sur les grandes longueurs d'ondes correspond à la contribution des sols d'infrastructure à l'uni.

Dans ce chapitre, nous présentons le détail de la méthode d'analyse proposée pour prédire l'évolution de l'uni d'une chaussée et les réflexions qui en découlent. Principalement basée sur une approche de type **réponse**, la méthode proposée intègre également des éléments statistiques et empiriques. Elle permet le traitement de l'information disponible de manière à appliquer des mesures de conception et de réhabilitation propre à chaque site.

### **3.2 Présentation générale de la méthode de modélisation développée**

L'étude des projets routiers couvrant de grandes étendues (souvent plusieurs kilomètres) doit prendre en considération la variabilité de la nature du terrain ainsi que la variabilité des conditions de construction pour espérer anticiper l'uni de la chaussée au terme de la construction. La méthodologie proposée permet donc une analyse spécifique pour un site donné en intégrant les particularités du site. Elle permet l'anticipation des déformations verticales permanentes perceptibles en surface de la chaussée et les traduit en IRI.

Suite à la revue de la littérature, la réflexion nous conduit à décomposer la prévision de l'uni en deux phases, soit : la phase I) produisant des valeurs d'IRI en fin de construction et pour lesquelles des critères d'acceptabilité sont applicables et, la phase II) permettant d'estimer l'évolution de l'IRI de la chaussée en service.

Dans la phase I, avec une approche de type analytique, les phénomènes mécaniques qui auront un impact sur l'uni et que l'on cherchera à reproduire et à prédire sont : les déformations différentielles produites par le chargement ou le déchargement du sol en place qui varieront selon la nature du sol, sa stratigraphie et les vitesses de consolidation;

les effets dus au rabattement de la nappe phréatique et les déformations qui y sont associées; les déformations différentielles liées aux techniques de construction et à leurs limites.

Dans la phase II, à partir du pseudo-profil issu de la phase I et en utilisant des modèles de type performance, on pourra estimer l'évolution de l'IRI en regard de différents phénomènes reliés au temps tels que : l'effet du nombre de passages de véhicules sur les déformations permanentes de l'infrastructure; certains effets environnementaux saisonniers tels que la fluctuation de la nappe phréatique et les périodes de gel et dégel. Le schéma de la figure 18 illustre ces deux phases.

Bien que l'ensemble de notre réflexion ait été mené en vue d'élaborer une méthode de modélisation globale pour prédire l'évolution de l'uni de la chaussée, nous avons choisi de concentrer ce travail de recherche essentiellement sur la contribution des **sols d'infrastructure** à l'uni de la chaussée en **fin de construction**.

Dans cette optique, la méthode vise à modéliser l'uni de la chaussée spécifique à un site donné, dans sa totalité, soit de manière continue soit par section. Pour y parvenir, deux niveaux d'analyse, tous deux situés à l'échelle de l'ingénieur sont exploités: 1) le **niveau projet** et 2) le **niveau local**. Le **niveau projet** se situe à l'échelle du projet et se mesure en kilomètres de longueur selon l'axe longitudinal et en mètres de profondeur selon l'axe vertical. Ce niveau permet une analyse globale du projet lorsque les conditions du site le permettent, c'est-à-dire une certaine homogénéité des matériaux et de leur disposition, ainsi qu'un profil initial du terrain relativement uniforme. À cet égard, la figure 19 décrit le processus de discrétisation selon les niveaux à l'étude. L'analyse au **niveau local** est nécessaire pour les sites plus hétérogènes constitués de matériaux plus sensibles, de discontinuités importantes ou de particularités sur le plan des techniques de construction envisagées. Ce niveau d'analyse va aussi permettre de caractériser le site pour une modélisation au niveau projet. Ce niveau nécessite une discrétisation plus fine de la

section à l'étude dans l'axe longitudinal et l'axe vertical et se mesure en mètres de longueur par des mètres de profondeur.

En définitive, la méthode de modélisation proposée s'articule autour de trois axes spécifiques qui vont permettre d'obtenir des résultats prédictifs valables, soit : 1) la manière de traiter et d'intégrer la variabilité des paramètres significatifs dans les calculs **en référence au site** (section 3.1, a et b); 2) le choix d'un code de calcul versatile et simple d'utilisation (section 3.1, c et d); et 3) le traitement des données de déformations verticales de la surface, issues des calculs, de manière à mettre en relief l'importance du sol d'infrastructure sur l'uni de la chaussée (section 3.2, e et f). Ces aspects seront présentés en détail aux sections 3.3, 3.4 et 3.5 respectivement.

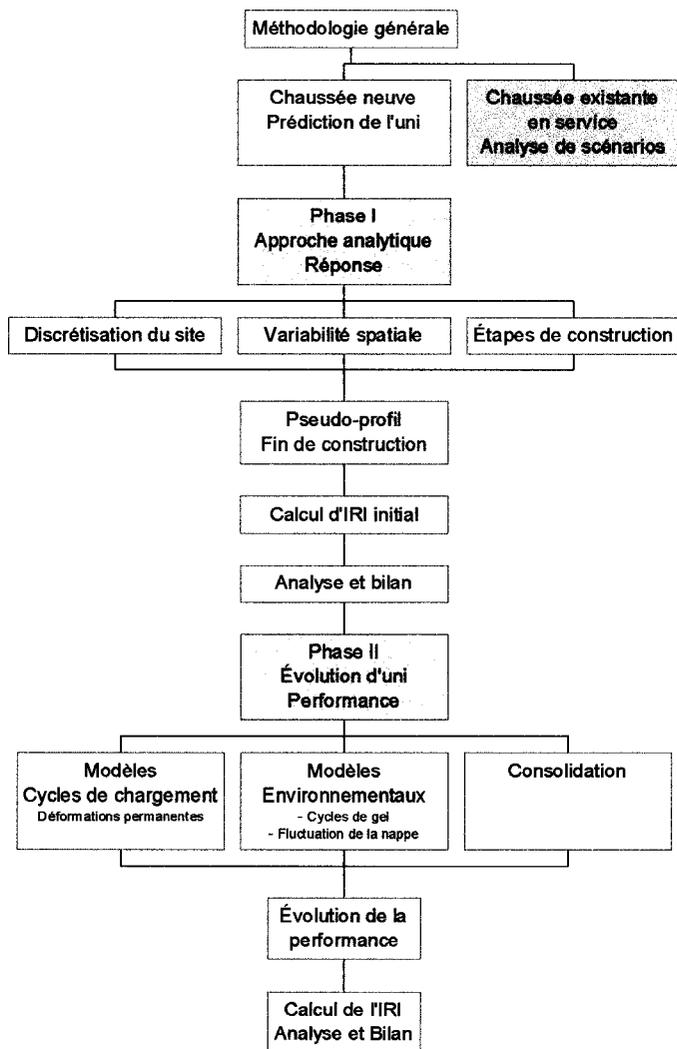


Figure 18 Illustration des deux phases de la méthodologie : Phase I - Approche type réponse; Phase II - Approche type réponse-performance

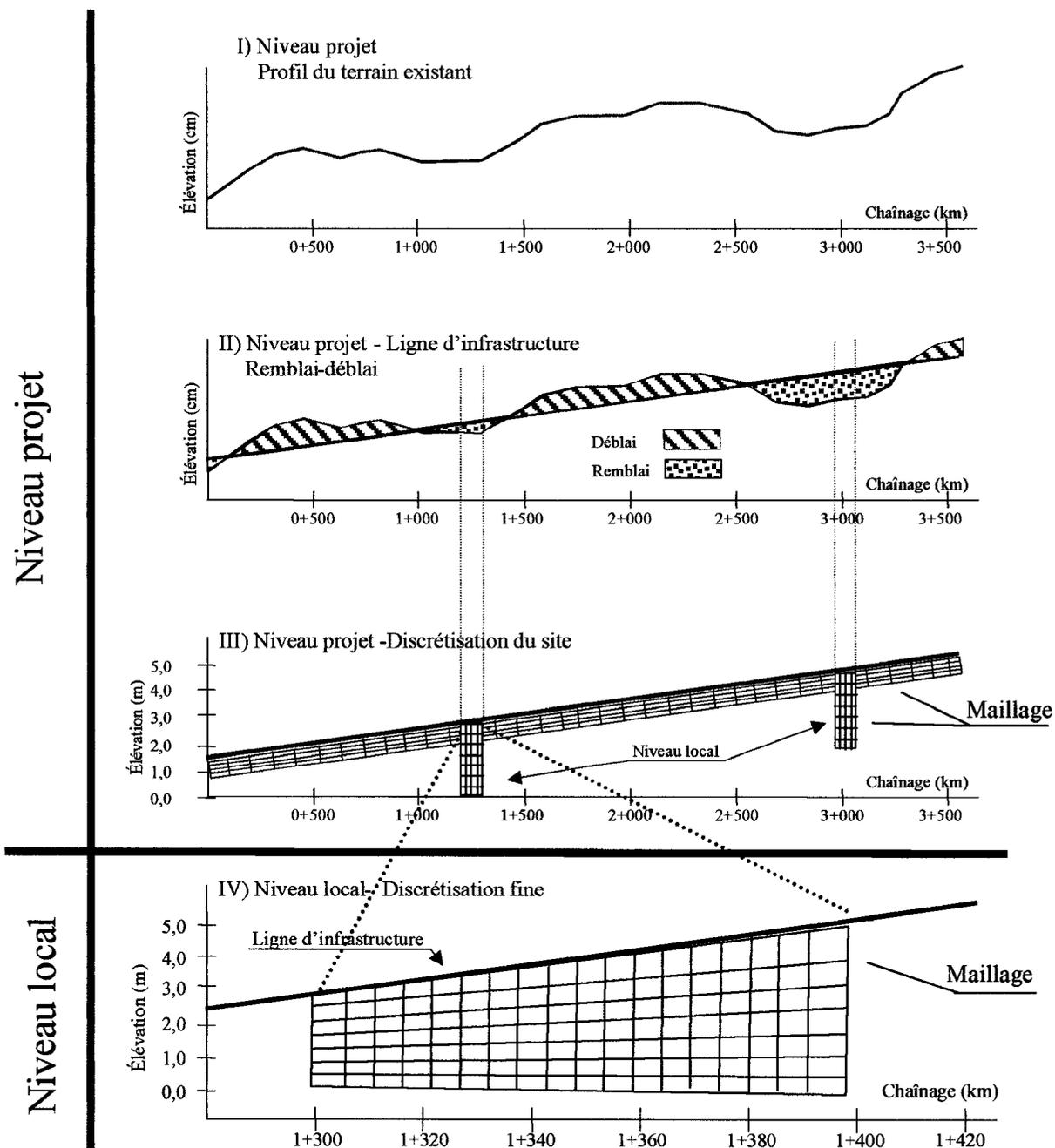


Figure 19 Schématisation des niveaux d'analyse : niveau local et niveau projet

### 3.3 Utilisation des concepts de la "variabilité spatiale" comme outil novateur

Comme il a été mis en relief dans la revue de littérature, la gestion de l'uni passe inévitablement par la maîtrise et l'intégration dans l'analyse des sources potentielles de variabilité. Cette variabilité des caractéristiques du site va produire des déformations verticales sous forme d'ondes de longueurs et d'amplitudes variables.

Afin de simuler numériquement l'effet de cette variabilité, nous proposons de discrétiser la chaussée et les sols d'infrastructure en un nombre fini de couches, constituées chacune de plusieurs éléments. Selon les particularités du site, la discrétisation sera réalisée de manière à considérer la morphologie initiale du site, les caractéristiques particulières des matériaux qui le composent et les étapes de construction prévues. Selon la nature des matériaux, les modèles rhéologiques ainsi que les paramètres pourront être adaptés à chacun des éléments du maillage, ou groupe d'éléments, au besoin.

La variabilité des paramètres déterminants se traduit par un comportement mécanique différentiel. Ce comportement est à l'origine, en partie du moins, de la variation des tassements de la chaussée en surface et perceptible pour l'utilisateur de la route.

Il a été évoqué à la section 1.3.4 que la valeur de l'IRI calculée à partir d'un pseudo-profil nécessite des mesures prises suivant l'axe longitudinal de la chaussée et ce, à des intervalles très rapprochés (plus petits que 300 mm) (Sayers et coll., 1996; Vaillancourt, 2003). C'est donc dire que la modélisation de l'évolution de l'uni d'une chaussée exige une description relativement fine de la variabilité des propriétés des matériaux. À ce titre, nous devons disposer de données qui décrivent tous les aspects de la variabilité en quantité suffisante pour satisfaire l'analyse. Mieux le site sera décrit, meilleurs seront les résultats d'analyse.

Les informations disponibles à partir des plans et devis, elles-mêmes issues de relevés sur le site, bien que très pertinentes, ne sont pas assez nombreuses. Les campagnes d'exploration permettant de pallier ce manque s'avèrent généralement très dispendieuses. Or, en l'absence d'un nombre suffisant de données, il est impossible d'établir de fonctions décrivant de manière fine et discrète le milieu à l'étude.

C'est pourquoi des méthodes d'interpolation et d'extrapolation peuvent être utilisées pour répartir, sur l'ensemble du projet, les données disponibles ponctuellement. Ces méthodes sont basées sur les techniques statistiques et modèles géostatistiques présentés à la section 1.4.3, ainsi qu'à l'annexe 1. Elles permettent de tenir compte de la variabilité spatiale des propriétés physiques et mécaniques, à travers tous les éléments du domaine discrétisé. Le choix des techniques statistiques est fonction de l'information disponible et doit être reconsidéré pour chaque nouvelle étude.

### **3.4 Modélisation numérique : code de calcul, modèles rhéologiques et phases de simulation**

La modélisation numérique du comportement d'une structure de chaussée est au cœur de la méthodologie proposée. Elle permet de comptabiliser le cumul des tassements inhérents à la construction et à l'utilisation de la chaussée. Basée sur des paramètres de caractérisation propre au site et des lois découlant de la mécanique des milieux continus, la modélisation numérique permet de reproduire de manière discrète, point par point, le comportement mécanique de la chaussée et des sols d'infrastructure. C'est à partir de ces résultats de calculs que l'uni, exprimé en termes d'IRI spécifique au site à l'étude, est déterminé.

La modélisation numérique est basée sur un ensemble de composantes qui diffèrent selon la nature du projet. Elle nécessite la prise en compte de plusieurs éléments qui ont une incidence directe sur le résultat escompté dont :

- a. Le choix d'un code de calcul adapté à la nature des matériaux modélisés.
- b. Le recours à des lois de comportement applicables aux matériaux considérés.
- c. La planification des étapes de modélisation par la détermination de phases de simulation.

### **3.4.1 Code de calcul**

La modélisation de l'uni de la chaussée dans son axe longitudinal et tenant compte des sols d'infrastructure nécessite l'emploi d'un outil performant permettant d'intégrer aisément la non-linéarité des géomatériaux ainsi que la discrétisation très fine du milieu.

L'approche analytique qui sert à la modélisation du comportement et à la performance de la chaussée doit être implantée dans un logiciel de calcul bien établi offrant certaines facilités de programmation. Les méthodes numériques par éléments finis (MEF) ou différences finies (MDF) sont toutes deux appropriées dans le contexte de ce projet. Notons parmi les plus populaires le logiciel MEF CESAR, très utilisé en France (Balay et coll., 1998; Gestin et coll., 1999) et le logiciel MEF ABAQUS (Chen et coll., 1995; Mamlouk et coll., 1998) qui intègrent plusieurs modèles de comportement et modules, dont plusieurs appliqués aux chaussées (voir tableau XI). Par ailleurs, le logiciel MDF FLAC intègre également plusieurs modèles de comportement et permet de prendre en compte la présence de l'eau à divers degrés de saturation dans les matériaux poreux. Les deux méthodes numériques (MEF et MDF) permettent l'intégration de sous-routines nécessaires au développement d'un modèle numérique plus complet.

#### **3.4.1.1 Les codes de calcul aux différences finies : le code de calcul FLAC**

Le code de calcul FLAC a été développé en géomécanique par Cundall (1976). La modélisation de matériaux au comportement non linéaire peut induire des instabilités

physiques qui surviennent soudainement (rupture d'un talus). Ce faisant, elles libèrent une énergie cinétique qui se propage en se dissipant à partir de la source. La méthode de calcul de FLAC se distingue principalement des autres par une résolution explicite d'équations avançant dans le temps. Des équations du mouvement dynamique sont incluses dans la formulation. Ceci permet de s'assurer que le schéma numérique est stable même lorsque les systèmes physiques modélisés sont instables. Le terme d'inertie étant inclus dans la formulation numérique, ce processus de dissipation d'énergie est reproduit directement (Billiaux et Cundall, 1993).

La séquence de calcul est illustrée à la figure 20. Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses suite à un changement à la frontière. Les taux de déformation sont ensuite déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déterminer de nouvelles forces et contraintes issues de ces taux. Chaque parcours représente un cycle et constitue la formulation explicite. Le détail de ces calculs est présenté à l'annexe 4.

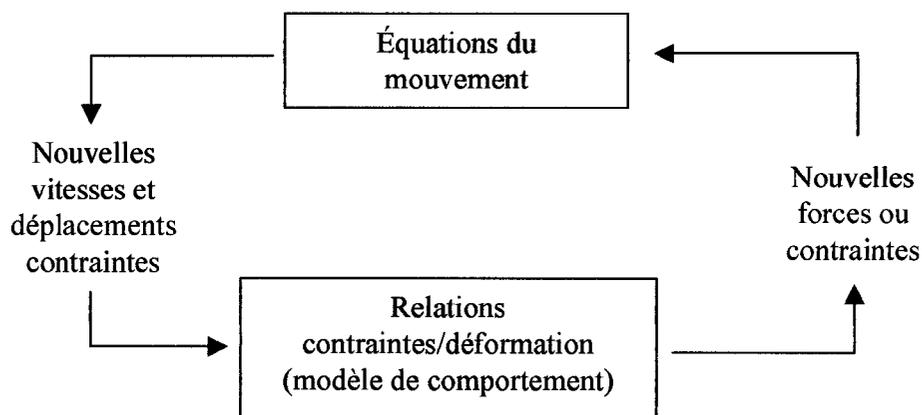


Figure 20 Exemple d'un cycle de calcul explicite dans FLAC

Pour permettre l'étude des systèmes complexes mettant en jeu la non-linéarité, les instabilités physiques et les grandes déformations, la vitesse de "l'onde de calcul" doit

toujours être supérieure à la vitesse de l'onde de propagation physique de façon à ce que les équations opèrent toujours sur des valeurs connues et figées pour la durée des calculs (voir annexe 4).

De plus, la formulation "Lagrangienne" va permettre de réactualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps puisque la méthode n'utilise aucune matrice de rigidité globale et permet donc de traiter un problème à grande déformation de manière rigoureuse et aisée. À l'opposé, avec la formulation "Eulerienne", le matériau se déforme par rapport à un maillage fixe.

Ce code de calcul intègre plusieurs modèles rhéologiques inhérents aux sols (modèle élastique isotropique, modèles élastiques parfaitement plastiques, etc.). Il permet le développement de relations constitutives propres au milieu à l'étude. Également, la distribution de ces modèles dans tout le domaine discrétisé favorise la prise en compte de la variabilité des matériaux et des couches de matériaux. Le code de calcul FLAC permet l'utilisation d'un grand nombre d'éléments ainsi qu'une discrétisation très raffinée du milieu.

Finalement, FLAC permet de réaliser facilement des analyses couplées qui tiennent compte de l'interaction entre la phase solide, formée de particules minérales ou organiques, et la phase liquide. Ces analyses s'avèrent très intéressantes dans le cas où la vitesse de consolidation est un élément important dans l'évolution de la performance de la chaussée.

### **3.4.2 Choix des modèles rhéologiques appliqués à la méthode de modélisation**

Dans la perspective de cibler les outils prédictifs pertinents à l'étude de l'uni des chaussées, une des premières étapes de la modélisation numérique consiste à bien définir le contexte de l'analyse afin d'appliquer le ou les modèles de comportement représentatifs du milieu. Toutefois, l'étude de la plupart des cas de construction routière

se contente de modèles rhéologiques simples, qui sont généralement suffisants pour décrire le comportement mécanique de la chaussée et particulièrement le comportement mécanique des sols d'infrastructure. C'est pourquoi, nous considérons les modèles rhéologiques décrits à la section 2.3.3 comme satisfaisants pour nos besoins actuels de modélisation.

Rappelons que l'étude du comportement rhéologique des matériaux est basée sur le concept de volume élémentaire défini à la section 2.3.1.

### **3.4.3 Phases de simulation**

De façon générale, tel que nous l'avons vu à la section 2.2.3, il existe plusieurs méthodes de modélisation de type réponse-performance permettant de prédire le comportement et l'évolution de la dégradation de la chaussée. Les solutions pour résoudre les problèmes inhérents à la prédiction de l'uni se trouvent donc dans l'application à divers degrés de ces différents modèles.

Comme nous l'avons évoqué précédemment, la méthode de modélisation proposée dans le cadre de cette thèse suggère de répartir la simulation en deux phases en ce qui a trait à la prévision de l'uni : la phase I, présentée à la section 3.4.3.1, permet l'estimation des valeurs d'IRI en fin de construction et la phase II, présentée à la section 3.4.3.2, permet l'estimation de l'évolution de l'IRI de la chaussée en service à partir des résultats issus de la phase I.

#### **3.4.3.1 Phase I : estimation de l'IRI relatif à l'état initial du terrain et aux effets de la construction**

La phase I constitue une étape cruciale dans la méthode de modélisation développée puisque l'évolution du profil de la chaussée va dépendre du profil existant en fin de construction (Mrawira et coll., 2001). Elle est basée sur deux aspects

importants relativement aux résultats escomptés : 1) la représentation fidèle du site à l'étude, et 2) la modélisation des étapes de construction.

#### **3.4.3.1.1 Représentation du site**

La représentation fidèle du site consiste en la construction d'un maillage permettant une description réaliste en termes de :

- a. Nature du sol en place : propriétés physique et mécanique;
- b. Élévation du terrain vierge;
- c. Stratigraphie des différentes couches;
- d. Position initiale de la nappe phréatique;
- e. Profondeur du refus (couche rigide);
- f. Variabilité spatiale des caractéristiques du site.

À cet égard, une investigation importante doit être réalisée afin d'obtenir ces informations qui sont de nature plutôt intrinsèque. Cependant, il existe plusieurs informations essentielles disponibles avec les plans et devis. De plus, l'analyse détaillée de certains secteurs représentatifs (niveau local) va permettre d'obtenir les données manquantes à la construction du maillage sans nécessairement sonder l'ensemble du site.

#### **3.4.3.1.2 Modélisation des étapes de construction**

La modélisation des étapes de construction peut s'avérer complexe. Il s'agit de simuler la construction de la chaussée en tenant compte des transformations subies par le site. Cela implique :

- a. Décapage (enlèvement des sols organiques);
- b. Excavation des fossés : rabattement de la nappe phréatique;

- c. Construction de la plate-forme de chaussée (assise);
- d. Construction de la structure de chaussée proprement dite.

Plusieurs effets liés aux étapes de construction tels que : le rabattement de la nappe phréatique, les excavations et remblayages, sont directement pris en compte par le code de calcul, le comportement des sols est alors décrit par des modèles rhéologiques simples (ex. élastique). Cependant, les tassements permanents produits par la machinerie en cours de construction nécessitent l'utilisation de modèles élastoplastiques tels que décrit aux sections 2.3.3.3 et 2.3.3.4.

En fin de phase I, les tassements cumulés permettent de calculer le pseudo-profil et d'en déterminer l'IRI correspondant. Cet IRI, calculé à tous les dix mètres, peut être décomposé selon plusieurs longueurs d'ondes. Cette décomposition permet une analyse de l'uni en fonction de l'origine des dégradations.

### **3.4.3.2 Phase II : analyse de l'évolution de l'IRI**

À partir des résultats issus de la phase I, sous la forme de variation d'IRI pour l'ensemble du projet, il est possible d'évaluer l'évolution de cet IRI dans le temps et ainsi prédire la qualité de la chaussée selon certaines approches de type performance. Cependant, étant donné les objectifs fixés dans le cadre de la thèse, peu de développements ont été réalisés dans ce sens. Par conséquent, nous ne présentons ici que quelques pistes de réflexion qui devront être approfondies afin de compléter le volet "évolution de l'IRI" de la méthodologie de modélisation proposée.

#### **3.4.3.2.1 Modélisation de l'évolution de l'IRI dans le temps**

Dans notre contexte, le mot "évolution" fait spécifiquement référence au temps. À cet égard, tous les phénomènes susceptibles de contribuer à la dégradation progressive de la

qualité d'uni de la chaussée en service sont liés au temps. Les facteurs les plus déterminants, dans cette optique, décrits à la section 1.3.3, sont avant tout extrinsèques (sauf le premier), et sont principalement :

- a. la nature des matériaux d'infrastructure (cohérent-pulvérulent);
- b. le nombre de passages de véhicules (N-ÉCAS);
- c. la variation saisonnière de la nappe phréatique;
- d. le cycle annuel de gel-dégel.

**La nature des matériaux d'infrastructure (cohérent-pulvérulent)** - La nature des sols d'infrastructure revêt une importance considérable quant à l'évolution de l'uni de la chaussée. Les sols pulvérulents ou granulaires et les sols cohérents ont des comportements complètement différents dans le temps.

La différence majeure entre le comportement rhéologique des matériaux pulvérulents et celui des matériaux cohérents se traduit par la vitesse des déformations sous charge à la suite de la construction de la chaussée. Pour le cas des matériaux d'infrastructure pulvérulents, on peut admettre que les tassements ou gonflements résultant de la construction de la chaussée sont instantanés (Lambe et coll., 1968; Holtz et coll., 1981). C'est le cas du site à l'étude dans le cadre de cette thèse.

Pour les matériaux cohérents, la consolidation décrit le phénomène de tassement associé au temps et est fortement tributaire de la perméabilité du sol. En effet, les charges appliquées sur un sol cohérent sont d'abord reprises par l'eau interstitielle et engendrent une augmentation des pressions interstitielles. Avec le temps, la dissipation plus ou moins rapide de ces pressions interstitielles permet au sol de reprendre progressivement la charge qui commence ainsi à se déformer sous la contrainte. Selon la perméabilité des sols, ce processus sera plus ou moins long, de quelques mois à plusieurs dizaines d'années. Afin de prendre en compte la consolidation comme phénomène affectant

l'évolution de la performance de la chaussée, on doit connaître la vitesse de consolidation et ainsi le taux de tassement annuel du sol cohérent d'infrastructure.

**Nombre de passages de véhicules (N-ÉCAS)** - Afin de tenir compte des déformations permanentes induites dans les sols d'infrastructure par le passage des véhicules, plusieurs modèles empiriques ont été développés. À cet égard, le tableau XI de la section 2.3.3.3 présente les modèles de Hornych (1993) et de Ullidtz (1993) qui décrivent la déformation permanente en fonction du nombre de cycles de chargement-déchargement. Il est clair que selon les conditions du site et les paramètres disponibles, il est possible d'établir un taux de déformations permanentes des sols d'infrastructure à partir d'un de ces modèles, et ainsi décrire l'évolution de la performance sur une base mensuelle ou annuelle en fonction d'un nombre de passages N (ÉCAS) estimé.

**Variation saisonnière de la nappe phréatique** - La fluctuation saisonnière de la nappe phréatique affecte la rigidité des sols (Holtz et coll., 1981), entraîne des variations d'élévation de la chaussée (Thomas et coll., 1998) ainsi qu'une augmentation de déformations permanentes (Balay et coll., 1998), etc. La fluctuation de la nappe phréatique peut être estimée à partir de données hydrogéologiques, et prise en compte dans la modélisation, soit directement à l'aide du code de calcul, soit en utilisant un modèle de comportement issu de la littérature.

**Cycle annuel de gel-dégel** - Au Québec, le cycle annuel du gel-dégel est un facteur important de l'évolution de l'uni. Il existe plusieurs modèles permettant d'estimer la profondeur de gel selon les caractéristiques de la chaussée ou l'effet du gel sur la viabilité de la chaussée (AASHTO, 1986). Doré et coll. (2001b) proposent une relation permettant de faire un lien entre l'uni d'été et l'uni d'hiver en relation avec la variabilité des caractéristiques des sols d'infrastructure. Cette approche est particulièrement intéressante puisque dans la méthodologie de modélisation proposée, l'uni de fin de construction peut servir d'uni de base et la connaissance de la variabilité des

caractéristiques des sols fait en sorte que cette approche s'intègre bien dans notre démarche.

#### 3.4.4 Récapitulatif

La méthodologie de modélisation proposée afin de simuler le comportement des sols d'infrastructure est de type **réponse-performance**. Le comportement rhéologique simple simulé à la phase I par le code de calcul va permettre l'évaluation des tassements induits par les étapes de construction et le rabattement de la nappe phréatique.

La phase II va permettre d'estimer l'évolution de la performance en tenant compte de la consolidation, du nombre de cycles de chargement et d'autres phénomènes environnementaux jugés significatifs. Dans ce contexte de modélisation de l'évolution de l'IRI, le temps est pris en compte en fonction du nombre d'ÉCAS évalué à partir du DJMA estimé pour la route projetée : **le mode temporel se traduit alors en mode fréquentiel**. Appliquant les divers modèles associés aux phénomènes décrits précédemment, il sera possible d'évaluer la dégradation de la chaussée en fonction du temps et en considérant la variabilité spatiale du site.

Par ailleurs, compte tenu de l'aspect particulier de la méthode de modélisation proposée, qui tient compte de la spécificité des sites, il est certain que les approches considérées à chacune des étapes d'analyse et décrites dans cette section doivent être réévalués pour chaque nouveau projet. Toutefois, on distinguera deux approches types qui regrouperont la majorité des cas d'étude et qui dépendront essentiellement de la nature des sols d'infrastructure, soit : le comportement instantané (matériaux granulaires) et le comportement à long terme (matériaux cohérents).

### **3.5 Traitement des données de l'évolution des déformations verticales de surface calculée : analyse du pseudo-profil**

Les calculs réalisés à partir du code de calcul FLAC fournissent un ensemble de données relatives à la déformation verticale à la surface de la chaussée. À partir des élévations initiales et des déformations calculées, on détermine le pseudo-profil de la chaussée. Ce pseudo-profil évolue dans le temps et c'est par le calcul de l'IRI que l'on cherche généralement à quantifier cette évolution. Or, les valeurs de l'IRI donnent une appréciation globale de la qualité du profil de la route sans permettre de cibler les facteurs à l'origine de cette évolution.

Toutefois, à partir du pseudo-profil, on peut départager les différents défauts à l'origine des fluctuations de l'uni puisque le pseudo-profil traduit les variations d'élévations du profil longitudinal de la chaussée. D'un point de vue analytique, ces variations peuvent être avantageusement associées à des ondes dont la longueur peut être corrélée avec l'origine de ces variations : grandes longueurs d'ondes, couches profondes; petites longueurs d'ondes, couches superficielles (OCDE, 1984; Tessier, 1990; Durand et coll., 1993; Huang 1993). Dans le domaine routier, le pseudo-profil (figure 3) d'une chaussée représente donc un signal discontinu aléatoire décrit dans le domaine élévation/distance. Les pseudo-profils obtenus des calculs par FLAC seront donc analysés dans le but d'évaluer la contribution des déformations subies par le sol support à la valeur d'IRI associée aux pseudo-profils de grandes longueurs d'ondes.

Pour assurer une analyse efficace des données, il convient d'utiliser un outil permettant la décomposition du pseudo-profil global d'une chaussée en pseudo-profils élémentaires. Ces pseudo-profils élémentaires correspondent, à des longueurs d'ondes bien déterminées, sur lesquelles on calcule un IRI. L'hypothèse sous-jacente à cette approche est que l'IRI, calculé sur un pseudo-profil élémentaire, est proportionnel à l'uni de la chaussée décrit par ce dernier.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons élaboré une méthode de calcul pour la décomposition d'un pseudo-profil en pseudo-profils élémentaires et les outils nécessaires pour le calcul des IRI correspondants de manière à assurer un traitement efficace des données issues aussi bien des calculs numériques (code FLAC), que celles mesurées in situ par un profilomètre. Cette section présente l'outil et la méthode utilisés qui permettent le lien entre les résultats obtenus de l'analyse numérique en termes de l'évolution du tassement à la surface de la chaussée et la valeur de l'IRI associée aux sols d'infrastructure.

### **3.5.1 Décomposition du pseudo-profil**

Le filtrage du pseudo-profil se fait selon l'hypothèse qu'il est possible de décomposer un signal aléatoire en plusieurs signaux sinusoïdaux élémentaires d'amplitudes et de longueurs d'ondes variables et dont la somme permet de reconstituer le signal d'origine (Sayers et coll., 1998). Le filtrage du pseudo-profil est réalisé à l'aide du filtre Butterworth qui permet de décomposer le pseudo-profil en plusieurs bandes passantes.

Le filtre Butterworth est un filtre largement utilisé en analyse spectrale dans l'étude des signaux aléatoires (Irvine, 2001). Ce filtre est caractérisé par sa fréquence de coupure. Il est utilisé en passe-bas, passe-haut et passe-bande. Un filtre passe-bas permet aux basses fréquences de passer en éliminant les plus hautes. À l'inverse, un filtre passe-haut permet aux hautes fréquences de passer en éliminant les plus basses. Le filtre passe-bande utilise ces deux approches pour permettre le passage d'une bande de fréquence, la bande passante. Le filtre Butterworth permet d'atténuer rapidement un signal. Il a comme particularité qu'à la fréquence de coupure choisie, le signal d'entrée est atténué d'une valeur de -3dB ou à 0,707 fois son amplitude.

Par exemple, à la figure 21, pour un filtre passe-bas, un signal d'entrée d'amplitude 1 et dont la fréquence de coupure choisie est de 100 Hz verra son amplitude atténuée à 0,707 à la fréquence de coupure choisie. Par ailleurs, les fréquences supérieures à 100 Hz

seront atténuées plus ou moins rapidement en fonction de la courbe de gain (fonction de transfert) déterminée par l'ordre du filtre. L'utilisation du filtre d'ordre 6 produit une atténuation très rapide du signal à partir de la fréquence de coupure et permet donc de bien délimiter les bandes passantes à l'étude (Vaillancourt et coll., 2003).

Afin d'effectuer le filtrage efficace d'un pseudo-profil, sans perdre d'informations, nous devons couvrir la plus grande gamme possible de longueurs d'ondes dans une limite définie par la longueur du tronçon étudié. Or, bien que le domaine des longueurs d'ondes ayant une incidence sur l'IRI se situe entre 0,7 et 45 mètres (OCDE, 1984), nous avons choisi de balayer le domaine des longueurs d'ondes comprises entre 0,35 et 90,5 mètres (entre 2,8 et 0,011 cycle/m). Cette procédure est établie afin de permettre, par l'addition des pseudo-profil élémentaires, de reconstituer le pseudo-profil brut et ainsi évaluer l'erreur due au filtrage. Le domaine est alors divisé en huit bandes passantes couvrant chacune un octave et dont la fréquence centrale est le double de la précédente.

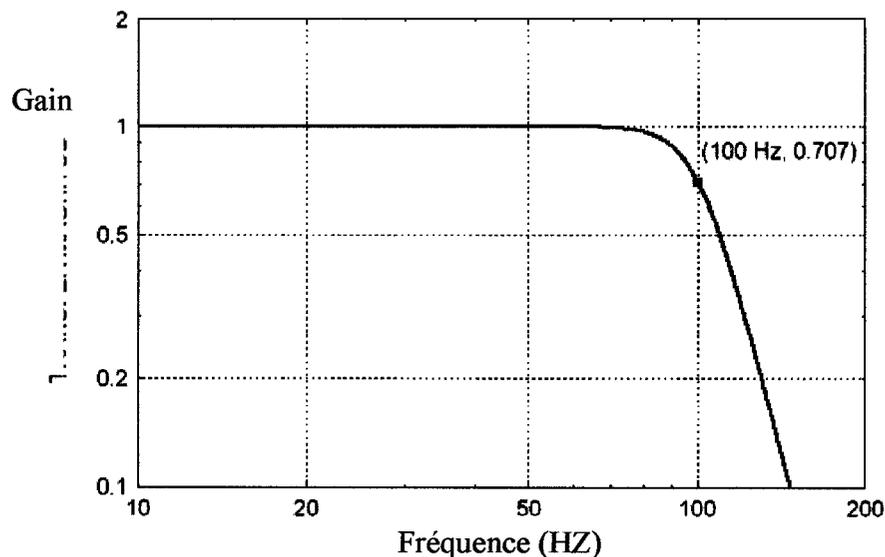


Figure 21 Effet du filtre passe-bas Butterworth d'ordre 6 sur un signal unitaire. Atténuation du signal suivant la courbe (fonction de transfert du filtre, gain) pour une fréquence donnée

Cette approche est préconisée afin que, d'une part, on puisse couvrir l'ensemble des fréquences comprises dans la section à l'étude de manière à effectuer un filtrage le plus exact possible et, d'autre part, ce traitement par bandes passantes permet d'établir un modèle précis ( $r^2 > 0,80$ ) pour la prévision de la sollicitation vibratoire moyenne des occupants d'un véhicule routier. Ce dernier point est notamment mis en relief par Delanne (Delanne, 1999). Le tableau XIV présente les fréquences centrales ainsi que les limites supérieures et inférieures de chacune des 8 bandes passantes (d'une octave chacune) choisies. Pour montrer les avantages à décomposer le pseudo-profil en pseudo-profils élémentaires suivant ces bandes passantes, les pseudo-profils mesurés sur un tronçon de route avant (figure 22, trait rouge) et après (figure 22, trait bleu) une action de resurfacement ont été filtrés par le filtre Butterworth selon les bandes passantes du tableau XIV.

Tableau XIV

## Fréquences limites utilisées pour le filtre Butterworth

Bande n°	Longueur d'onde centrale, $\lambda$ (m)	Fréquence centrale visée en cycles/m ( $\lambda$ )	Fréquence de coupure inférieure (passe-haut) ( $\lambda$ )	Fréquence de coupure supérieure (passe-bas) ( $\lambda$ )
1	0,5	2,0	1,414 (0,707)	2,828 (0,353)
2	1,0	1,0	0,707 (1,4)	1,414 (0,707)
3	2,0	0,5	0,354 (2,8)	0,707 (1,4)
4	4,0	0,25	0,177 (5,6)	0,354 (2,8)
5	8,0	0,125	0,088 (11,3)	0,177 (5,6)
6	16,0	0,063	0,0442 (22,6)	0,088 (11,3)
7	32,0	0,031	0,0221 (45,2)	0,0442 (22,6)
8	64,0	0,016	0,011 (90,5)	0,0221 (45,2)

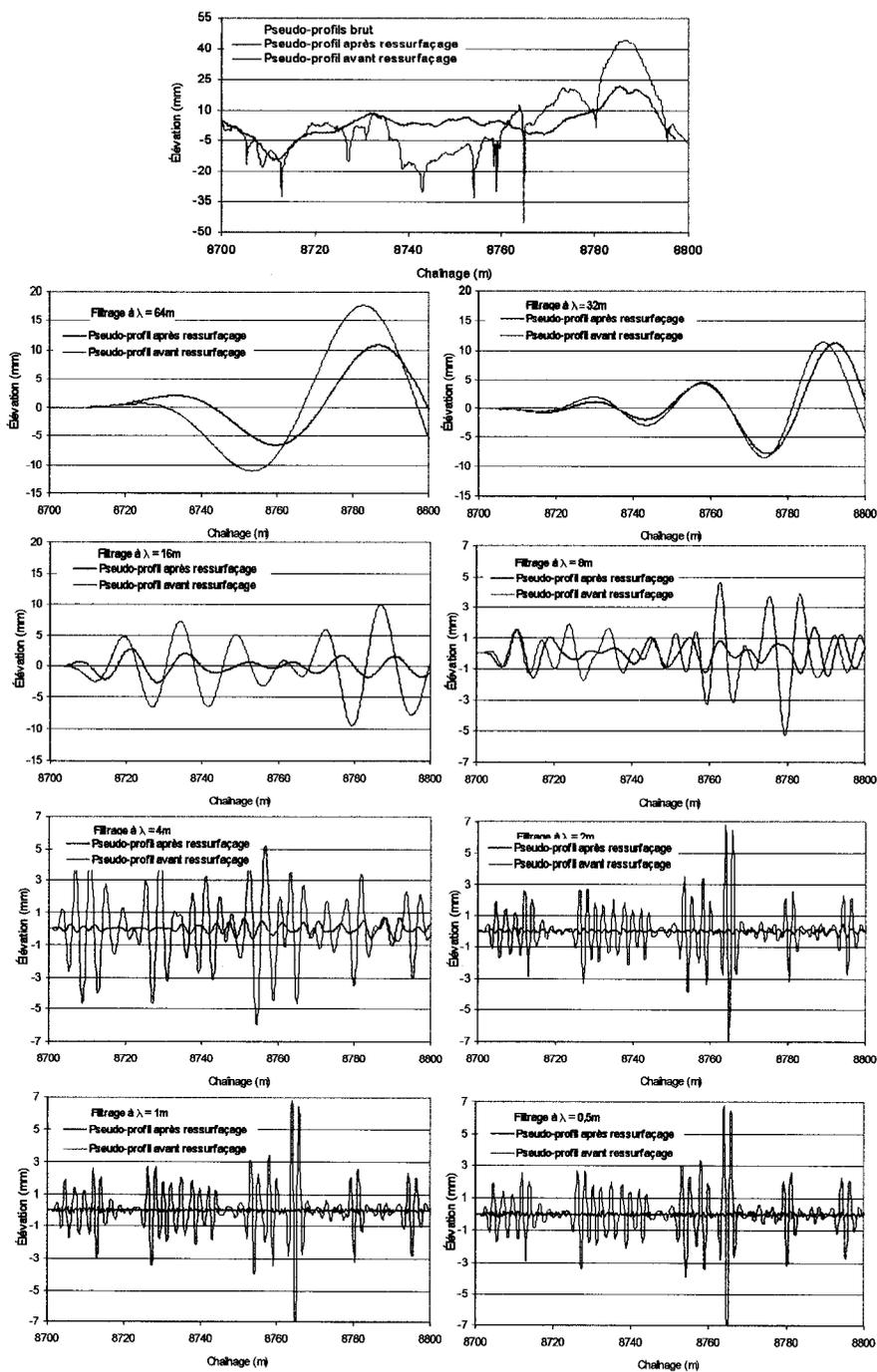


Figure 22 Pseudo-profil brut, avant (rouge) et après (bleu) des opérations de ressuffaage

Les pseudo-profils originaux (2 pseudo-profils), et les pseudo-profils élémentaires (16 pseudo-profils) obtenus après filtrage sont présentés à la figure 22. Une analyse rapide de la figure 22 nous permet de constater l'effet du ressurlaçage sur la chaussée existante. On remarque d'abord que les grandes longueurs d'ondes ne sont pas affectées par le ressurlaçage. À partir de la longueur d'onde  $\lambda = 16$  mètres, l'atténuation du signal est importante (trait bleu), et s'intensifie de plus en plus avec la diminution des longueurs d'ondes. De plus, cette figure permet de visualiser rapidement, par l'amplitude relative des signaux, les zones de la section les plus endommagées.

### 3.5.2 IRI brut et IRI par bandes passantes

Dans l'approche d'analyse proposée et élaborée à la section précédente, la décomposition du pseudo-profil brut en pseudo-profils élémentaires, couplée au calcul des IRI correspondants, représente la pierre angulaire permettant de mettre en relief la contribution des sols d'infrastructure à l'altération de l'uni de surface. C'est essentiellement sur les pseudo-profils élémentaires représentatifs des grandes longueurs d'ondes qu'il convient de concentrer nos analyses pour mettre en relief l'importance des sols d'infrastructure.

Dans ce contexte, le calcul de l'IRI permet l'interprétation des pseudo-profils en quantifiant leur contribution relative et ainsi en faciliter l'analyse. Le traitement d'un pseudo-profil est traduit en termes d'IRI à deux niveaux, soit :

- a. **Le calcul de l'IRI sur le pseudo-profil brut :  $IRI_{Brut}$ .** Le calcul de l' $IRI_{Brut}$  est réalisé à partir de pseudo-profils mesurés directement sur la chaussée ou issus des résultats de simulations numériques (FLAC). Le calcul de l' $IRI_{Brut}$  s'effectue selon les prescriptions de la section 1.3.4 et les paramètres de calcul sont les mêmes que ceux utilisés par le MTQ : un intervalle de 150 mm entre les mesures

de pseudo-profil, une vitesse de 80 km/h ou 22,2 m/s et les paramètres du système de suspension du véhicule standardisé "véhicule étalon" (figure 5).

**b. Le calcul de l'IRI sur chacun des pseudo-profils élémentaires obtenus par filtrage du pseudo-profil brut: l'IRI<sub>BP</sub>.** Pour un pseudo-profil brut, on détermine une valeur d'IRI<sub>Brut</sub> et huit valeurs d'IRI<sub>BP</sub>, une par bande passante. L'IRI<sub>BP</sub> permet d'évaluer leur performance par rapport à l'IRI<sub>Brut</sub>, lequel est représentatif de l'uni du tronçon étudié.

En partant de l'hypothèse que l'on peut associer l'IRI calculé sur un pseudo-profil élémentaire à la dégradation réelle de l'uni de la chaussée correspondant à la longueur d'onde centrale de ce pseudo-profil élémentaire (Flamand, 2000; Doré et coll., 2001a; Vaillancourt et coll., 2003), l'approche proposée permet donc de décrire les défauts d'uni selon leur origine probable.

À ce stade, étant donné l'importance que prend cette approche dans la réflexion ayant mené au développement de la méthode de modélisation ainsi qu'aux résultats de simulation obtenus, il est important d'apporter quelques remarques et éléments d'explication qui témoignent du bien-fondé de cette approche.

Sur la base de l'ensemble des analyses effectuées selon l'approche proposée, nous avons constaté que l'IRI calculé sur la somme des pseudo-profils élémentaires, qui représente l'IRI reconstitué (IRI<sub>reconstitué</sub>), est bel et bien égal à l'IRI<sub>Brut</sub>.

La figure 23 présente un pseudo-profil initial et le pseudo-profil reconstitué qui y est associé. Non seulement les deux pseudo-profils sont semblables mais de surcroît, les IRI correspondants sont très voisins. En fait, nous avons confirmé que généralement, pour les analyses réalisées, l'écart relatif entre l'IRI<sub>reconstitué</sub> et l'IRI<sub>Brut</sub> est rarement plus grand que 5 %.

Par ailleurs, nous avons constaté que la somme des  $IRI_{BP}$  issus de chacun des pseudo-profils élémentaires ( $IRI_{BPtotal}$ ), obtenus par la décomposition d'un pseudo-profil brut, est nettement différente de  $IRI_{Brut}$  calculé sur le pseudo-profil brut. De surcroît, la valeur de  $IRI_{BPtotal}$  augmente en fonction du nombre de pseudo-profils élémentaires décomposés. Par exemple, lorsque le pseudo-profil brut est filtré par une seule bande passante couvrant toute la gamme des longueurs d'ondes (0,707-45,2), la valeur de  $IRI_{BPtotal}$  calculé sur ce pseudo-profil est 1,1 fois plus grande que la valeur d' $IRI_{Brut}$ , alors qu'il est plus de deux fois plus grand lorsque le nombre de pseudo-profils élémentaires couvrant toute la gamme des longueurs d'ondes est de 6.

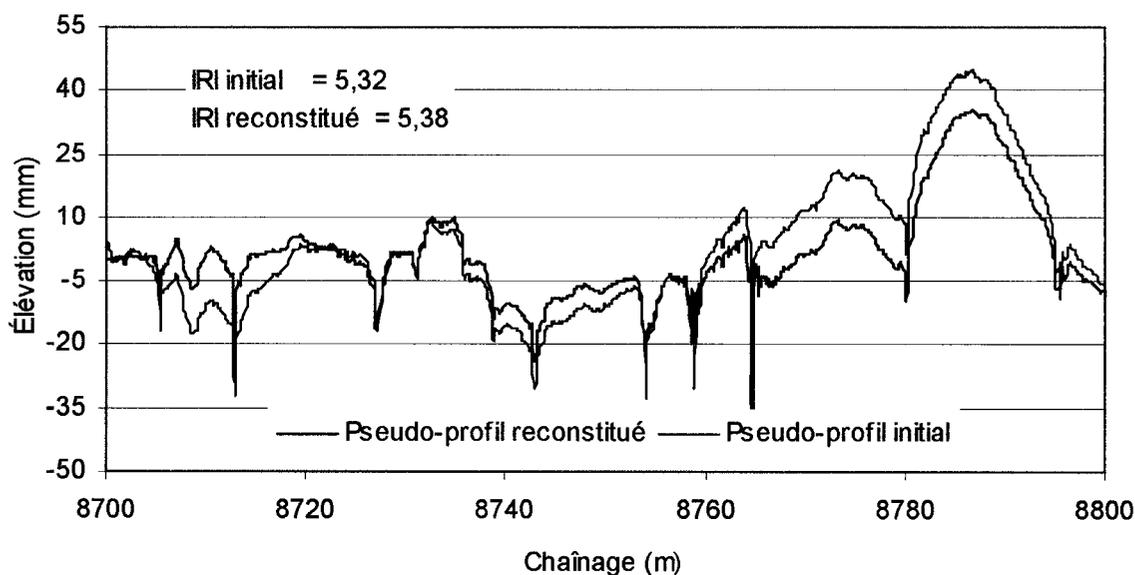


Figure 23 Graphique présentant le pseudo-profil initial et le pseudo-profil reconstitué

Le tableau XV présente les facteurs d'atténuation qui doivent être appliqués aux  $IRI_{BP}$  selon le nombre de pseudo-profils élémentaires utilisés dans la décomposition du pseudo-profil brut.

Par conséquent, afin d'évaluer la contribution réelle de chaque pseudo-profil élémentaire à l'uni de la chaussée, les  $IRI_{BP}$  doivent être pondérés selon le facteur d'atténuation correspondant au nombre de bandes passantes utilisées dans la décomposition. Ainsi, la décomposition d'un pseudo-profil brut selon huit bandes passantes, c'est-à-dire en huit pseudo-profils élémentaires, nécessite la pondération de chaque  $IRI_{BP}$  calculé par un facteur de  $1/2,2 = 0,4545$ .

Tableau XV

Amplification des  $IRI_{BP}$  en fonction du nombre de pseudo-profils élémentaires utilisés dans la décomposition du pseudo-profil brut

Nombre de pseudo-profils élémentaires	Bande passante correspondante	$IRI_{BPtotal}$ p/r à $IRI_{Brut} = 1$ (Amplification)	Facteur d'atténuation
1	(0,707-45,2)	1,1	0,91
2	(0,707-5,6) (5,6-45,2)	1,40	0,714
3	(0,707-2,8) (2,8-11,3) (11,3-45,2)	1,61	0,602
6	(0,707-1,4) (1,4-2,8) (2,8-5,6) (5,6-11,2) (11,2-22,6) (22,6-45,2)	2,03	0,5

La figure 24 montre la fonction qui correspond aux résultats du tableau XV, et à partir de laquelle nous établissons la relation qui permet d'évaluer le facteur de pondération en fonction du nombre de bandes passantes (nombre de BP). La relation est :

$$\text{Pondération} \approx 1,111 * (\text{nombre BP})^{0,3379} \quad (3.1)$$

À partir des résultats des figures 22 et 24, la distribution des  $IRI_{BP}$  pondérés et non pondérés est présentée à la figure 25. Il convient de souligner que les valeurs limites de la distribution, soit les bandes passantes #1 et #8, ne sont pas significatives puisque le filtre du quart de véhicule atténue presque complètement le signal pour ces longueurs d'ondes.

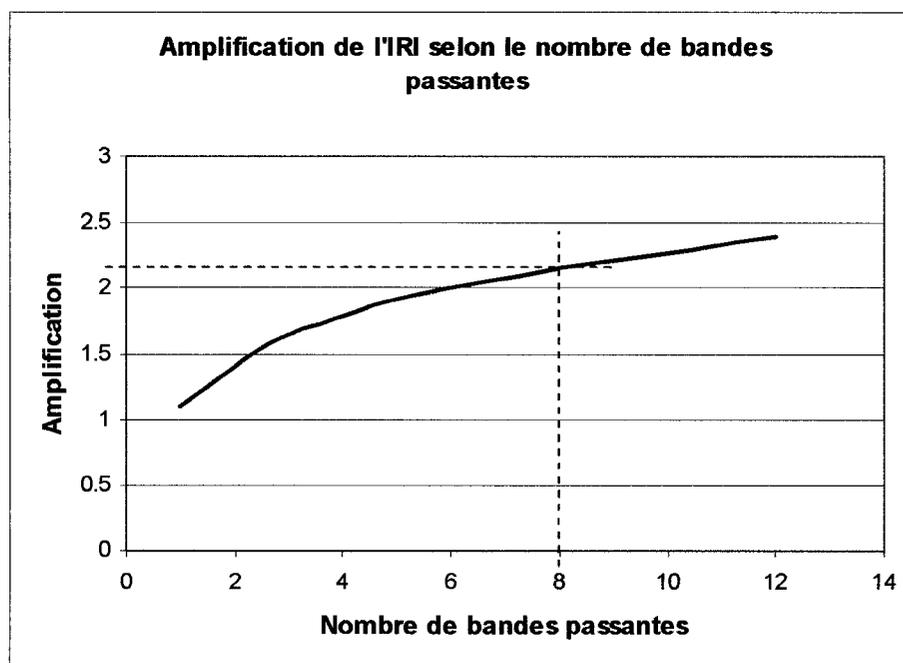


Figure 24 Fonction décrivant l'amplification de l'IRI en fonction du nombre de bandes passantes

Il est clair que le filtrage du pseudo-profil brut modifie la réponse en termes d'IRI. Afin de s'assurer de la validité des valeurs d' $IRI_{BP}$  calculées sur les pseudo-profils élémentaires, ainsi que de l'authenticité leur contribution à l' $IRI_{Brut}$ , nous devons montrer le lien qui existe entre l' $IRI_{Brut}$ , et l' $IRI_{BP}$ . Pour ce faire, nous utilisons la définition même de l'IRI ainsi que la fonction de transfert du quart de véhicule. Pour bien suivre le raisonnement, nous l'avons décrit en cinq étapes :

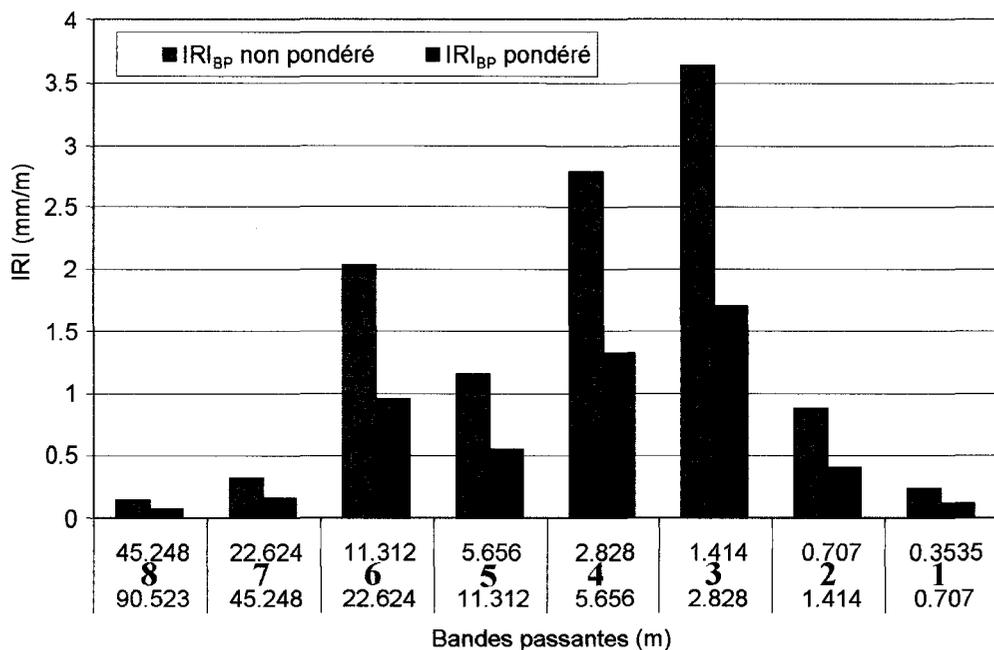


Figure 25 Distribution d'IRI par bande passante du pseudo-profil de la figure 3

- Le modèle du quart de véhicule agit comme un filtre. Un signal sinusoïdal filtré par le modèle du quart de véhicule est soumis à la fonction de transfert du modèle (figure 5). Le signal de sortie obtenu de ce filtre est donc amplifié ou atténué par le GAIN de la fonction de transfert et selon sa longueur d'onde.
- La valeur du GAIN pour chaque fréquence (ou longueur d'onde) de la fonction de transfert du modèle du quart de véhicule est décrite par cette relation :

$$\text{GAIN} = \frac{\text{Amplitude moy. du sinus de sortie}}{\text{Amplitude moy. du sinus d'entrée}} = \frac{\text{pente moy. du signal de sortie}}{\text{pente moy. du signal d'entrée}} \quad (3.2)$$

- c. L'utilisation d'un filtre Butterworth afin de filtrer un signal aléatoire discontinu (pseudo-profil), produit des signaux décomposés de forme sinusoïdale dont la longueur d'onde est centrée sur la bande passante utilisée.
- d. La pente mesurée entre chaque point composant un signal sinusoïdal constitue aussi un signal sinusoïdal. La pente moyenne du signal de sortie correspond à la définition de l'IRI (Sayers et coll., 1986).
- e. Par conséquent, si après filtrage il est possible de reproduire la fonction de transfert du modèle du quart de véhicule, pour chaque fréquence (selon l'équation 3.2), l' $IRI_{BP}$  ainsi obtenu constitue réellement une partie de l' $IRI_{Brut}$ .

L'IRI ainsi calculé correspond à la somme des  $IRI_{BP}$ , l' $IRI_{BPtotal}$  multiplié par le facteur d'atténuation du tableau XV et correspond à l' $IRI_{Brut}$ . Les valeurs d' $IRI_{BP}$  calculées sur chaque **pseudo-profil élémentaire** sont donc proportionnelles à leurs effets sur l'uni et peuvent s'exprimer soit en termes de pourcentage de l' $IRI_{Brut}$ , soit en termes d' $IRI_{BP}$  pondéré et dont la somme égale l' $IRI_{Brut}$ .

### 3.5.3 Application aux chaussées neuves et en service

Dans le cas d'une chaussée neuve, l'approche de l' $IRI_{BP}$  permet, dans un premier temps, l'étude de l'effet d'une couche spécifique de la structure sur l'uni de la chaussée. On cherchera donc, dans le cadre de ce projet, à évaluer la dégradation de la chaussée uniquement en fonction des sols d'infrastructure et de leur variabilité et ce, en partant de l'hypothèse que les déformations dans ces couches de matériaux produisent des défauts de grandes longueurs d'ondes à la surface de la chaussée.

Dans un deuxième temps, en fin de construction, nous exploiterons l'approche proposée quant au traitement par décomposition du pseudo-profil, l'approche  $IRI_{BP}$ , de manière à déterminer l'emplacement longitudinal et vertical pouvant être à l'origine d'un IRI non conforme. Des interventions correctrices judicieuses, basées sur les résultats de l'analyse proposée, pourraient dès lors être réalisées. Dans ce contexte, l'approche développée représente un outil d'aide à la décision pour l'entrepreneur permettant de cibler les zones plus critiques.

Dans le cas d'une chaussée en service, l'approche de l' $IRI_{BP}$  permettra un premier diagnostic des causes de la mauvaise qualité d'IRI et de déterminer des stratégies d'intervention optimales par simulation de l'intervention visée et le calcul de l'IRI ainsi obtenu, le tout par l'analyse des données du profilomètre.

#### **3.5.4 Développement d'un outil d'analyse de l'IRI**

Dans le cadre de ce projet de doctorat, un programme sur Excel a été développé afin de mettre en œuvre l'approche proposée quant au traitement par décomposition du pseudo-profil de manière à automatiser la décomposition du signal et le calcul des  $IRI_{BP}$ . Cet outil d'analyse de l'IRI permet le filtrage des pseudo-profils à l'aide du filtre Butterworth. Il permet le calcul de l' $IRI_{Brut}$  et de l' $IRI_{BP}$  par le modèle du quart de véhicule. L'annexe 5 présente les détails de cet outil et une publication sur le sujet (Vaillancourt et coll., 2003).

Une des applications développées dans ce programme permet notamment d'estimer l'IRI par tranche de 10 mètres de chaque kilomètre de données. Cette façon de faire est innovatrice et permet de tracer une courbe de la fluctuation d'IRI en fonction du chaînage avec une valeur d' $IRI_{Brut}$  moyen à tous les 10 mètres. Cette forme de présentation des résultats sera utilisée au chapitre 7 dans l'analyse et le calage des simulations numériques.

### 3.6 Synthèse de la méthode projetée sous forme d'organigramme

La figure 26 présente l'organigramme des principales étapes de la méthode développée en vue de prédire l'uni de fin de construction d'une chaussée neuve et son évolution en service. La méthode se présente en deux phases distinctes : la phase I consistant à estimer des valeurs d'IRI en fin de construction et la phase II permettant d'estimer l'évolution de l'IRI à partir des résultats issus de la phase I. L'analyse du site effectuée au niveau local et niveau projet sont par conséquent confondues dans le diagramme. Rappelons que l'analyse au niveau local est nécessaire pour réaliser une étude approfondie du site afin de modéliser une problématique particulière et afin de permettre une caractérisation du site au niveau projet.

### 3.7 Conclusion

Ce chapitre a permis de décrire, de manière globale, la méthode de modélisation du comportement des chaussées souples développée dans le cadre de cette thèse. Nous y avons d'abord présenté les objectifs visés dans ce projet ainsi qu'un court résumé de la revue de littérature afin de permettre de mettre en relief les contributions envisagées.

Également, les principaux aspects de la méthode proposée ont été développés. Globalement, cette méthode est constituée de trois axes distincts qui sont étroitement liés afin d'obtenir les résultats escomptés soit : 1) La description détaillée du site : concept de variabilité spatiale; 2) Modélisation : maillage et choix des relations constitutives; 3) Traitement et analyse des résultats : calcul des  $IRI_{\text{Bruit}}$  et  $IRI_{\text{BP}}$ . L'approche utilise deux niveaux d'analyse. Le niveau local, à l'échelle de quelques dizaines de mètres, et le niveau projet qui englobe l'ensemble de la chaussée à l'étude et pouvant représenter quelques kilomètres. De plus, la méthode proposée est développée en deux phases. La première produit des résultats en fin de construction et la seconde permet d'estimer l'évolution de l'uni de la chaussée en service.

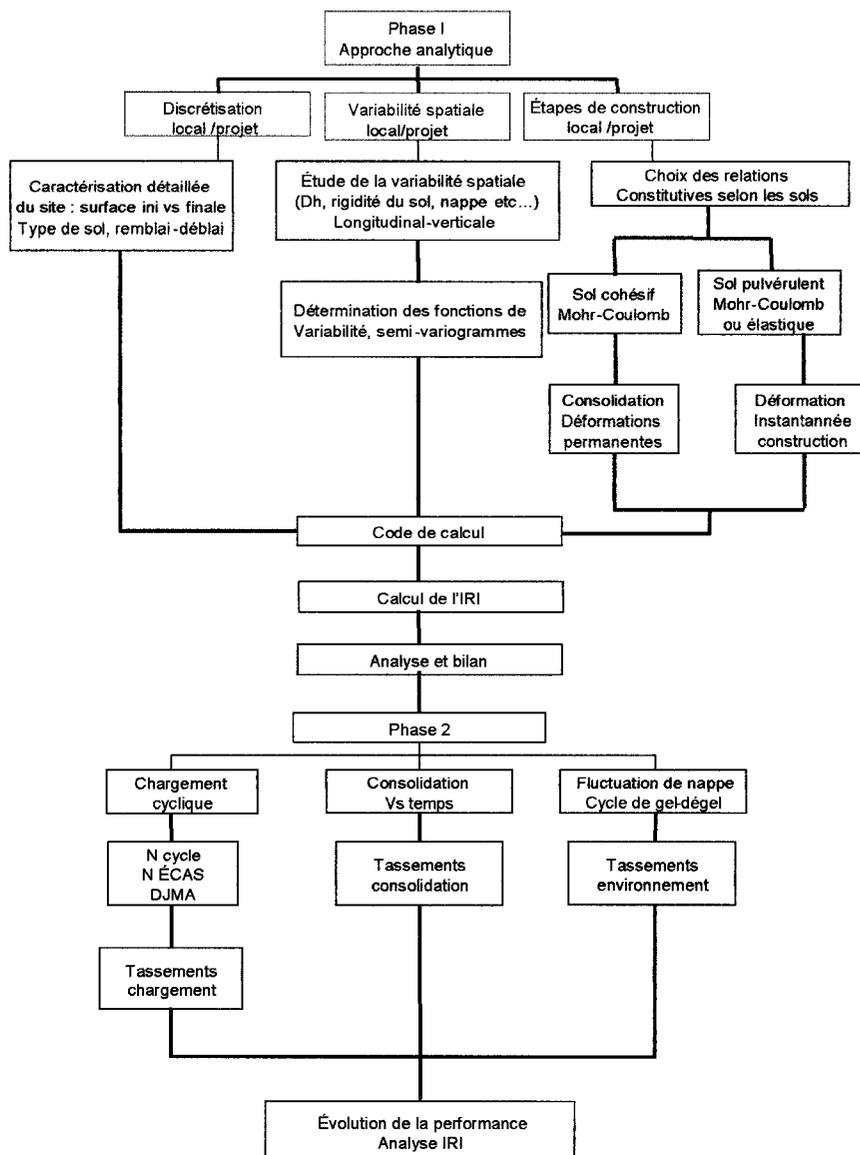


Figure 26 Organigramme décrivant les principales étapes de la méthodologie développée en vue de prédire l'uni en fin de construction d'une chaussée neuve et son évolution en service

Nous avons présenté en détail le premier axe, qui vise la prise en compte de la variabilité spatiale des caractéristiques propres au site à l'étude. Nous avons souligné l'importance de cette variabilité spatiale sur les déplacements différentiels qui sont engendrés à la surface de la chaussée. Cette variabilité est principalement décrite en fonction des

propriétés mécaniques et physiques des matériaux constituant la structure de la chaussée, notamment les sols d'infrastructure. Des techniques statistiques et géostatistiques sont mises à contribution pour permettre la transposition des résultats de l'échelle locale à l'échelle du projet.

Le second axe est ensuite développé. Il consiste à décrire tout ce qui touche la modélisation numérique, et particulièrement le code de calcul par différences finies FLAC. Ce code va permettre de discrétiser le milieu à l'étude en plusieurs éléments afin d'appliquer aisément le concept de variabilité spatiale. Le code de calcul permet la prise en compte de divers modèles rhéologiques choisis en fonction des conditions du site et de la nature des matériaux. Les phases de modélisation du comportement de la chaussée sont ensuite décrites. Ces phases sont constituées d'étapes spécifiques qui leur sont propres et qui permettent d'atteindre les résultats escomptés à la fin de chacune d'elles.

Le troisième axe représente l'analyse des résultats du calcul numérique réalisé en considérant la variabilité spatiale du site. Ces résultats se présentent sous la forme de déplacements verticaux différentiels calculés à la surface de la chaussée. La transformation de ces déplacements en pseudo-profil bruts va permettre d'en faire l'analyse en termes d'IRI. Nous faisons l'hypothèse qu'il est possible de quantifier, par une valeur d'IRI<sub>BP</sub>, un pseudo-profil élémentaire issu du pseudo-profil brut. Cet IRI<sub>BP</sub> représente la contribution du pseudo-profil élémentaire, qu'il quantifie, à l'état global de l'uni de la chaussée. En réalisant une analyse par bandes passantes spécifiques, nous prétendons représenter la contribution des diverses couches de la chaussée à l'uni en fin de construction.

## **CHAPITRE 4**

### **EXPLORATION ET CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX DU SITE DE SAINT-NICÉPHORE**

Afin d'évaluer la pertinence de la méthodologie de modélisation développée au chapitre 3 et dans le but d'estimer l'influence du sol d'infrastructure sur l'uni de la chaussée, nous avons jugé pertinent de travailler à partir d'un site réel. Ceci avait principalement pour but de cerner l'ampleur de la variabilité des propriétés des matériaux et des couches, selon l'axe longitudinal et vertical de la chaussée. En effet, bien que l'on puisse avoir accès à des bases de données liées à la construction de tronçons de route tels que la stratigraphie des sols, les caractéristiques des matériaux et l'évolution des valeurs de l'IRI, et ce, dès la mise en service, les caractéristiques du sol naturel sont rarement évaluées sur des profondeurs plus grandes que 1,5 mètre. Nous avons donc procédé au suivi des étapes de la construction d'une chaussée neuve sur un site situé dans la région centrale du territoire québécois, soit dans la région de Drummondville.

Dans cette optique, ce chapitre représente la partie caractérisation et discrétisation du site faisant partie de la phase I de la méthodologie de modélisation. Elle consiste à recueillir des données et informations sur les principales caractéristiques du projet à l'étude issues des sources officielles (MTQ), ainsi qu'une exploration approfondie d'un tronçon au niveau local.

Les résultats obtenus par cette investigation seront traités et analysés au chapitre 5, de manière à produire les paramètres nécessaires aux simulations tant au niveau local qu'au niveau projet.

#### **4.1 Emplacement du site**

Le tronçon d'autoroute ayant fait l'objet d'une investigation approfondie est situé sur l'autoroute 55, en direction nord, dans la municipalité de Saint-Nicéphore, près de

Drummondville, dans la région du Centre-du-Québec (figure 27, carte routière de la région). Il s'agit de travaux de construction faisant d'une route à deux voies (circulation dans les deux directions), une autoroute à quatre voies, c'est-à-dire deux voies dans chaque direction et séparées par un terre-plein central (figure 28). Il s'agit donc d'une construction neuve dans la direction nord (vers Drummondville). Les travaux ont débuté à l'automne 2000 avec une partie de la mise en forme de l'infrastructure (remblais et déblais) et l'excavation des fossés. Ils ont pris fin à l'automne 2001. La chaussée construite est située entre les kilomètres 9,960 et 15,560, soit entre les chaînages [9+960 et 15+560], établis pour les fins de la construction.

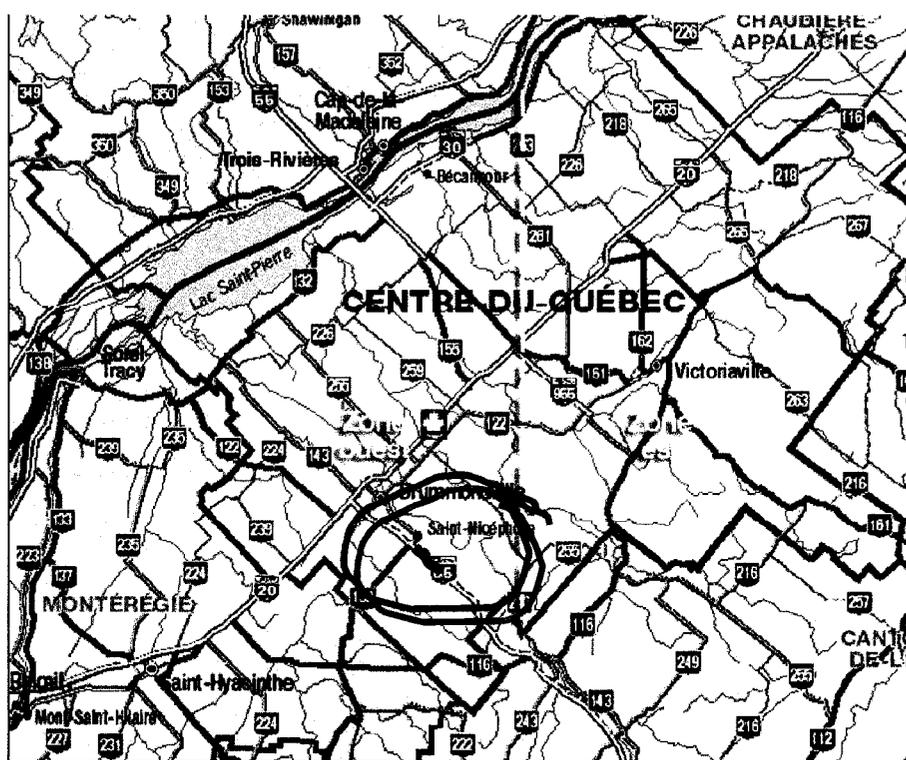


Figure 27 Localisation du site investigué dans le cadre du projet de thèse

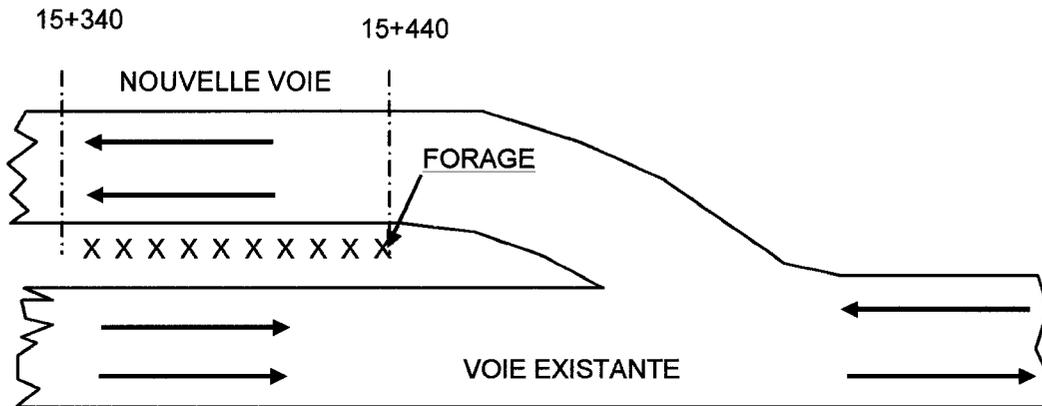


Figure 28 Élargissement de l'autoroute 55 et position des forages

#### 4.2 Information provenant du MTQ : niveau projet

Le projet de construction de cette section d'autoroute s'échelonne sur une distance de 5,6 kilomètres. Les données de base telles que les élévations du terrain vierge, la ligne d'opération ainsi que des évaluations ponctuelles de la nature des sols en place sont fournies par le MTQ au moment des appels d'offres. La figure 29 présente, en section longitudinale, la portion d'autoroute faisant l'objet de l'étude. L'élévation initiale du terrain (trait continu vert), l'élévation finale de la chaussée (trait continu noir) ainsi que la position des échantillons prélevés par le MTQ ( $\Delta$ ), sont présentées selon les informations fournies par les plans. Notons que ces échantillons ont été prélevés à tous les 50 m, sur une profondeur de 1,5 m et ont fait l'objet d'analyses de granulométrie. On y voit, à titre informatif, la localisation de l'exploration détaillée, niveau local, réalisée au niveau du tronçon entre les chaînages 15+340 et 15+440.

Dans le but de caractériser les matériaux composant l'infrastructure de la chaussée afin de permettre d'en déterminer les propriétés mécaniques nécessaires à la modélisation, deux campagnes d'échantillonnage spécifiques ont été réalisées : 1) un échantillonnage à la ligne d'infrastructure sur l'ensemble du projet, et 2) un échantillonnage en profondeur au niveau local sur 100 m.

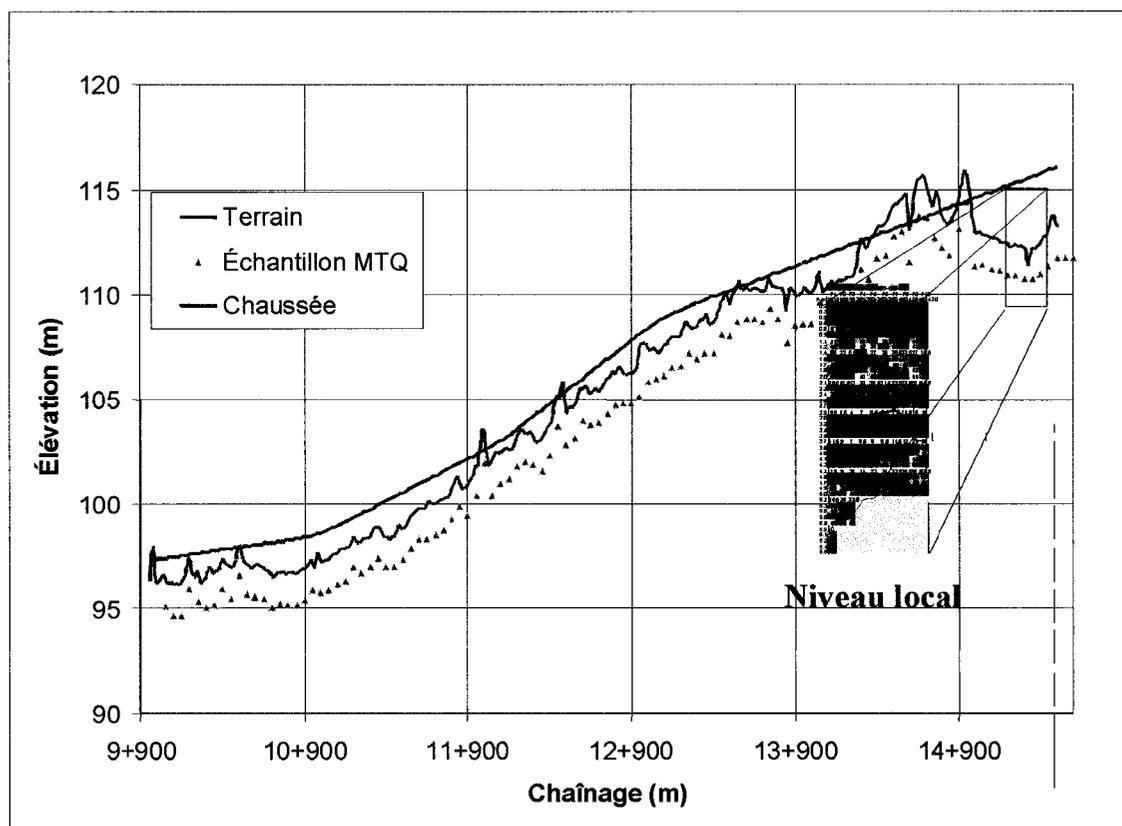


Figure 29 Profil du terrain et de la chaussée au niveau projet et au niveau local

### 4.3 Échantillonnage

#### 4.3.1 Échantillonnage à la ligne d'infrastructure

Nous avons eu accès au site dès le début des activités de construction, au cours des travaux liés à la mise en forme de la plate-forme : nivellement des profils longitudinaux et transversaux. La prise d'échantillons a donc été effectuée au niveau de l'arase<sup>2</sup>, la portion de sol en place sous la ligne d'infrastructure. L'échantillonnage a été réalisé pour

<sup>2</sup> L'arase est la partie de terrain naturel mise à niveau et préparée en vue de la construction de la structure de chaussée.

quatre chaînages spécifiques à différents endroits montrant des particularités différentes sur toute l'étendue du projet.

#### **4.3.2 Échantillonnage en profondeur : niveau local**

Un secteur du tronçon a attiré notre attention en raison de l'épaisseur de remblai qui est nécessaire à l'atteinte de la ligne d'infrastructure, soit 2 m en moyenne. Le niveau local, situé entre les chaînages [15+340, 15+440], a fait l'objet d'une campagne de forage en profondeur sous la surface finale. Pour des conditions de remblai de cette envergure, il est juste de croire que les tassements risquent de jouer un rôle significatif. Ce tronçon, correspondant au niveau local, a donc été l'objet d'une étude approfondie permettant notamment une analyse de la variabilité des caractéristiques du sol.

La campagne de forage en profondeur a été réalisée du côté ouest de l'autoroute, dans l'accotement à gauche de la chaussée (figure 28). La campagne de forage a permis de déterminer la stratigraphie du site et l'évolution de la nature des matériaux en profondeur, et de localiser la position de la nappe phréatique. En cours de forage, nous avons mesuré la variation de l'indice N en fonction de la profondeur, établi à partir d'essais de pénétration standard SPT (*Standard Penetration Test*).

Au total, 10 forages ont été réalisés le long de cette section de 100 mètres, soit à tous les 10 mètres, sur une profondeur importante, jusqu'au refus, soit de 4 m à 5 m sous la ligne d'infrastructure. Le refus est considéré atteint lorsque la valeur de l'indice N est plus grande ou égale à 50.

#### **4.4 Essais in situ : niveau local**

Les essais réalisés en laboratoire sur les échantillons prélevés sur le site ne permettent pas toujours de reconstituer les conditions in situ, surtout dans le cas des matériaux

granulaires. Par conséquent, afin de déterminer certaines propriétés mécaniques des matériaux intacts, des essais in situ ont été réalisés. L'essai de pénétration standard (SPT) a été réalisé selon la norme ASTM D-1586 (*Standard test method for penetration test and split-barrel sampling of soil*). L'indice N obtenu de cet essai permet d'évaluer la rigidité du sol en place. Il représente le nombre de coups nécessaire pour enfoncer de 12 pouces (305 mm) un tube de 2 pouces (50,8 mm) de diamètre extérieur, appelé "carottier fendu". Le carottier fendu permet simultanément de prélever des échantillons de sol en cours d'essai. L'enfoncement du carottier est réalisé à l'aide d'une masse de 140 livres (622,72 N) tombant d'une hauteur de 30 pouces (762 mm) sur un train de tiges relié au carottier. Le travail nécessaire à l'enfoncement du carottier est de 480 J.

La figure 30 présente une vue en coupe transversale des couches de matériaux rencontrées en cours de forage. L'élévation des forages est considérée au niveau "zéro", ce qui correspond approximativement à l'élévation de la fondation granulaire de la structure de la chaussée. On traverse d'abord une couche de terre végétale mise en place pour fin d'ensemencement des accotements et des fossés. Vient ensuite une zone de remblai d'un peu plus de 2 m d'épaisseur, suivie des couches de sols naturels non remaniés.

La figure 31 présente une vue en coupe longitudinale de la stratigraphie du site au niveau local. On y indique la position des forages réalisés ainsi que la position des échantillons prélevés pour fins d'analyses granulométriques (rectangles rouges). La longueur des bandes rouges est proportionnelle à la quantité récupérée dans la cuillère fendue (généralement 600 mm d'échantillon).

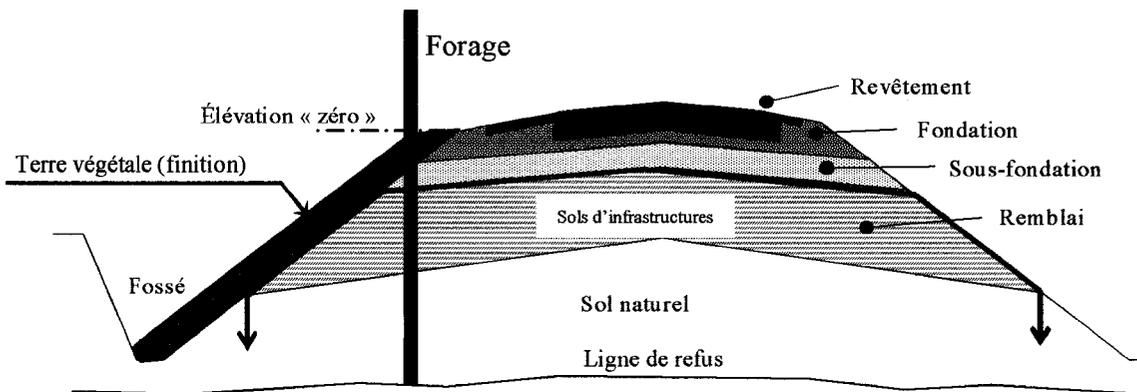


Figure 30 Vue en coupe des diverses couches rencontrées en cours de forage. Terre végétale de finition, sol d'infrastructure de remblai, sol d'infrastructure naturel, ligne de refus

#### 4.4.1 Observation en cours de forage

Une première description du site est établie directement à partir de l'observation des cuillères fendues et de la profondeur d'échantillonnage. Le site est principalement composé de sable (0,075-4,75 mm). On distingue trois types de sables qui se différencient par leurs proportions de cailloux (75-300 mm), de graviers (4,75-75 mm) et de fines (< 0,075 mm), ainsi que par leur couleur et leur densité.

Un **premier type de sable** se situe sous la surface initiale (SI) du terrain, sous la couche de terre végétale excavée pour la construction. Cette couche fluctue à une profondeur d'environ 3 mètres sous l'élévation "0" et se situe sous le remblai. Ce sable, qui passe du gris au brun, est assez uniforme à première vue et contient peu de cailloux, du moins dans les cuillères, et peu de sols fins. Ce sable est relativement lâche.

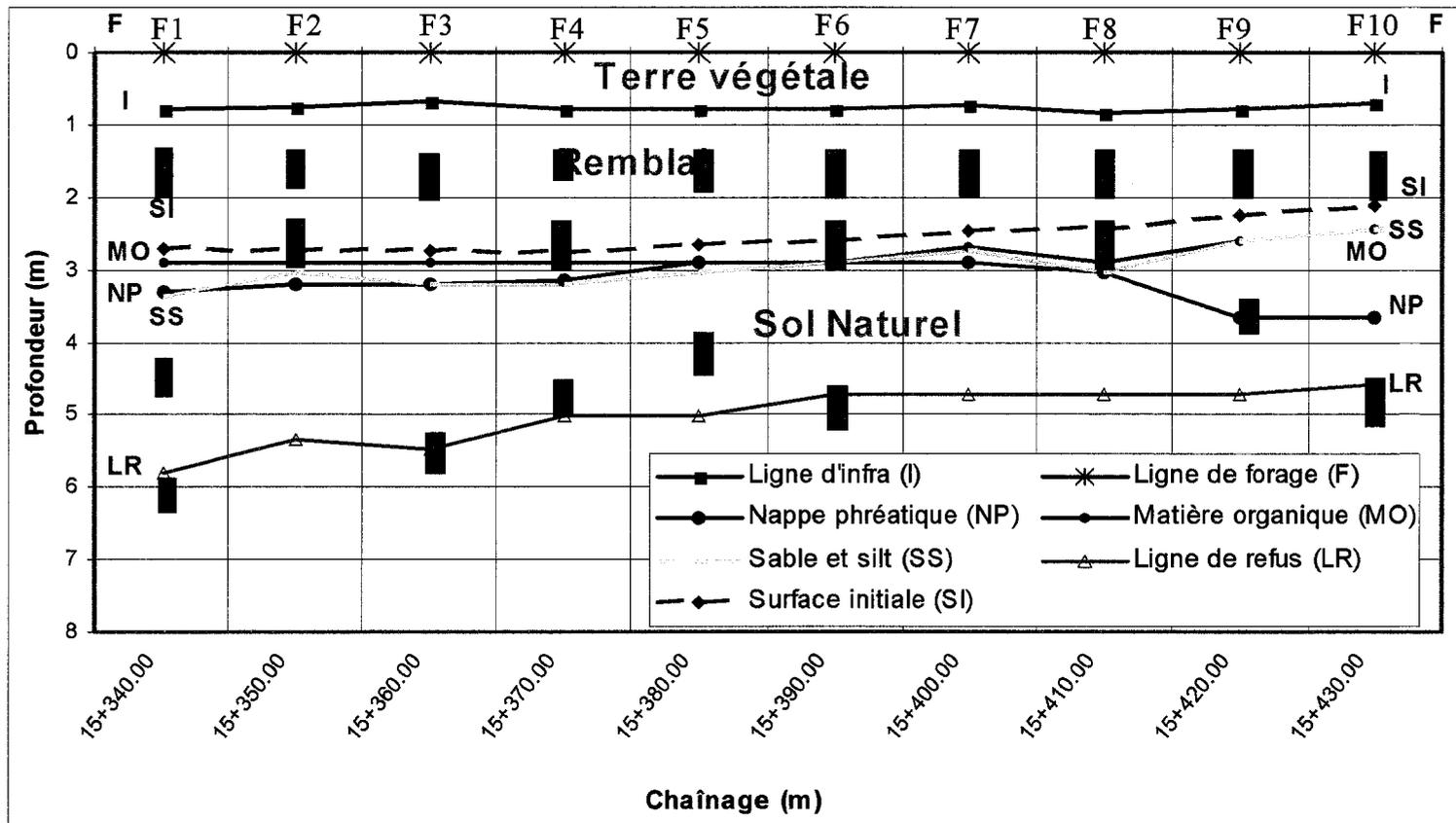


Figure 31 Stratigraphie du site établie à partir de chacun des sites de forage. Position des échantillons (rectangle rouge) qui ont servi aux essais de laboratoire

Notons qu'au moment du forage, la nappe phréatique se situait à une profondeur d'environ 3 mètres sous le niveau "0" et les résultats des essais de pénétration se sont révélés nettement plus faibles au voisinage de cette profondeur qu'à toutes autres élévations.

Plus en profondeur, entre 3 et 5 mètres, le sable devient nettement plus brun et se densifie. Il s'agit d'un sol de transition entre la couche de sable lâche et la couche plus rigide. Le **second type de sable** ressemble à un till, c'est-à-dire un mélange assez étalé avec de plus grandes proportions de cailloux et de sols fins, plus gris et de consistance nettement plus raide. C'est à cette profondeur que nous avons cessé le forage puisqu'il y avait refus. Il s'agit de la dernière ligne d'échantillonnage sur la figure 31 et dont la profondeur varie entre 4,5 m et 6 m.

Le **troisième type de matériau** identifié est composé dans des proportions variables des sols précédents puisqu'il s'agit d'une couche de remblai obtenue à partir des sols naturels provenant d'ailleurs sur le site et mis en place sur la couche de sol intact jusqu'à la ligne d'infrastructure.

L'identification des différentes couches de sol, rendue possible par les forages, permet de reproduire la stratigraphie. On remarque à la figure 31 que la stratigraphie du site est légèrement inclinée : les mêmes couches de sol se rencontrent à des profondeurs différentes par rapport au niveau "0" du forage. La profondeur de la couche rigide passe de 6 m à 4,5 m avec l'augmentation du chaînage. La profondeur du remblai varie entre 3,4 m en début de section et 2,4 m en fin de section. Il existe, au début du chaînage, aux environs de 3 m de profondeur, une mince couche de sol organique (300 mm à 450 mm d'épaisseur) dont on voit d'autres traces le long de ce plan, sur tout le chaînage. L'épaisseur de la couche de sable et silt varie entre 1,8 m et 2,5 m.

#### 4.4.2 Essais de pénétration standard (SPT)

Les essais de pénétration standard (essais SPT) réalisés en cours de forage ont permis de tracer la distribution des indices N à tous les 600 mm de profondeur pour chaque puits de forage. La figure 32 présente la cartographie de l'indice N en fonction du chaînage et de la profondeur. De manière à permettre une analyse visuelle de la variabilité de l'indice N sur la section auscultée, les valeurs de N sont regroupées en huit catégories distinctes.

On constate que les valeurs de N présentent une grande variabilité dans le remblai (zone confinée par les segments I-I et SI-SI), ce qui peut s'expliquer en partie par la présence de cailloux. Toutefois, la couche de remblai a été mise en œuvre directement à la surface du terrain naturel décapé. Ceci donne lieu, à la base de cette couche de remblai, entre 2 m et 2,5 m, à une zone dont la densité est relativement faible, comme en témoigne l'amplitude moyenne de l'indice N de l'ordre 10, comparativement au reste de la couche de remblai (0,8 m à 2,0 m) dont l'indice N est plutôt de l'ordre de 35.

La zone centrale, entre 2,3 m et 4,3 m de profondeur environ, constituée de sol naturel non remanié, est généralement plus lâche, notamment à cause de la présence de la nappe phréatique située à environ 1 mètre sous la surface de cette couche. La rigidité de cette couche est nettement plus uniforme que celle de la couche de remblai. Notons que la présence de la nappe phréatique a pour effet de diminuer la résistance à la pénétration et ainsi fournir une valeur de N plus faible que celle du même sol s'il était sec (Sanglerat, 1965). En profondeur, la rigidité et la variabilité augmentent jusqu'à l'atteinte du refus.

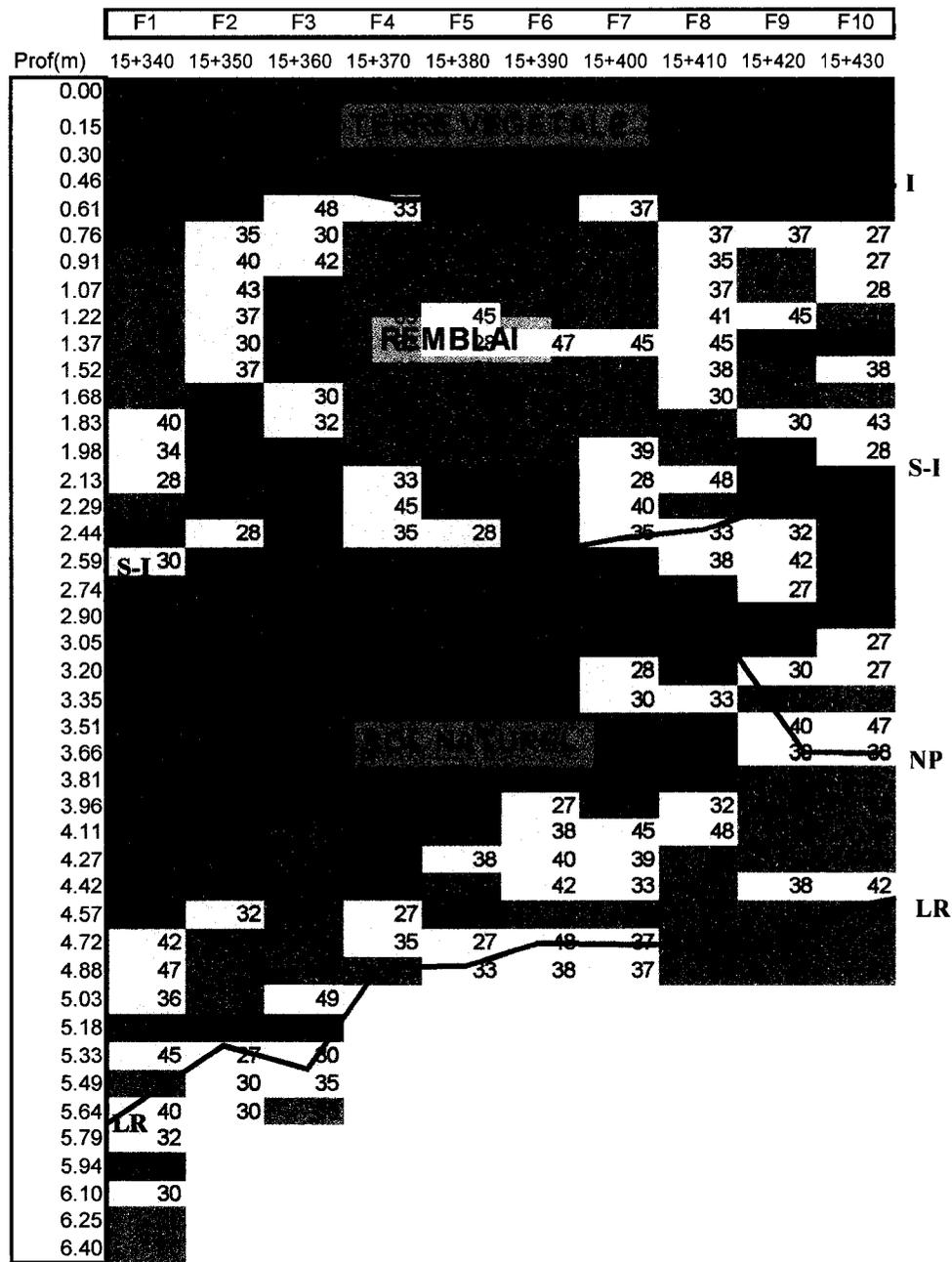


Figure 32 Distribution de l'indice N selon les forages et la profondeur établie au niveau local selon les chaînages 15+340 à 15+440. S-I : surface initiale; I : ligne d'infra; NP : nappe phréatique; LR : ligne de refus

Notons qu'à la figure 32, la zone de sol au-dessus du segment I-I est constituée de 0,5 m de sol organique, non compacté, permettant le terrassement et la finition des talus de fossé en bordure de l'autoroute, et ne faisant pas partie de la structure de la chaussée.

Il est important de souligner que l'indice N, simple à mesurer au chantier, permet d'établir une variabilité spatiale des matériaux. Par ailleurs, la variabilité spatiale établie sur cette section d'étude sera étendue à l'ensemble du projet dans le but de prédire dans un premier temps l'IRI en fin de construction.

#### **4.5 Essais de laboratoire**

Plusieurs essais de laboratoire ont été réalisés pour identifier de façon précise les matériaux échantillonnés. Dans ce contexte, des analyses de granulométrie et de sédimentométrie, des essais de compaction et de tassement confiné (essais œdométriques modifiés), ainsi que de masse volumique des grains solides (Gs), ont permis une classification plus précise et la détermination de certaines propriétés des matériaux du site.

##### **4.5.1 Analyses granulométriques et sédimentométriques**

La synthèse des essais de granulométrie et de sédimentométrie est présentée à la figure 33. L'analyse de ces courbes montre bien qu'il y a quelques écarts en termes d'étalement des courbes et de pourcentage passant. Cependant, l'analyse des coefficients de courbure  $C_c$  et d'uniformité  $C_u$  indique que les matériaux sous la surface naturelle sont essentiellement les mêmes. Cependant, la granulométrie de la zone en remblai est mieux étalée. Ceci peut s'expliquer par un mélange des sols et un rajout de matériaux provenant d'un banc d'emprunt. La synthèse des résultats est présentée au tableau XVI.

Tableau XVI

Synthèse des résultats des analyses granulométriques et sédimentométriques permettant la classification des sols selon l'USCS

	D <sub>60</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>10</sub>	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60} * D_{10})}$ $C_c = [1-3]$ SW	$C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_u > 6$ SW	Passant # 200	Classification (USCS)
Remblai	0,7	0,1	0,006	2,38	7	10	SW-SM
Sol naturel	0,09	0,04	0,006	2,96	2,25	11	SP-SM
Refus	0,2	0,045	0,0042	2,41	4,44	12	SP-SM

La courbe bleue de la figure 33 présente la granulométrie de la zone en remblai. La courbe est étalée et répond aux critères SP car le coefficient d'uniformité  $C_u$  varie, pour l'ensemble des essais, entre 6 et 8 et le coefficient de courbure  $C_c$  entre 2,2 et 2,8. Comme le pourcentage de sols fins se situe entre 5 et 12 %, il s'agit d'un sable silteux ayant pour symbole SM selon la méthode de classification unifiée (ASTM D-2487); il y a donc double symbole **SW-SM**.

La courbe rouge de la figure 33 présente la granulométrie du sol naturel intact, sous la couche de terre végétale. La courbe est moins étalée que la précédente,  $C_u = [1,6-2,5]$  et  $C_c = [0,8-3,7]$ ; le matériau est considéré non plastique et a comme symbole **SP-SM**.

Finalement, la courbe rose de la figure 33 présente la granulométrie du sol de la couche rigide s'apparentant à un till. La faible plasticité du matériau peut suggérer un silt faiblement plastique, mais sa granulométrie suggère un sable silteux avec cailloux. La courbe se situe entre les deux précédentes,  $C_u = [2,5-5,0]$  et  $C_c = [1,2-3,2]$ ; le matériau est considéré non plastique et a comme symbole **SP-SM**.

Essentiellement, les résultats de ces analyses montrent qu'il s'agit du même matériau à toutes les profondeurs, bien que la granulométrie varie légèrement. Cependant, la rigidité des ces sols varie beaucoup en raison, principalement, de la différence de densité.

Ces analyses ayant été réalisées sur l'ensemble des matériaux prélevés à différents endroits sur le site, nous en concluons qu'il s'agit du même matériau autant à l'échelle locale qu'à l'échelle du projet. De plus, ces résultats correspondent aux résultats d'analyses réalisées par le MTQ.

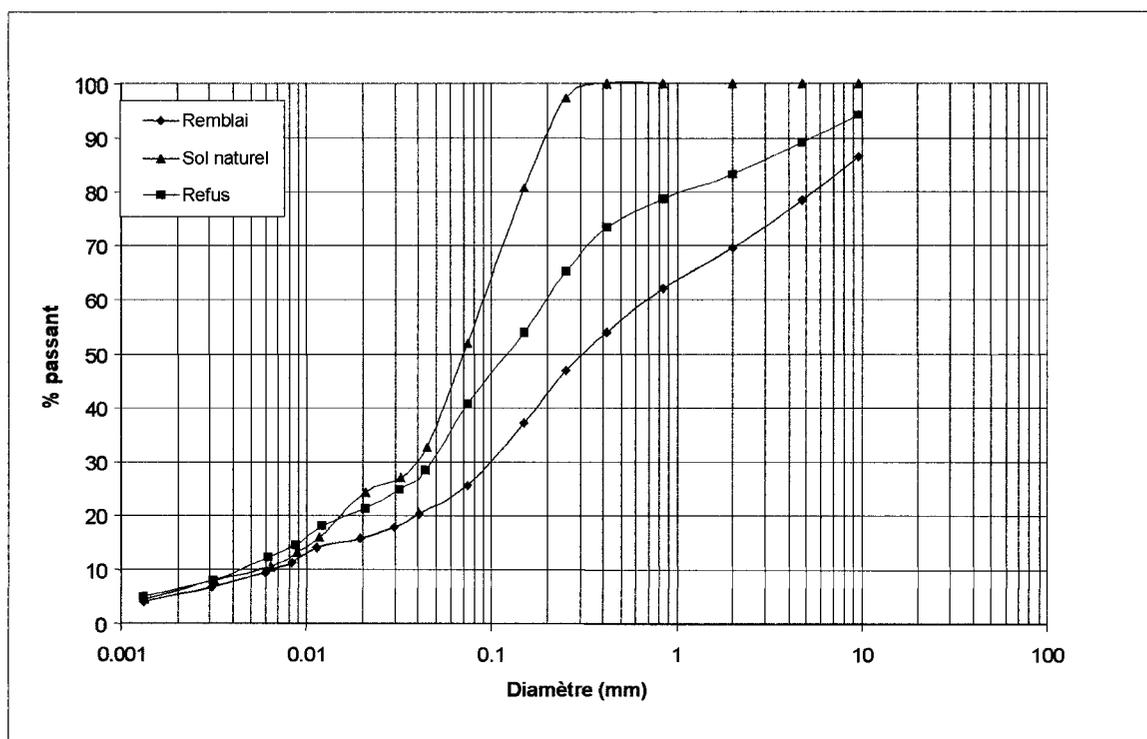


Figure 33 Courbes granulométriques du sol provenant des trois zones spécifiques : zone de remblai, zone de sol naturel et zone de refus

#### 4.5.2 Essais de compacité

Étant donné l'avancement des travaux lors du prélèvement des échantillons, il n'a pas été possible de prendre la mesure de la masse volumique du sol à l'état vierge. La seule valeur qui donne un indice de la densité en place est l'indice N. Afin d'estimer la distribution des valeurs de la masse volumique des sols en place de manière à les associer aux valeurs d'indice N obtenue du site, des essais de compacité Proctor modifié ont été effectués (figure 34). Ces essais ont été réalisés sur chacun des types de sol identifiés sur le site et visent à déterminer la densité sèche maximale à une teneur en eau optimale.

Les courbes aplaties issues des essais de compaction sont caractéristiques des matériaux granulaires dont la granulométrie est plutôt uniforme. À la lueur de ces résultats, la teneur en eau optimale est à toutes fins pratiques la même pour les sols échantillonnés et gravite autour de 6,5%.

#### 4.5.3 Tassement en cellule œdométrique modifiée

Afin de définir les paramètres importants aux calculs des tassements des sols en cours de construction, l'essai de compression confinée (l'essai œdométrique), a été utilisé. Il permet de reproduire le comportement du sol sous l'application d'une contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) avec déformation latérale nulle. Les résultats obtenus de cet essai permettent de décrire les changements d'indice des vides sous l'effet de  $\sigma_v$ .

Compte tenu de la grosseur des particules (certaines plus grandes que 20 mm) des sols échantillonnés, l'essai en cellule œdométrique a été légèrement modifié. L'échantillon de sol remanié a été placé dans un moule Proctor avec trois valeurs de masses volumiques initiales sèches (1581 kg/m<sup>3</sup>, 1686 kg/m<sup>3</sup>, 1883 kg/m<sup>3</sup>) et à une teneur en eau initiale légèrement sous l'optimum établi à 6 %. Les essais sont réalisés sans déchargement.

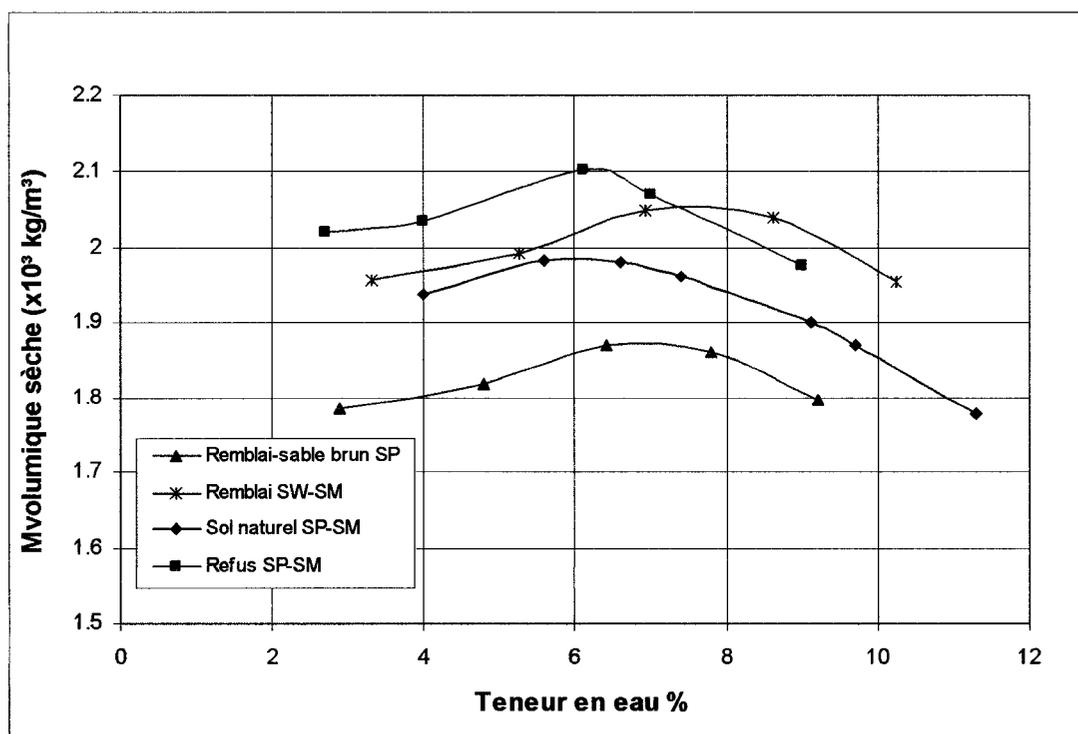


Figure 34 Courbes de compacité Proctor provenant des trois zones spécifiques : zone de remblai, zone de sol naturel et zone de refus

Ces échantillons ont été soumis à un chargement uniaxial vertical à l'aide d'une presse hydraulique à chargement contrôlé, de manière à mesurer le tassement vertical associé. Les essais ont permis de déterminer l'évolution de la masse volumique du sol, par la diminution de l'indice des vides, sous chargement, à partir d'une densité initiale jusqu'aux valeurs finales estimées à l'aide des essais SPT. Les essais ont permis également de mettre en relief l'évolution du module œdométrique ( $E_{\text{œd}}$ ) en cours de chargement. Le tableau XVII fournit les principales informations concernant les résultats de ces essais ainsi que l'évolution de la masse volumique sèche ( $\rho_d$ ,  $\text{kg/m}^3$ ) et du module œdométrique modifié ( $E_{\text{œd}}$ , MPa). On remarque que la masse volumique maximale aux environs de  $2020 \text{ kg/m}^3$  tend vers une valeur stable dans ce domaine de contraintes, ce qui représente un état passablement dense pour ce type de matériau.

#### 4.5.4 Densité spécifique

Dans le but d'obtenir un complément d'informations sur les matériaux en place, des essais de densité spécifique ont été réalisés selon la norme ASTM D-854. Les valeurs obtenues sur les sols des trois zones spécifiques sont voisines de la valeur de 2,71.

Tableau XVII

Évolution des caractéristiques initiales du sol d'infrastructure sous chargement vertical, en conditions confinées (essai œdométrique)

$\sigma_v$ (kPa)	1581 kg/m <sup>3</sup>		1686 kg/m <sup>3</sup>		1883 kg/m <sup>3</sup>	
	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{oed}$ (MPa)	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{oed}$ (MPa)	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_{oed}$ (MPa)
126,8	1697,0	1,9	1720,4	---	1887,0	----
253,7	1758,6	3,5	1756,7	3,9	1889,1	----
634,2	1844,8	7,8	1820,3	8,3	1900,6	----
1268,4	1902,4	20,4	1878,5	20,5	1925,2	67,4
2536,8	1956,9	44,0	1932,5	45,4	1962,1	124,7
6342,1	2031,7	177,2	2008,9	137,0	2023,9	160,6

#### 4.6 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter d'abord l'exploration et l'échantillonnage sommaire réalisés à l'échelle du projet. Ceci nous permet de qualifier l'ensemble du site comme étant relativement homogène. La nature granulométrique des matériaux ainsi que leur stratigraphie plutôt uniforme permettent cette classification. Ensuite, les essais effectués à l'échelle locale ont été décrits. Les résultats issus des essais, tant en chantier qu'en laboratoire, montrent une certaine uniformité dans la nature granulométrique des sols. La classification des sols nous permet de conclure que les sols d'infrastructure sont principalement constitués de sables silteux, généralement mal étalés. Toutefois,

l'investigation approfondie au niveau local montre une densité plutôt variable tant dans l'axe longitudinal que vertical. La grande variabilité de l'indice N dans la zone en remblai peut cependant provenir de la présence de cailloux, ce qui va augmenter considérablement la valeur de l'indice. Finalement, les essais de compression confinée ont permis de faire le lien entre la rigidité du sol et sa masse volumique.

## **CHAPITRE 5**

### **ANALYSE DES RÉSULTATS DES ESSAIS EFFECTUÉS AU NIVEAU LOCAL**

Ce chapitre traite et discute des résultats des essais de chantier et de laboratoire présentés au chapitre précédent. Pour reproduire le plus fidèlement possible le comportement de la chaussée, la simulation numérique doit certes se baser sur un modèle de comportement mécanique adéquat (Hicher et coll., 2002), mais également sur une caractérisation fidèle des matériaux en place et, de surcroît, de leur variabilité spatiale (Mestat, 1998a; Hicher et coll, 2002). L'analyse des résultats vise donc à établir les paramètres nécessaires à une modélisation réaliste de l'uni en fin de construction du site étudié.

Les paramètres nécessaires aux simulations au niveau local et au niveau projet seront ici décrits. Les relations permettant le passage des données réelles aux paramètres de simulation seront proposées. Finalement, les analyses et leurs résultats termineront ce chapitre.

Rappelons que la simulation numérique du comportement mécanique de la structure de chaussée vise deux objectifs principaux qui, bien que complémentaires, n'en demeurent pas moins distincts. D'abord, montrer qu'il existe un lien de cause à effet entre le sol intact et de remblai situé sous la ligne d'infrastructure, et la qualité d'uni à la surface de la chaussée. Ensuite, qu'il est possible de modéliser les déformations de ce sol en prenant en considération les spécificités du site et ce dans le but de prévoir la qualité d'uni de la chaussée en fin de construction. En termes de paramètres de modélisation à considérer, il n'y a pas de différence entre le niveau projet et le niveau local, du moins dans le contexte de cette recherche. Les différences se situent dans la provenance des données et leur distribution sur l'ensemble des éléments du maillage.

### 5.1 Analyse des résultats d'essai SPT et variabilité spatiale de l'indice $N_{cor}$

Les paramètres de modélisation seront en grande partie estimés à partir de l'indice  $N$  mesuré in situ au niveau local. En effet, plusieurs auteurs (Sanglerat, 1965; Lambe et Whitman, 1969; Holtz et Kovacs, 1981; Das, 1995; Liu et Evett, 1998) considèrent que les résultats obtenus de l'essai SPT constituent une bonne approche pour estimer de façon approximative les propriétés des matériaux granulaires in situ et même, depuis peu, celles des matériaux cohésifs. La distribution de ces valeurs d'indice  $N$  a été introduite à la section 4.3.2. Cependant, l'indice  $N$  n'est pas directement associable aux propriétés du sol et sa valeur doit d'abord être corrigée pour ensuite être interprétée. À ce titre, plusieurs facteurs font en sorte qu'il y a perte d'énergie en cours d'essai de pénétration et ce, à chaque coup transmis au carottier : l'état du carottier proprement dit, l'intégrité de ses parois et du tranchant de son ouverture peuvent jouer sur sa pénétration, comme la longueur du train de tige qui dissipe de l'énergie, la non-verticalité de l'assemblage, etc. Plusieurs approches sont proposées pour la correction de l'indice  $N$ . Ces méthodes tiennent généralement compte de la profondeur de la mesure en intégrant à la correction la contrainte verticale. Toutefois, la faible profondeur atteinte en cours d'essai nous permet d'utiliser une méthode simplifiée, et très répandue, qui consiste à considérer d'une manière globale une perte d'énergie de 40 % pour une énergie effective transmise au carottier de 60 % en cours de pénétration. L'indice  $N$  s'écrit alors  $N_{cor}$  ou  $N_{60}$ , et se définit par la relation suivante :

$$N_{cor} = N_{chantier} * 0,60 \quad (5.1)$$

Par la suite, toutes les valeurs au-dessus de 50 sont considérées comme le refus et ramenées à 50 (Sanglerat, 1965). La figure 35 présente la distribution au niveau local (tronçon de 100 m) des valeurs corrigées de  $N$ , " $N_{cor}$ ". Dans l'ensemble, on distingue quatre zones distinctes pouvant être regroupées. Ces zones ont été établies à partir des caractéristiques du site : deux zones dans la partie inférieure des sols d'infrastructure,

dans la section du terrain naturel non remanié et dont l'indice  $N_{cor}$  augmente avec la profondeur, deux zones dans la section supérieure des sols d'infrastructure constituée du remblai et dont l'indice  $N_{cor}$  augmente avec l'élévation.

Dans la zone de remblai supérieure, on constate que les valeurs de  $N_{cor}$  varient considérablement (7 à 50). Or, compte tenu du fait qu'il s'agit d'un matériau mis en place et compacté mécaniquement et non d'un sol naturel, l'étendue des valeurs de  $N_{cor}$  ne devrait pas être aussi grande et témoigne d'une limite importante associée à l'essai SPT. En effet, la présence d'hétérogénéité au sein du domaine de mesure peut conduire à des écarts importants dans les résultats. Notamment, la présence de blocs et de cailloux va considérablement modifier la valeur de l'indice  $N$ . Le matériau utilisé pour la zone de remblai provient du nivellement de la ligne d'infrastructure, lequel est constitué d'une fraction plus ou moins importante de cailloux (5 à 10 % de particules supérieures à 10 mm), et induit des modifications importantes. Aucun ouvrage ne propose de correctif afin de remédier à cette situation, autre que celui de corrélérer les résultats du SPT avec d'autres types d'essais.

## **5.2 Caractérisation des matériaux établie à partir de $N_{cor}$ et détermination des paramètres de modélisation**

Les modèles de comportement mécanique utilisés dans les simulations numériques au niveau local et au niveau projet sont le modèle élastique linéaire isotrope et le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Ces modèles ont été choisis pour leur simplicité afin de permettre une analyse des résultats plutôt axée sur les conditions de modélisation que sur les modèles rhéologiques. Les conditions de modélisation se présentent principalement sous la forme de la variabilité spatiale des caractéristiques du site, ainsi que sur la prise en compte des facteurs influents.

prof (m)	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10
	15+340	15+350	15+360	15+370	15+380	15+390	15+400	15+410	15+420	15+430
0.00	2	1	1	2	1	1	1	1	1	1
0.15	2	2	2	1	1	2	4	2	2	2
0.30	3	4	3	3	3	3	3	3	2	3
0.46	3	4	4	4	4	4	4	2	3	3
0.61	9	12	29	20	15	11	22	2	4	18
0.76	15	21	18	30	30	38	34	22	22	16
0.91	41	24	25	45	32	38	38	21	45	16
1.07	48	26	42	57	59	59	59	22	43	17
1.22	50	22	7	50	27	39	39	25	27	16
1.37	30	18	3	50	17	28	27	27	11	14
1.52	45	22	9	50	15	30	40	23	42	23
1.68	31	15	18	38	38	50	38	18	41	30
1.83	24	13	19	40	50	50	30	50	18	26
1.98	21	11	13	39	31	50	24	40	14	17
2.13	17	8	7	20	11	13	17	29	10	7
2.29	37	11	13	27	9	12	24	34	14	8
2.44	13	17	15	21	17	12	21	20	18	10
2.59	18	13	7	13	10	6	8	23	25	11
2.74	10	8	4	7	9	6	8	15	16	9
2.90	1	2	1	1	7	5	7	6	7	7
3.05	2	9	4	9	10	10	15	11	9	10
3.35	12	12	11	13	13	13	18	20	30	33
3.51	12	9	7	9	8	9	15	12	24	28
3.66	11	6	3	4	3	4	11	4	18	23
3.81	9	7	4	7	3	12	7	14	32	48
3.96	9	6	12	13	12	16	14	19	42	50
4.11	9	9	50	11	15	23	27	29	50	50
4.27	8	9	51	11	23	24	24	40	37	38
4.42	8	9	13	11	34	25	25	50	23	25
4.57	11	19	33	16	13	50	35	34	48	55
4.72	25	38	35	21	16	28	22	38	50	50
4.88	28	50	45	50	50	50	50	50	50	50
5.03	27	36	34	50	50	50	50	50	50	50
5.18	25	22	22	50	50	50	50	50	50	50
5.33	45	27	30	50	50	50	50	50	50	50
5.49	50	30	35	50	50	50	50	50	50	50
5.64	48	50	50	50	50	50	50	50	50	50
5.79	32									
5.94	25									
6.10	30									
6.25	50									
6.40	50									

Figure 35 Distribution des valeurs de  $N_{cor}$  dans la section de référence et délimitation des zones spécifiques

Dans le code de calcul FLAC, le modèle élastique linéaire isotrope et celui élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb nécessitent l'emploi des paramètres de modélisation mécanique suivants :

La masse volumique du matériau :	$\rho$	(élastique et Mohr-Coulomb)
Le module de cisaillement :	$G$	(élastique et Mohr-Coulomb)
Le module de compressibilité :	$K$	(élastique et Mohr-Coulomb)
La cohésion :	$c$	(Mohr-Coulomb)
L'angle de frottement interne :	$\varphi$	(Mohr-Coulomb)

Plusieurs études sur les sols, réalisées en chantier et en laboratoire, ont permis d'établir certaines corrélations entre la valeur de  $N_{cor}$  et les paramètres nécessaires à la modélisation tels que la densité relative des sols ( $D_r$ )<sup>3</sup> et son angle de frottement interne ( $\phi$ ), ainsi que le module de Young ( $E$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). Le tableau XVIII présente certaines de ces corrélations selon différents auteurs.

Par ailleurs, Bowles (1979) propose une relation permettant de calculer, pour les matériaux granulaires (sable), le module de Young ( $E$ ) à partir de la valeur de  $N_{cor}$ , soit :

$$E \approx 30\,000 \text{ à } 50\,000 \log N_{cor} \quad (5.2)$$

À partir de ces corrélations, on peut faire un lien entre les valeurs de  $N_{cor}$  établies sur le site et les caractéristiques mécaniques des matériaux, de manière à fixer les paramètres nécessaires à la modélisation avec FLAC. Le tableau XIX présente les paramètres de modélisation établis au niveau local et évalués pour une valeur médiane de  $N_{cor}$  égale à

---

<sup>3</sup> L'Indice de densité relative " $D_r$ " permet de comparer l'indice des vides d'un sol donné avec les indices des vides minimal et maximal du même sol, établis à partir d'essais de laboratoire :

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100.$$

30 avec 10 et 50 comme valeurs limites de  $N_{cor}$ . Ces valeurs sont estimées à partir des relations du tableau XVIII.

Tableau XVIII

Relation entre l'indice  $N_{cor}$  et plusieurs propriétés des sols : la densité relative  $D_r$ , l'angle de frottement interne, le module de Young et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) selon Terzaghi et Peck, Das et Hicher

Terzaghi et Peck, 1948		Das, 1995			Hicher, 2002	
$N_{cor}$	$D_r$	$N_{cor}$	$D_r\%$	$\phi^\circ$	E (MPa)	$\nu$
0-4	Très lâche	0-5	0-5	26-30	7 à 20	0,15-0,25
4-10	Lâche	5-10	5-30	28-35	10-25	0,30-0,35
10-30	Moyen	10-30	30-60	35-42	-----	-----
30-50	Dense	30-50	60-95	38-46	50-80	0,30-0,35
> 50	Très dense	-----	-----	-----	100-200	0,30

Tableau XIX

Paramètres de modélisation établis à partir de  $N_{cor}$  mesuré in situ et estimés à partir de corrélations puisées dans la littérature

$N_{cor}$ in situ	$D_r$	E (MPa) (estimé)	$\nu$ (estimé)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) (estimé)	$\phi^\circ$ (estimé)	K (MPa) <sup>1</sup> (calculé)	G (MPa) <sup>2</sup> (calculé)
Min	10	30	0,30	1600	30	27,8	9,3
Max	50	90	0,30	2000	40	83,4	27,7
Médiane	30	60	0,30	1800	35	55,6	18,5

1) Calculé à partir de 2.11; 2) Calculé à partir de 2.10

À partir du bilan des paramètres présenté au tableau XIX, la distribution des paramètres des matériaux au niveau local est associée directement à celle de l'indice  $N_{cor}$  et leur

intensité est calculée en proportion aux étendues relatives du paramètre concerné à celui de l'indice  $N_{cor}$  sur le domaine (10-50).

### **5.3 Caractéristiques des matériaux avant les étapes de construction : sol à l'état vierge**

Les valeurs de l'indice  $N$  mesurées in situ ont été déterminées en fin de construction, au moment où les matériaux se présentent dans un état de densité maximale due aux actions de compactage. Dans ces conditions, les sols présentent une rigidité maximale (un module élastique élevé). Pour modéliser les tassements propres aux étapes de construction, nous devons estimer les caractéristiques du sol avant construction, à l'état vierge. L'essai œdométrique va nous permettre d'arriver à une bonne estimation.

#### **5.3.1 Résultats des essais œdométriques modifiés**

Les résultats obtenus des essais œdométriques modifiés sont présentés sous forme graphique à la figure 36. Sur cette figure, on distingue clairement, pour chaque essai, les domaines normalement consolidés et surconsolidés. L'indice des vides initial de chaque essai est déterminé à partir de la masse volumique initiale du sol sec ainsi que de la densité des solides ( $G_s$ ) de l'échantillon. Les pentes des droites dans le domaine surconsolidé sont semblables. Le trait pointillé rouge indique la pente moyenne du domaine normalement consolidé pour les trois essais.

En traçant jusqu'à l'origine le prolongement de la droite de la pente moyenne, on déduit la valeur de l'indice des vides initial du sol normalement consolidé qui correspond à une masse volumique du sol sec d'environ  $1500 \text{ kg/m}^3$ . De plus, avec la pente de cette droite, on peut estimer la valeur de  $E_{ced}$  à l'aide des relations 5.3.

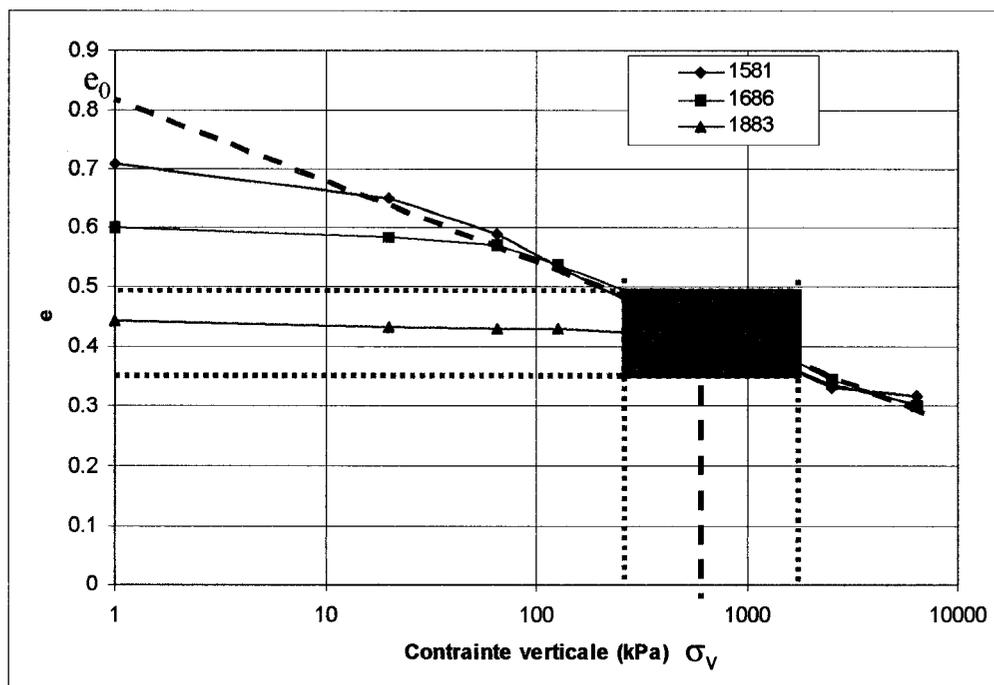


Figure 36 Relations contraintes-indices des vides établies à partir des essais œdométriques modifiés

$$E_{\text{œd}} = \Delta\sigma * (1 + e_0) / \Delta e \quad (5.3)$$

Or, les résultats de la figure 35 nous indiquent que :

$$e_0 = 0,82; \quad e_1 = 0,5; \quad e_2 = 0,36;$$

$$\sigma_1 = 275 \text{ kPa}; \quad \sigma_2 = 2000 \text{ kPa}.$$

$$E_{\text{œd}} = 1725 * (1 + 0,82) / 0,14 = 22,4 \text{ MPa}$$

La relation suivante permet de transposer  $E_{\text{œd}}$  en  $E$  élastique (Leroueil, 1985) :

$$E_{\text{œd}} = E * ((1 - \nu) / (1 - \nu - 2\nu^2)) \quad (5.4)$$

Pour  $\nu$  moyen = 0,30

$$E = 17 \text{ MPa}$$

Cette valeur moyenne du module élastique du sol vierge constitue une approximation et représente environ le tiers ( $E_f/3$ ) de la valeur du module maximum estimée à partir des essais SPT et présentée au tableau XIX (section 5.2).

La zone grisée de la figure 36 montre le domaine de contrainte probable estimé (275-1500 kPa) pour divers types de rouleau compacteur vibrant. Les indices des vides correspondants se situent entre 0,35 et 0,5 ou en termes de masse volumique du sol sec, entre 1800 et 2000 kg/m<sup>3</sup>. On constate la convergence des courbes sous grandes contraintes. L'indice des vides tend vers une valeur identique pour les différents échantillons.

Bien que l'ensemble des valeurs mesurées, calculées et estimées soit du même ordre de grandeur, on remarque que **les valeurs déduites des essais SPT varient beaucoup plus et aboutissent à des intervalles de valeur de masses volumiques et de modules élastiques plus étendus que ceux issus des essais de laboratoire**. Cette variabilité s'explique par les discontinuités du milieu ainsi que par la présence de cailloux et constitue un point faible de l'essai SPT.

#### **5.4 Distribution statistique et géostatistique de l'indice $N_{cor}$**

Dans le cadre de la modélisation au niveau local, la variabilité des caractéristiques des matériaux est connue et établie suivant la variabilité de l'indice  $N_{cor}$ . Cette variabilité se présente aussi bien suivant l'axe longitudinal que suivant l'axe vertical. Ces variabilités sont directement intégrées dans les éléments du maillage.

Au niveau du projet, les variabilités longitudinales et verticales à prendre en considération doivent être précisées. Nous traiterons en détail de cet aspect dans le cadre

de la modélisation du site au chapitre 6. Néanmoins, les données recueillies au niveau local vont servir de base de réflexion quant à la variabilité à prendre en compte au niveau du projet. Pour ce faire, nous allons étudier d'abord les distributions statistiques des zones typiques de l'indice  $N_{cor}$  (figure 37 a à d) et ensuite établir, si elle existe, leur variabilité géostatistique.

La figure 37 (a à d) présente les distributions obtenues pour chaque zone considérée. Bien que la distribution de la zone en remblai supérieur (figure 37a) ne soit pas clairement définie, on peut, à priori, considérer qu'elle présente une distribution normale. Les deux zones centrales, soit en remblai inférieur (figure 37b) et en sol naturel supérieur (figure 37c), apparaissent plutôt comme une distribution log normal, ce qui est fréquent dans le domaine des sols (Boivin et coll., 1988; Journel, 1989; Barnes, 1993; Doré, 2001a). Finalement, la zone en sol naturel inférieur (figure 37d) peut être considérée comme une distribution normale.

À partir des données de l'indice  $N_{cor}$  de chacune des zones établies au niveau local, les semi-variogrammes ont été tracés et sont présentés à la figure 38 (a à d). Il faut mentionner que ces résultats sont à considérer sous toutes réserves. Les distributions présentées ne possèdent pas suffisamment de points pour déterminer le meilleur modèle géostatistique décrivant la forme de la courbe.

Toutefois, comme la réalisation de forages supplémentaires n'était pas possible, nous avons considéré, pour décrire ces semi-variogrammes, l'utilisation du modèle sphérique, car il est le plus fréquemment utilisé en géostatistique (Affleck et coll., 2001; Boivin et coll., 1988; Gagné, 1982).

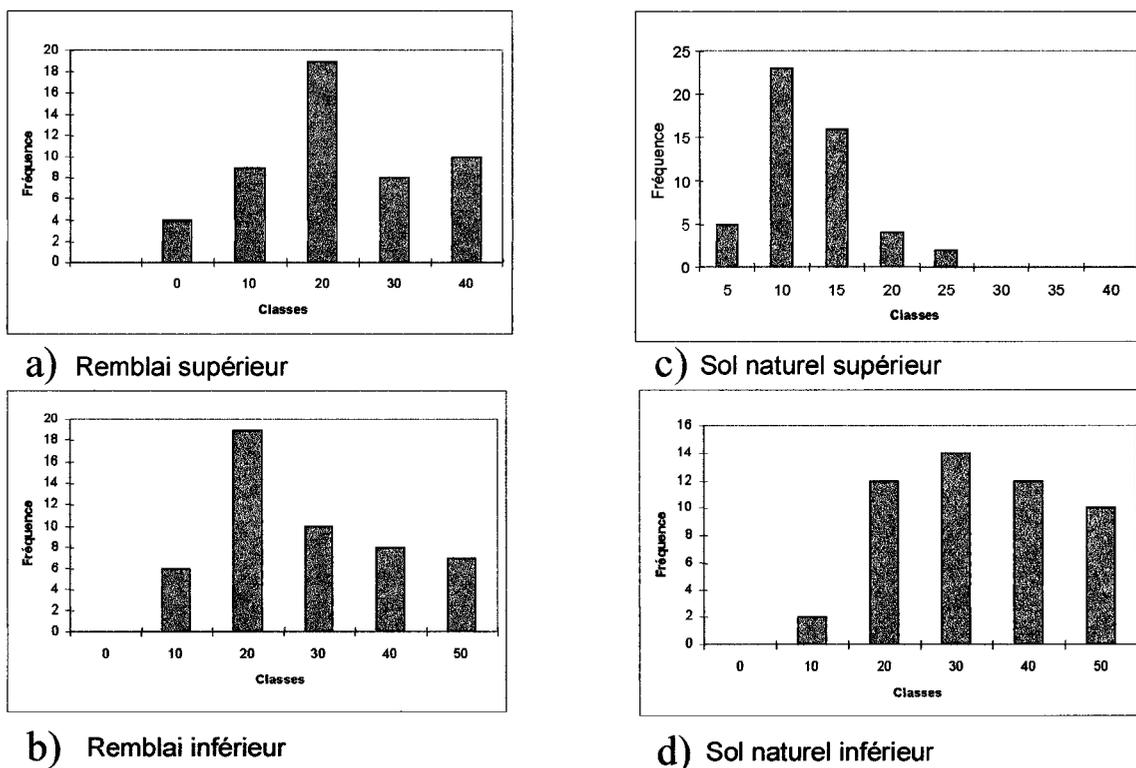


Figure 37 Distribution statistique de l'indice  $N_{cor}$  des zones typiques de la section de référence : a) zone de remblai supérieur; b) zone de remblai inférieur; c) zone de la couche de sol naturel supérieur; d) zone de la couche de sol naturel inférieur

On constate d'abord que dans la zone supérieure du remblai, le semi-variogramme existe et possède une portée de 30 mètres avec une variance de  $135 N^2$ . Le semi-variogramme de la zone de remblai inférieur n'est pas déterminé; différentes grandeurs de zones ont été évaluées en vain. Les points obtenus fluctuent autour de la valeur de la variance qui est de  $56 N^2$ . Les semi-variogrammes obtenus dans les zones de sol naturel possèdent un caractère sphérique et peuvent donc être traités comme tels.

Le tableau XX présente les paramètres statistiques et géostatistiques obtenus des distributions de la figure 37 et des fonctions géostatistiques présentées à la figure 38.

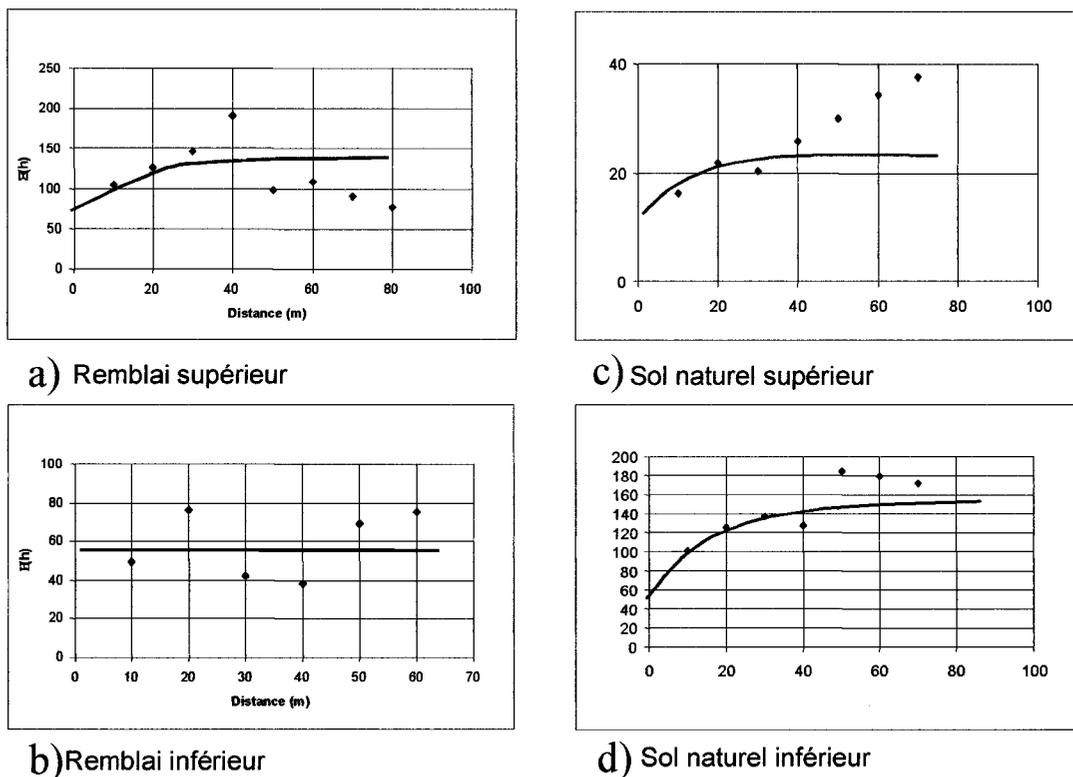


Figure 38 Semi-variogrammes de la section locale : a) zone de remblai supérieur; b) zone de remblai inférieur; c) zone de la couche de sol intact supérieur; d) zone de la couche de sol intact inférieur

Tableau XX

Paramètres statistiques et géostatistiques relatifs à la section de référence

Couche <sup>1</sup>	Porté (m)	Variance (N <sup>2</sup> )	Moyenne (N)	Écart-type (N)
Remblai supérieur	30	135	30,3	11,6
Remblai inférieur	---	56	17,5	7,5
Sol naturel supérieur	30	23,3	10,2	4,8
Sol naturel inférieur	40	143	28,9	12,8

1) Voir section type niveau local (figure 35)

### 5.5 Détermination de la variabilité spatiale de la zone de remblai inférieur

La position de la nappe phréatique semble assez déterminante pour ce qui est de la valeur moyenne de l'indice  $N$ . En effet, un sol submergé possède une résistance plus faible, des contraintes effectives réduites et une diminution de la rigidité (Holtz et Kovacs, 1981; Lambe et Whitman, 1969). De plus, la construction d'un remblai sur un sol ayant une capacité portante variable verra sa propre rigidité en être affectée.

C'est pourquoi la variabilité spatiale de la zone de remblai inférieur, qui n'est pas déterminée, sera harmonisée à la variabilité spatiale de la zone de sol supérieur. En effet, le module de la première couche d'un remblai construit sur un sol sera semblable au module de ce sol (Jeuffroy et Sauterey, 1984). La variabilité de la couche de remblai inférieur sera supposée la même que la couche de sol supérieur. Cependant, les valeurs de l'indice  $N_{cor}$  de la couche de remblai inférieur seront augmentées de la valeur de l'écart entre la moyenne des deux couches. Cet écart est de 7,3.

Une analyse des indices  $N_{cor}$  au voisinage de la nappe phréatique réalisée au niveau local permet d'observer ce phénomène. La figure 39 montre la fluctuation de  $N_{cor}$  selon l'axe longitudinal de la chaussée, à une distance moyenne de 1 mètre de part et d'autre de la nappe phréatique ainsi qu'à 2 mètres au-dessus de cette dernière. On observe que les moyennes de  $N_{cor}$  fluctuent ensemble, que la moyenne au-dessus de la nappe phréatique est légèrement supérieure à celle sous la nappe phréatique et que les moyennes augmentent plus on va vers la surface. Ces observations suggèrent 1) que la présence de la nappe phréatique joue un rôle sur la rigidité du sol non remanié; 2) que le sol, dont la rigidité varie et sur lequel le remblai est mis en place et compacté, gouverne la rigidité de ce dernier; 3) que la rigidité du remblai augmente, plus il s'éloigne de la nappe phréatique.

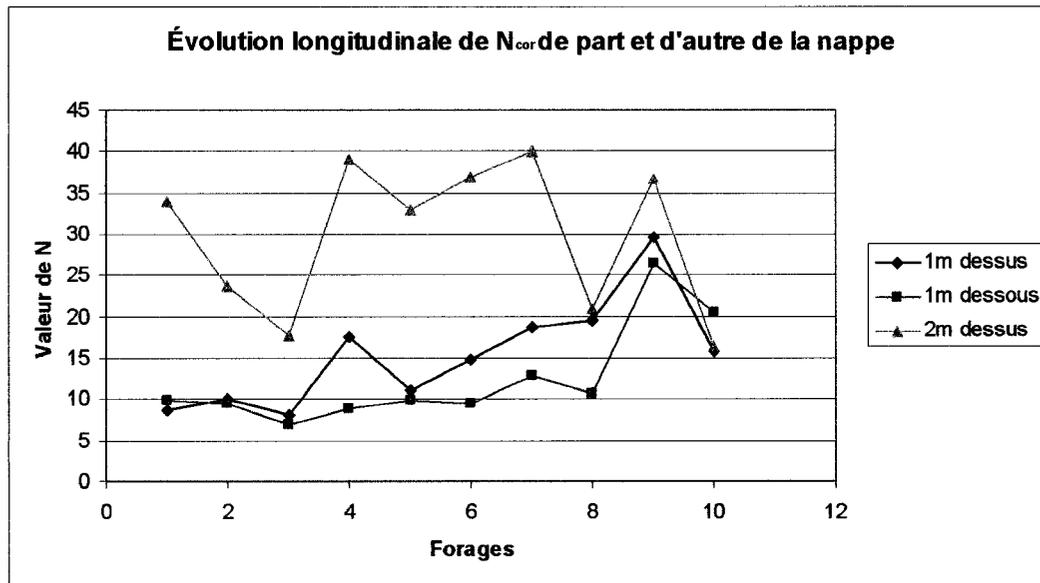


Figure 39 Moyenne de  $N_{cor}$  de part et d'autre de la nappe phréatique

## 5.6 Conclusion

L'analyse des résultats issus des essais en chantier et en laboratoire a permis de déterminer les paramètres nécessaires à la réalisation des essais numériques aux niveaux local et projet. Nous avons ainsi évalué les paramètres en fin de construction par l'interprétation de l'indice  $N_{cor}$  des essais SPT. À l'aide des essais en cellule œdométrique, nous avons estimé les paramètres originaux des sols en place. L'analyse des données a permis d'établir des modèles statistiques et géostatistiques approximatifs. Finalement, l'analyse de la rigidité des sols, de part et d'autre de la nappe phréatique, permet de déterminer une distribution statistique pour la zone de remblai inférieur, calquée sur la zone de sol supérieur.

## CHAPITRE 6

### EFFET DES SOLS D'INFRASTRUCTURE SUR L'UNI DE LA CHAUSSÉE : MODÉLISATION AU NIVEAU LOCAL

#### 6.1 Introduction

L'analyse **au niveau local** réalisée dans ce chapitre vise à montrer le lien entre les sols d'infrastructure et l'uni de la chaussée en fin de construction. Afin d'y parvenir, nous utilisons les moyens élaborés dans la méthode de modélisation proposée au chapitre 3.

Les résultats visés reposent principalement sur la représentation de la variabilité spatiale des propriétés des sols d'infrastructure du site à l'étude. Dans cette optique, l'ensemble des données issues de l'auscultation détaillée du site réalisée sur la section de 100 mètres sera mise à contribution pour montrer l'existence de ce lien.

Afin de valider nos résultats de simulations numériques, nous procédons d'abord à une analyse détaillée des mesures des pseudo-profils prises par le MTQ sur la chaussée en fin de construction.

Nous décrivons ensuite la démarche nécessaire à l'obtention des résultats de simulation représentatifs du site. Cette démarche comporte, dans un premier temps, une série de simulations exploratoires sur des modèles génériques, et dans un deuxième temps, les étapes de simulation appliquées spécifiquement au site à l'étude.

Par la suite, nous procédons aux simulations et analyses des résultats selon deux modes de chargement distincts. La première analyse simule une construction couche par couche afin d'évaluer les déplacements verticaux induits, notamment par la machinerie, sur chacune des couches jusqu'à la surface, et ce, à partir des conditions initiales des sols naturels. La seconde analyse vise à mettre en évidence les facteurs de variabilité spatiale les plus significatifs pour le site à l'étude.

Finalement, les résultats des ces simulations sont comparés avec les résultats provenant des analyses réalisées sur les mesures du MTQ.

Le chapitre 6 vise donc spécialement à évaluer la contribution du sol d'infrastructure à l'uni de la chaussée. Toutefois, il va aussi permettre d'ajuster les conditions de modélisation spécifiques au site, dans la perspective d'arriver à prédire l'uni de la chaussée en fin de construction à l'échelle du projet (chapitre 7). Notons que dans le texte, le terme déplacement, souvent utilisé, signifie un déplacement vertical vers le haut ou vers le bas. Le terme tassement signifie un déplacement vertical négatif, produisant une diminution de la section du massif.

## **6.2 Traitement des mesures provenant du site et fournies par le MTQ, analyses des pseudo-profils et calcul de l'IRI**

Les données fournies par le MTQ, mesurées à la surface de la chaussée en fin de construction, avant l'ouverture de la route à la circulation, ont été analysées en vue de permettre la comparaison avec les résultats de simulation. Ces données représentent les pseudo-profils provenant du site. Quatre pseudo-profils sont fournis par le MTQ : ceux associés aux roues gauche et droite, pour les voies lente et rapide.

La figure 40a) présente les quatre pseudo-profils et leurs écarts relatifs. Les pseudo-profils simulés par la méthode de simulation développée seront comparés au **pseudo-profil moyen** du MTQ ainsi qu'aux enveloppes minimum et maximum englobant ces écarts (figure 40b). La valeur moyenne de l' $IRI_{Brut}$  des quatre pseudo-profils est de 1,09 mm/m, ce qui constitue une valeur assez élevée en fin de construction.

La figure 41 présente la distribution de l'IRI par bande passante décomposée,  $IRI_{BP}$ , exprimé en rapport à l' $IRI_{Brut}$  calculé entre les chaînages 15+340 et 15+440. Les grandes

longueurs d'ondes ( $\lambda_{32}+\lambda_{16}+\lambda_8$ ) comptent pour 55 % de l'IRI<sub>Brut</sub> alors que les petites longueurs d'ondes ( $\lambda_4+\lambda_2+\lambda_1$ ) comptent pour 45 %.

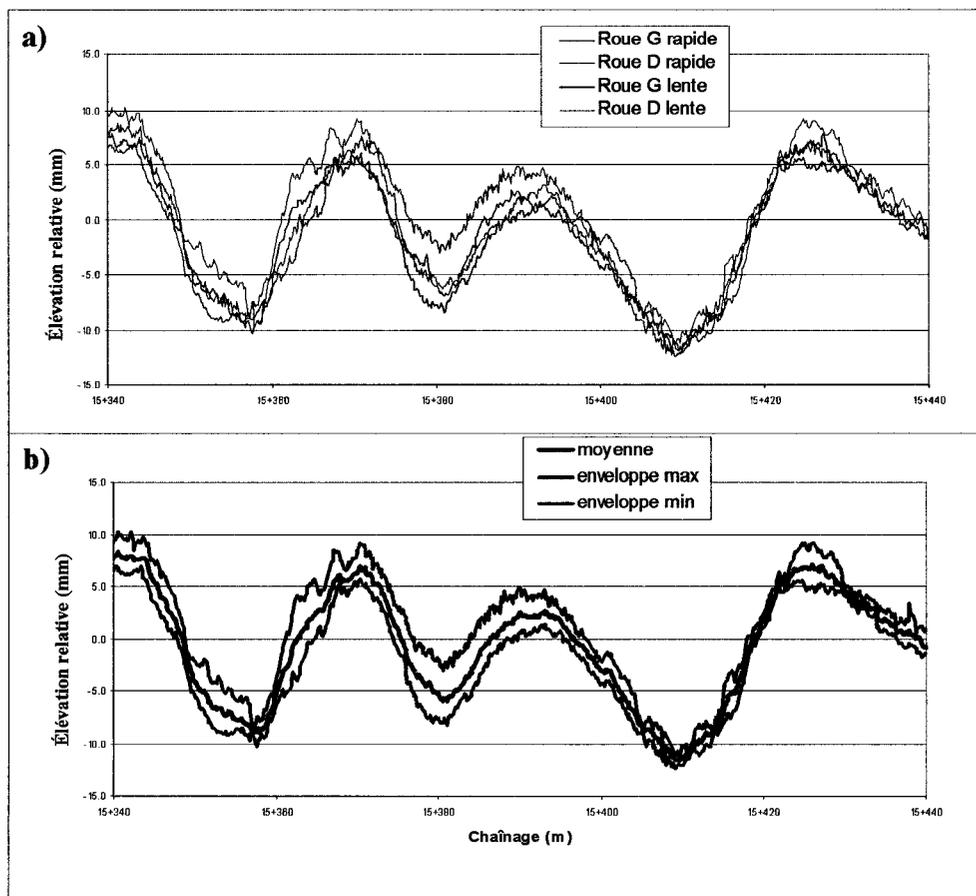


Figure 40 a) Pseudo-profil de chaque trace de roue (roues gauche et droite, voies rapide et lente; 40 b) Enveloppes des pseudo-profil et pseudo-profil moyen

**Au niveau local, les résultats obtenus des simulations seront comparés aux valeurs du MTQ en insistant plus particulièrement sur les déplacements observés et les pseudo-profil plutôt que sur l'IRI.** En effet, le tronçon à l'étude ne représentant que 100 mètres de long, cela permet le calcul d'une seule valeur d'IRI, laissant peu de place à l'interprétation des résultats.

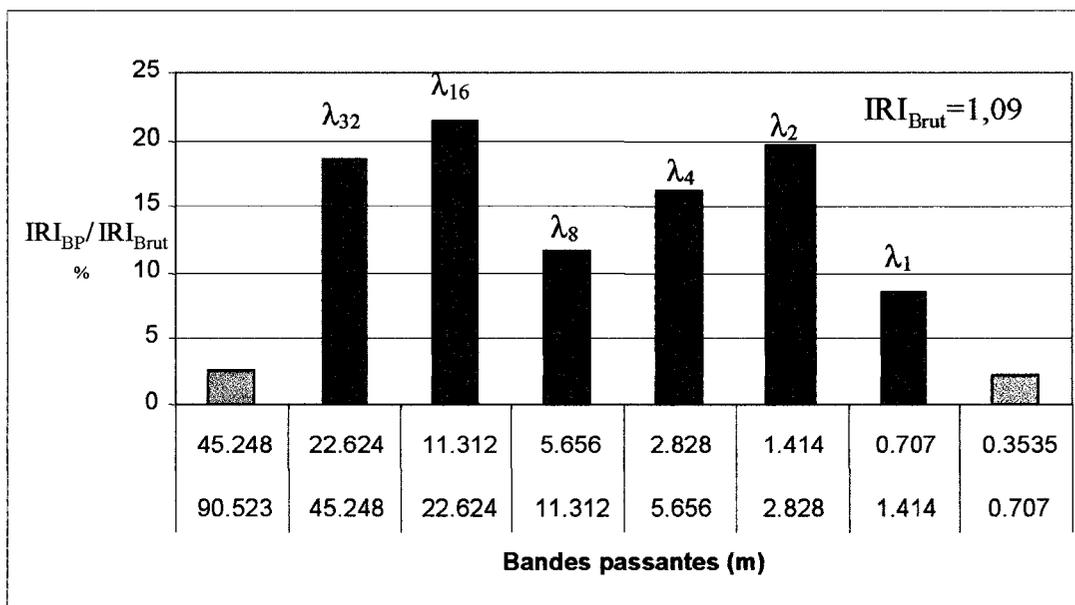


Figure 41 Distribution d'IRI par bandes passantes, niveau local, section de 100 m calculé sur l'IRI<sub>Brut</sub> moyen

### 6.3 Démarche et étapes de la simulation numérique

Le passage de la réalité du chantier à la simulation numérique nécessite quelques ajustements inhérents à la modélisation proprement dite. Il est nécessaire de structurer la démarche de modélisation de manière à pouvoir, en tout temps, en expliquer les résultats.

#### 6.3.1 Simulations exploratoires

Dans un premier temps, afin de comprendre les mécanismes en jeu et leurs interactions, plusieurs simulations ont été réalisées sur des modèles génériques. Ces simulations, qui intègrent plusieurs caractéristiques du site, ont permis de bien établir l'effet de certaines composantes du modèle sur la réponse obtenue, notamment, l'effet de la dimension des éléments du maillage; l'effet de la variabilité spatiale des paramètres sur l'amplitude des

déplacements, etc. Le tableau XXI présente plusieurs essais réalisés sur des modèles génériques et les principales conclusions issues de ces analyses.

Tableau XXI

Essais génériques basés sur une modélisation simple dans le but d'évaluer un ou des paramètres de façon isolée

Description des essais	Nombre d'essais	Conclusions/résultats
Développement des procédures de simulation Transformation des résultats en pseudo-profil Développement des techniques de transfert de données entre FLAC et Excel Évaluation des éléments du maillage	20	Procédure fonctionnelle La longueur des éléments influence la réponse. Plus l'élément est petit, plus grande est la discrétisation, et plus la réponse est précise.
Étude de la variabilité des paramètres et des défauts sur l'uni	12	Essais concluants : le modèle reproduit bien le comportement des sols et la réponse obtenue est fidèle aux modèles théoriques. De plus, la disposition des défauts apparaît clairement dans le pseudo-profil et l'IRI (MO et GO).
Évaluation de l'influence de la position de la frontière inférieure du maillage Estimation d'une profondeur applicable (2 m, 4 m, 6 m, 8 m)	4	Plus la profondeur du refus est grande, plus les déformations à la surface sont importantes. C'est pourquoi une profondeur moyenne du refus est établie sur la base des données au niveau local.
Étude de la longueur de la distribution géostatistique au niveau projet (5 m, 10 m, 20 m).	3	Plus la zone est grande, plus l'amplitude de la déformation est grande. Dans la simulation, on ne veut favoriser une longueur d'onde plus qu'une autre. On choisit d'utiliser une échelle de fluctuation de 10 m.
Étude des chargements cycliques, évaluation de l'applicabilité de certains modèles dans FLAC	19	Pas de conclusions, manque de paramètres, essais de laboratoire supplémentaires nécessaires.
Étude sur l'optimisation entre le signal d'IRI MTQ et les longueurs d'ondes	2	Les essais montrent qu'on obtient une meilleure corrélation avec $[\lambda_{32}-\lambda_{16}-\lambda_8]$ au niveau local et $[\lambda_{32}-\lambda_{16}]$ au niveau projet.
Étude de la décomposition des pseudo-profil et analyse de l'IRI par longueurs d'ondes	100	Développement d'un logiciel et publication dans le CJCE.
Analyses et essais de l'effet de la variation de la longueur de la portée sur les IRI <sub>BP</sub> . Essais conjoints avec le CDGA de l'université de Bordeaux I.	50	Production d'abaques permettant d'estimer la proportion d'IRI <sub>BP</sub> selon l'échelle de fluctuation de la rigidité du sol et le module de rigidité de la chaussée. Publication en cours.

### 6.3.2 Étapes de la simulation numérique

Dans un deuxième temps, suite aux simulations génériques, nous avons établi une démarche de simulation nous permettant d'atteindre notre objectif. Cette démarche respecte les conditions inhérentes à la modélisation numérique et au code de calcul utilisé, tels que la dimension des éléments du maillage, les critères de chargement, le modèle rhéologique, etc. (Billiaux et coll. 1993, Mestat, 1998b, Lahoud, 1998, Hicher, 2001). Cette démarche est constituée des étapes suivantes :

- a. Choix du modèle rhéologique;
- b. Discrétisation du milieu : construction du maillage;
- c. Détermination des paramètres spécifiques au site;
- d. Séquence de calcul des simulations;
  - Équilibre des forces;
  - Calcul des déplacements associés aux étapes de construction;
- e. Détermination des pseudo-profils;
- f. Calcul et analyse des IRI;

#### 6.3.2.1 Choix du modèle rhéologique utilisé dans les simulations selon la nature du site

La modélisation des déformations verticales permanentes induites dans les sols d'infrastructure et dues aux effets de la construction n'est pas simple. Comme nous l'avons vu dans la revue de littérature, les sols constituent des matériaux dont la relation sollicitation-déformation-temps est très complexe. Parce que les déformations ne sont pas nécessairement instantanées, ni linéaires, ni réversibles, le comportement de certains sols est dit visco-élastoplastique. La modélisation de ce type de comportement nécessite une connaissance avancée des matériaux ainsi que la détermination de plusieurs paramètres permettant de les décrire dans divers cas de sollicitation.

Or le développement d'un tel modèle sort du cadre de notre projet. C'est pourquoi, afin de décrire les déformations verticales permanentes induites dans les sols d'infrastructure en cours de construction, nous faisons appel aux deux hypothèses suivantes :

1) La variabilité spatiale des propriétés mécaniques et physiques des sols d'infrastructure est le principal facteur à l'origine de leurs déformations verticales différentielles.

Évidemment, cette variabilité spatiale évolue en cours de construction suite à la densification des matériaux, notamment. Toutefois, on peut admettre que les relations décrivant cette variabilité demeurent constantes en cours de construction, bien que les propriétés des matériaux évoluent.

2) Pour les sols granulaires, bien que le tassement immédiat ne peut être qualifié d'élastique parce que non réversible, on utilise, en mécanique des sols, les concepts relatifs à la théorie de l'élasticité comme modèle de base (Holtz et coll., 1981). Toutefois, l'étude du comportement des sols est réalisée pour différents cas de sollicitations, et va permettre de modéliser les relations contraintes-déformations de manière non linéaire et non réversible pour chaque cas particulier. C'est le cas notamment, de l'essai de compression uni axial en cellule œdométrique. Cet essai utilise les concepts du modèle élastique dans un contexte de déformation permanente afin d'établir une relation entre la charge appliquée et le changement d'indice des vides du sol. On détermine ainsi un module œdométrique, qui s'apparente au module élastique, mais donc la valeur évolue en fonction de la différentielle de contrainte par rapport à la différentielle d'indice des vides (éq. 5.3)

Le modèle rhéologique proposé, fondé sur les principes d'élasticité linéaire, utilise l'analogie entre le module élastique et le module œdométrique afin de décrire le tassement induit dans le sol d'infrastructure sous chargement uni axial. La représentation du sol d'infrastructure par des éléments liés dans un maillage du code de calcul par

différences finies, permet de tenir compte du confinement latéral semblable à celui observé dans l'essai en cellule œdométrique.

Les essais réalisés en cellule œdométrique et présentés à la section 5.3.1 permettent d'étudier les caractéristiques des matériaux prélevés sur le site en terme d'évolution du tassement sous chargement uni axial. Ils permettent aussi d'estimer la valeur de la rigidité initiale des sols à l'aide du prolongement de la courbe de compression vierge obtenue (figure 36). Ces essais montrent qu'avec des contraintes verticales variant selon une fourchette de valeurs comprises entre 275 et 1500 kPa, on obtient des tassements de l'ordre de grandeur de ceux observés en fin de construction.

Dans cette optique, on obtient des tassements réalistes dont la variabilité est essentiellement due à la variabilité spatiale des propriétés et de la stratigraphie des matériaux.

Dans le cadre de notre projet, les matériaux du sol d'infrastructure de la chaussée sont presque exclusivement du sable silteux de type SP-SM. Il s'agit d'un matériau relativement facile à compacter, pour lequel les déplacements sont considérés comme instantanés, et dont le gonflement en présence d'eau ou au déchargement est à toutes fins pratiques négligeable.

Afin de tenir compte de l'évolution des propriétés des sols en cours de construction, un modèle de comportement élastoplastique est utilisé dans la première analyse. Ce modèle, décrit à la section 2.3.3.4 (Adam, 1998), est appliqué en considérant la non-linéarité de la rigidité afin de tenir compte de manière incrémentale de la variation des paramètres et ainsi des déformations permanentes induites en cours de construction, tel que décrit à l'annexe 6.

### **6.3.2.2 Discrétisation du milieu : construction du maillage**

Étant donné que l'IRI se calcule à partir d'un pseudo-profil dont les élévations sont prises à des intervalles de 15 cm selon l'axe longitudinal de la chaussée, la discrétisation de la section de référence a été réalisée avec des éléments de 15 cm suivant cet axe. Par ailleurs, avec la profondeur, la variabilité verticale des paramètres des matériaux, telle que mise en relief à la section 5.3, est prise en compte dans la modélisation en subdivisant la section en huit couches d'éléments d'épaisseur variable. Cependant, il est important de conserver un rapport des côtés de l'élément plus grand que 1/10.

Par ailleurs, pour le calcul de l'IRI, un pseudo-profil sur 100 m est nécessaire, soit la longueur du tronçon étudié au niveau local. Cependant, pour répondre à des contraintes imposées par le filtre Butterworth, utilisé pour la décomposition du pseudo-profil, la section à l'étude a été élargie de 10 m à chaque extrémité. Il n'en demeure pas moins que l'analyse porte essentiellement sur la portion centrale comprise entre les chaînages [15+340-15+440]. Toutefois, dans sa version élargie de 120 mètres, le maillage est constitué de 6400 éléments (800 x 8). La figure 42 présente une partie de ce maillage.

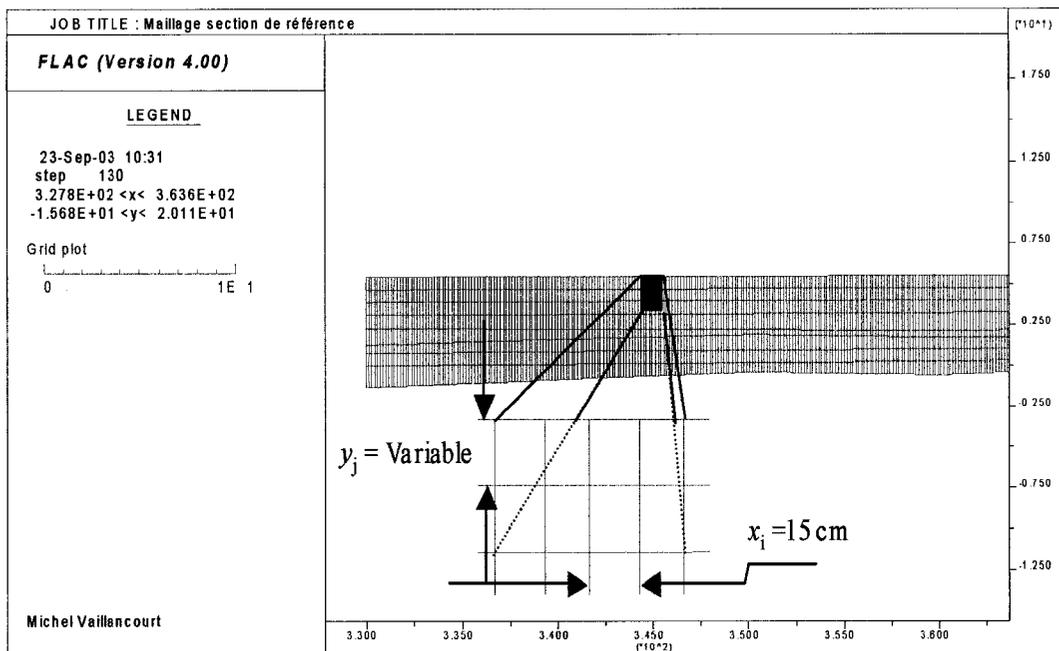


Figure 42 Maillage utilisé pour la simulation du comportement mécanique de la section au niveau local

### 6.3.2.3 Détermination des paramètres spécifiques au site (paramétrisation)

Les paramètres élastiques permettant de décrire les propriétés des matériaux spécifiques au site ont été établis à la section 5.2 (tableau XIX). Ces paramètres sont distribués à l'ensemble des éléments du maillage en intégrant la variabilité spatiale propre au site, établie à partir de la distribution de l'indice  $N_{cor}$ , tel que présenté à la figure 35.

### 6.3.2.4 Séquences de calcul de la simulation

Afin de simuler le plus fidèlement possible les déplacements issus de la construction, et ainsi établir le pseudo-profil de fin de construction, des séquences de calcul reproduisant les étapes de construction ont été prises en compte. Deux étapes s'avèrent essentielles dans le contexte. D'une part, il faut établir l'équilibre initial des forces (6.3.2.4.1), et

d'autre part, établir le processus approprié pour reproduire numériquement les étapes liées à la mise en œuvre de la structure de la chaussée (6.3.2.4.2).

#### **6.3.2.4.1 Équilibre initial du domaine discrétisé**

L'équilibre initial du massif de sol existant avant la construction doit être considéré, avant d'amorcer les étapes de construction proprement dites (Mestat, 1998a). L'exécution des travaux aura pour effet de perturber cet équilibre. Par conséquent, suite à la construction du maillage représentant les différentes couches de sol in situ (en trois couches), l'état des contraintes initiales est déterminé par un premier cycle de calcul.

Dans FLAC, le coefficient des terres au repos, c'est-à-dire le rapport des contraintes horizontales sur les contraintes verticales, est fixé par défaut à  $K_0 = 0,5$ , soit à environ  $(1 - \sin\phi)$ , selon la formule de Jaky. Ce coefficient représente une valeur moyenne, pour les matériaux granulaires normalement consolidés (Holtz et coll., 1981).

Après l'atteinte de l'équilibre isostatique, suite à ce premier cycle de calcul, nous avons vérifié, par simulation numérique, l'effet du déblai de la couche de terre végétale, de manière à vérifier l'amplitude du rebondissement du sol. Les résultats obtenus, de l'ordre du centième de millimètre, nous permettent de dire que cette étape de construction peut être négligée, du moins dans le cadre de ce projet, compte tenu de l'épaisseur de déblai et de la nature des matériaux en cause.

En définitive, le calcul numérique prend donc en compte l'équilibre isostatique de la couche de sol initiale, incluant le sol végétal. Après l'atteinte de cet équilibre isostatique (déplacement de l'ordre du centième de millimètre), toutes les déformations induites par cette étape sont réinitialisées (ramenées à zéro) afin de ne considérer dans les simulations que les déplacements produits par les étapes de la construction de la chaussée proprement dites.

### 6.3.2.4.2 Simulation des déplacements liés aux étapes de construction de la chaussée : deux approches considérées

Dans l'optique de simuler les déplacements induits en cours de construction sans connaître les propriétés initiales des matériaux en place, deux approches de simulation ont été évaluées pour contourner cette problématique. La première série de simulations, l'Analyse 1, est basée sur l'évaluation à rebours des propriétés initiales des matériaux et sera présentée en détails à la section 6.4. Cette approche vise à faire ressortir l'effet de la construction par l'analyse des déplacements de chaque couche de matériaux. La seconde série de simulations, l'Analyse 2, est présentée à la section 6.5. Elle vise à déterminer l'apport des principaux facteurs influents sur les déplacements totaux, et à en évaluer la contribution à l'uni de la chaussée.

Le tableau XXII décrit les conditions de simulation utilisées pour chacune des analyses. On y présente, pour chacune d'elles, les facteurs utilisés pour la simulation. On y indique si la variabilité spatiale est représentée ou non, si la présence de la nappe phréatique est prise en compte ou non, la valeur de la contrainte verticale appliquée à la surface de la dernière couche en place et finalement, la forme des résultats obtenus.

Tableau XXII

Conditions des essais réalisés dans le cadre des Analyses 1 et 2 au niveau local

Analyse	Simulation	Variabilité		Nappe phréatique	Contrainte (kPa)	Pseudo -profil	IRI
		Matériaux	Stratigraphie				
1	Tous	oui	oui	oui	275	oui	non
1	Tous	oui	oui	oui	550	oui	oui
1	Tous	oui	oui	oui	800	oui	non
2	Sol	non	oui	non	550	oui	oui
2	Sol	oui	non	non	550	oui	oui
2	Nappe	non	non	oui	550	oui	oui
2	Remblai	oui	non	non	550	oui	oui
2	Tous	oui	oui	oui	550	oui	oui

### 6.3.2.5 Calcul des pseudo-profils

Pour mettre en relief l'effet du sol d'infrastructure sur l'uni de la chaussée, seuls les déplacements évalués en surface sont requis. Ces déplacements, obtenus en fin de calcul, sont exprimés relativement à l'élévation initiale du maillage. Pour connaître l'élévation finale, on soustrait simplement le déplacement calculé de l'élévation initiale. La figure 43 montre l'élévation finale (rouge), par rapport à l'élévation initiale (vert). Évidemment, les déplacements sont ici fortement amplifiés. Le pseudo-profil est obtenu en déterminant pour chacun des nœuds superficiels des éléments de surface du maillage (le profil calculé) la différentielle entre leur élévation et une droite passant par les extrémités de ce profil calculé tel que montré par le trait bleu à la figure 43. La schématisation agrandie est présentée à la figure 44.

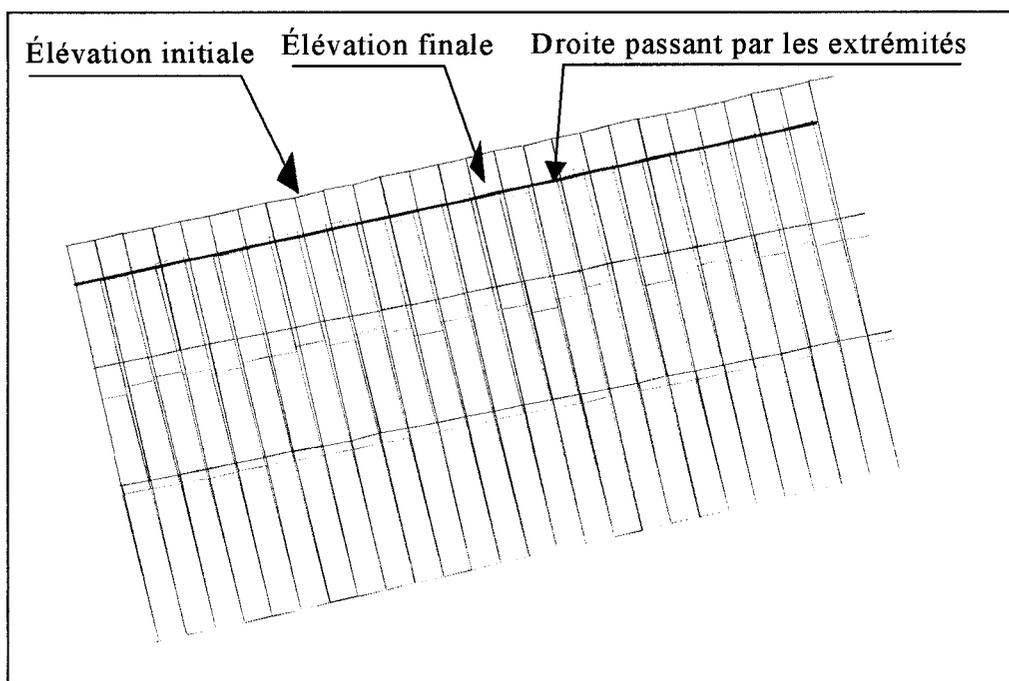


Figure 43 Déplacements amplifiés observés en fin de construction au niveau local

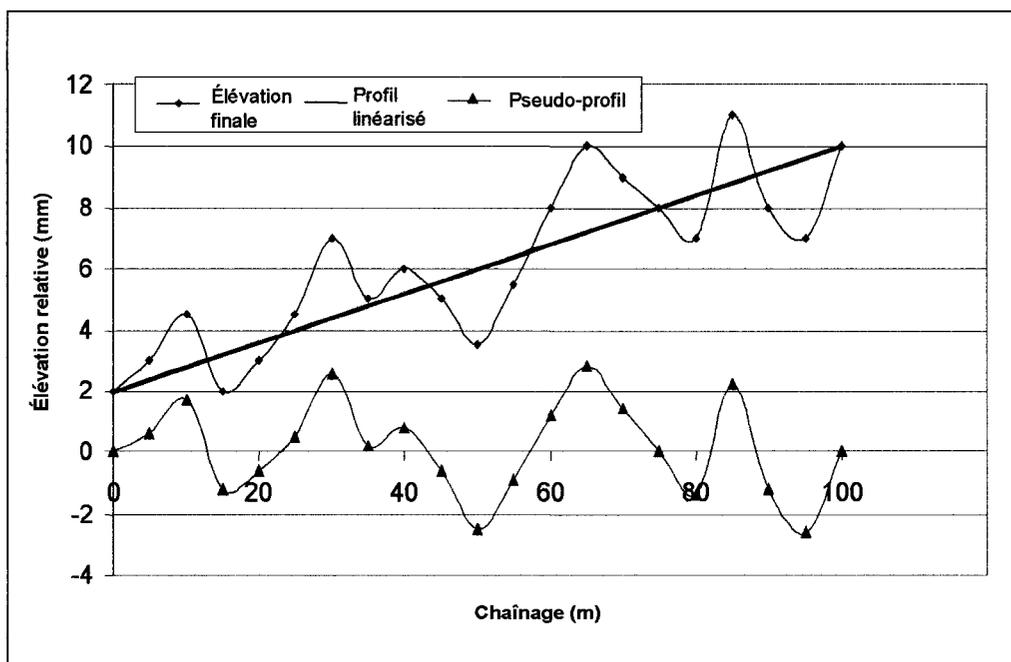


Figure 44 Calcul du pseudo-profil à partir des déplacements calculés par simulation

Cependant, selon la valeur des points aux extrémités de la droite ainsi que la nature des déformations, il est possible que le pseudo-profil obtenu par le procédé décrit au paragraphe précédent soit entièrement au-dessus ou au-dessous du "zéro" sans toutefois modifier la valeur d'IRI qui y est associée (Sayers et coll., 1998). Les pseudo-profils obtenus par simulation sont comparés entre eux et avec ceux réalisés par le MTQ sur la base de l'analyse faite à la section 6.2.

### 6.3.2.6 Calcul et analyse des IRI

Les simulations réalisées dans le cadre de cette recherche ne permettent pas la prise en compte des déformations de petites longueurs d'ondes : aucun modèle rhéologique n'est utilisé pour reproduire le comportement des couches supérieures de la chaussée (enrobé et fondation supérieure). Par conséquent, la validation de la méthode proposée par l'entremise des données du MTQ se limite essentiellement aux grandes longueurs

d'ondes (GO). La détermination des  $IRI_{GO}$  nécessite un traitement par décomposition en pseudo-profils élémentaires tel que décrit à la section 3.5.2. Les pseudo-profils du MTQ sont filtrés et les pseudo-profils élémentaires obtenus seront regroupés en deux classes : les grandes longueurs d'ondes (GO), regroupant les longueurs d'ondes  $[\lambda_{32}+\lambda_{16}+\lambda_8]$ , et les petites longueurs d'ondes (PO) qui comprennent les longueurs d'ondes  $[\lambda_4+\lambda_2+\lambda_1]$ .

La littérature nous suggère un regroupement des pseudo-profils élémentaires selon trois classes distinctes (GO  $[\lambda_{32}+\lambda_{16}]$ , MO  $[\lambda_8+\lambda_4]$  et PO  $[\lambda_2+\lambda_1]$ ), (Delanne, 1999; Corté, 1999). Toutefois, la finesse de notre maillage et la discrétisation des caractéristiques du site, ainsi que plusieurs simulations réalisées, nous conduisent à inclure dans les grandes longueurs d'ondes, le pseudo-profil élémentaire  $[\lambda_8]$  afin d'obtenir une meilleure corrélation avec les valeurs du MTQ.

#### **6.4 ANALYSE 1 : Simulation des déplacements liés aux étapes de construction de la chaussée. Cumul des déplacements subis par chaque couche**

Dans cette première approche, la construction de la chaussée est modélisée couche par couche. Partant du principe qu'un sol moyennement lâche soumis à une première série de contraintes importantes, liées notamment aux actions de compactage, subira des déformations permanentes importantes. Le sol verra ainsi son module d'élasticité augmenter significativement en cours de construction. Bien que le modèle rhéologique à élasticité linéaire est utilisé dans le code de calcul, la rigidité est ajustée de manière incrémentale, afin de tenir compte des portions élastiques et plastiques des déformations calculées ( $\epsilon_e + \epsilon_p = \epsilon_{total}$ ) en référence au modèle rhéologique élastoplastique proposé par Adam (1999) et présenté à la section 2.3.3.4.

La mise en application du modèle de Adam nécessite la connaissance des caractéristiques initiales des matériaux à l'état vierge, ainsi que les données stratigraphiques recueillies sur le site, avant la construction. Les modules à l'état vierge sont estimés à partir des modules à l'état final divisés par trois ( $E_i/3$ , section 5.3). Le

détail des calculs d'incrémentation des modules sont présentés à l'annexe 6. Cette annexe présente aussi l'approche proposée afin de simuler les déplacements permanents produits par le passage d'un rouleau vibrant.

#### **6.4.1 Modélisation numérique d'une passe de rouleau**

Dans le cadre de cette simulation, la couche de sol vierge est représentée par trois rangées d'éléments, de la ligne de refus jusqu'à l'élévation du terrain décapé. Les modules d'élasticité du sol sont distribués en respectant la variabilité spatiale verticale et longitudinale mesurée sur le site et basés sur l'indice  $N_{cor}$  (figure 35). La couche rigide, à la base du maillage (au refus) est fixe selon les axes  $x$  et  $y$  et ne subit ainsi aucun déplacement. Les modules d'élasticité de la première rangée d'éléments sont ceux déterminés au tableau XIX à partir de l'essai SPT ( $E_o = E_f$ ). Les modules d'élasticité des deux autres rangées d'éléments de cette même couche de sol naturel correspondent aux modules initiaux des matériaux, ( $E_o = E_f/3$ ), modules avant la construction, tels qu'estimés à la section 5.3.1.

Une contrainte verticale moyenne,  $\sigma_v$ , de 550 kPa, correspondant à une passe de rouleau, est alors appliquée sur la surface initiale. La contrainte a été fixée à 550 kPa, en référence aux résultats présentés à la section 5.3 ainsi qu'à l'annexe 6. Ce niveau de contrainte se situe au centre du domaine des contraintes (figure 36) qui permettent d'emmener le sol lâche vers un niveau de densification moyen, semblable à celui déterminé par l'essai SPT en fin de construction. À cet titre, afin de justifier la valeur de cette charge, plusieurs modèles numériques simulant la réponse d'une chaussée sous l'action d'une charge verticale utilisent une intensité de charge variant entre 500 kPa et 700 kPa (Jouve et coll., 1994; Chen et coll., 1995; Dawson et coll., 1996b; Akou et coll., 1999).

Les déplacements induits entraînent une augmentation des modules d'élasticité. Après relâchement de la charge, des déplacements permanents demeurent et leur grandeur est établie par le coefficient de plastification  $C^p$  (éq. 6.3, annexe 6). Un cycle correspondant à une passe de rouleau est présenté au tableau XXIII. Huit cycles de calcul sont nécessaires afin d'atteindre la valeur finale des modules élastiques estimés à partir des essais SPT et présentés au tableau XIX.

La couche subséquente de remblai #1 est ensuite mise en place; le profil initial de cette couche est parfaitement linéaire. Elle possède des modules d'élasticité  $E_o = E_f/3$ . Le cycle de chargement-déchargement est recommencé. Les déplacements mesurés à la surface de cette couche intègrent tous les déplacements du massif modélisé (couche de sol naturel et la couche de remblai #1). La séquence se poursuit de la même manière pour les couches subséquentes, soit les couches de remblai #2, #3 et #4 ainsi qu'une couche de fondation granulaire. Chacune de ces couches est définie par une rangée distincte d'éléments, ce qui donne au total un maillage constitué de huit couches d'éléments (3 sols naturels + 4 remblais + 1 fondation granulaire).

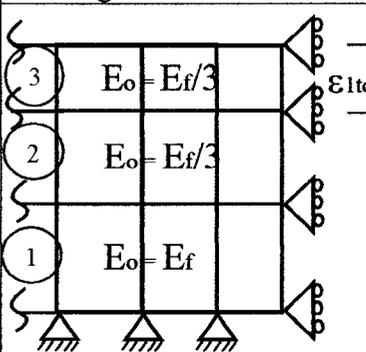
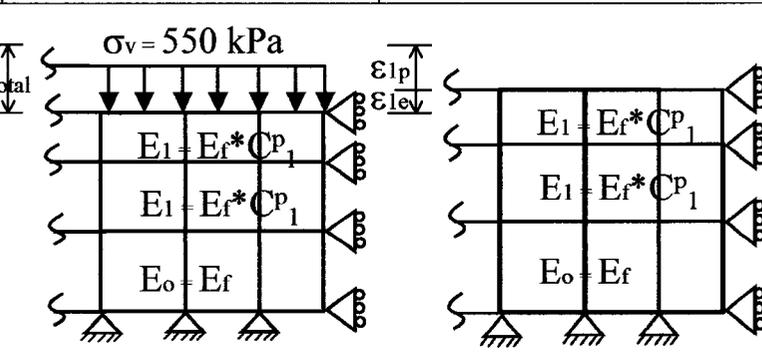
Les déplacements permanents obtenus par ces séquences de construction sont compilés pour chaque couche et cumulés tel que présenté à la figure 45. Les résultats présentés à la figure 45 montrent que :

- 1- Les déplacements les plus importants se situent dans la couche des sols naturels en place. Premièrement, à cause de la nature relativement lâche du sol naturel par rapport aux couches subséquentes. En effet, la présence de la nappe phréatique a pour effet de diminuer la valeur des modules d'élasticité dans les sols submergés (Lambe et coll., 1969). Deuxièmement, par l'épaisseur de cette couche produisant des déplacements plus grands.

2- Les déplacements totaux suivent, de manière générale, les déplacements des sols naturels.

Tableau XXIII

Un cycle de chargement-déchargement avec déformations permanentes produites par une passe de rouleau vibrant

<p>Modélisation de la couche de sol naturel décapé constituée de 3 rangs d'éléments Ligne de refus fixe : <math>\Delta x = \Delta y = 0</math> Initialisation des modules élastiques initiaux selon la rangée</p>	<p>Chargement <math>\sigma_v = 550</math> kPa Déformation totale <math>\epsilon_{ltotal}</math> Incrémentations des modules élastiques : <math>E_1 = E_o + \Delta E</math> ou <math>E_1 = E_f * C^p_1</math></p>	<p>Déchargement <math>\sigma_v = 0</math> kPa en surface Rebondissement -Déformation élastique = <math>\epsilon_{el}</math> -Déformation plastique = <math>\epsilon_{pl}</math> Établie en référence au coefficient de plastification <math>C^p</math></p>
 <p>Condition initiale</p>	 <p>Chargement-déchargement : cycle #1</p>	

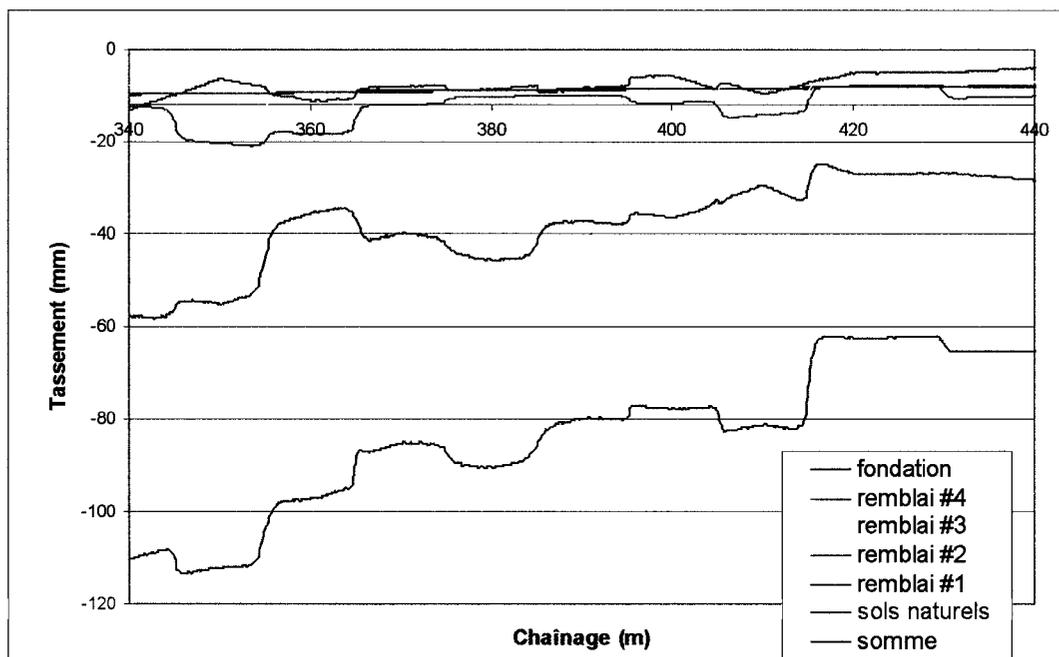


Figure 45 Résultats de la simulation présentant la relation entre les déplacements observés pour chacune des couches et la somme des déplacements

#### 6.4.2 Analyse des résultats de la série de simulations Analyse 1

En fin de construction, en traçant le pseudo-profil à partir de la somme des déplacements de chaque couche, présentée à la figure 44, on obtient le pseudo-profil final. La figure 46 compare le pseudo-profil obtenu de cette simulation et ceux du MTQ. Abstraction faite du premier 20 m, on constate des ressemblances très marquées entre le pseudo-profil simulé et les pseudo-profils mesurés fournis par le MTQ, et ce, tant en termes d'amplitudes que de longueurs d'ondes. Le tableau XXIV résume ces corrélations. Le coefficient de corrélation,  $R$ , est utilisé afin d'évaluer la dépendance de deux fonctions  $X$  et  $Y$ . Le détail du calcul de  $R$  est présenté à l'annexe 1.

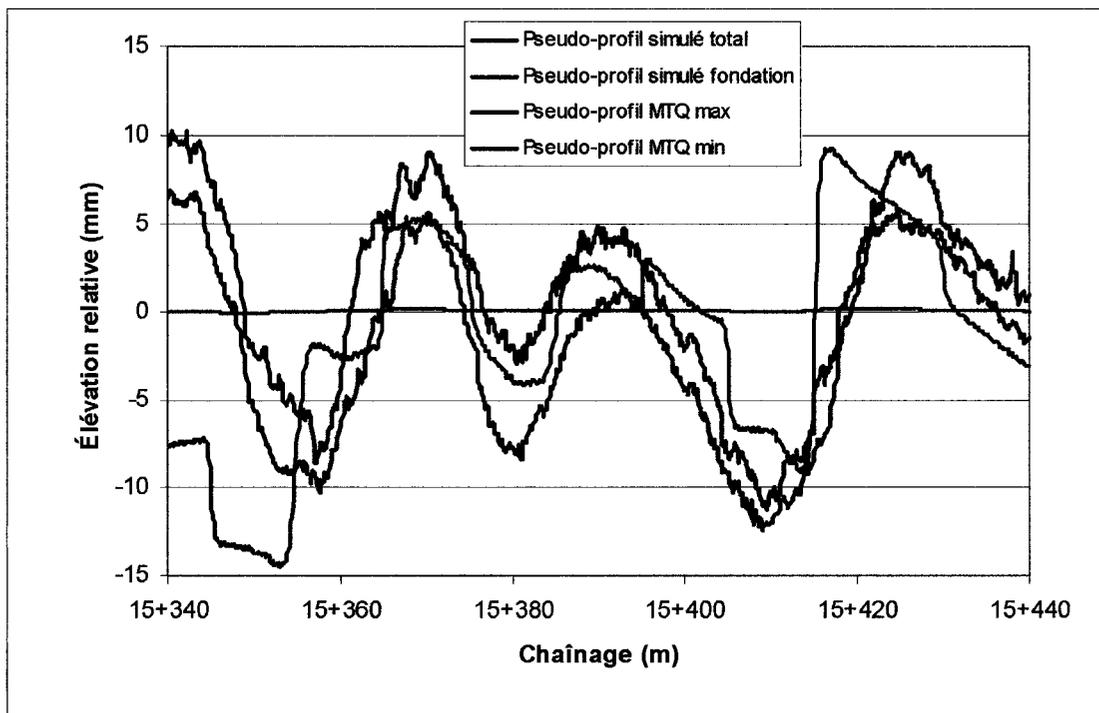


Figure 46 Pseudo-profil obtenu par simulation (somme) et mesurés (MTQ)

Tableau XXIV

Corrélation (R) entre les pseudo-profil simulés et ceux du MTQ

Pseudo-profil	MTQ moyen	MTQ Max	MTQ Min
Simulé	0,75	0,71	0,75

L'écart des pseudo-profil dans la section 15+340 à 15+360, présentés à la figure 45, peut être attribué en partie à : une incohérence des résultats SPT; un comportement qui diffère vraiment du reste de la section, etc. À cet égard, notons qu'un ponceau en béton armé traverse la chaussée au chaînage 15+320, pouvant entraîner des conditions locales particulières non prises en compte dans la simulation.

Enfin, à titre indicatif, l'IRI<sub>GO</sub> tel que décrit à la section 6.2, a été calculé sur le pseudo-profil de la somme des déplacements de la figure 45. La valeur ainsi obtenue est de 0,84 mm/m.

### 6.4.3 Réflexions et discussions sur les résultats

L'ensemble des résultats de cette simulation apporte des éléments de réflexion importants en ce qui a trait au poids relatif de chacune des couches de la structure sur l'uni de la surface. À cet effet, la contribution de chaque couche au déplacement total a été évaluée et est présentée au tableau XXV en pourcentage du déplacement total calculé. Les résultats montrent que la contribution du sol naturel par rapport aux autres couches est fort importante et s'élève à 45 % ! Les déplacements produits dans les couches de remblai sont regroupés et contribuent à 44 % du déplacement total.

Tableau XXV

Tassement de chaque couche de matériau et leur contribution (en %) au déplacement total

Couche	Tassement de la couche en mm	Contribution au déplacement total en %	
Fondation	8,8	11	
Remblai #4	8,7	11	Remblai total 44
Remblai #3	8,4	10	
Remblai #2	12,1	14	
Remblai #1	8,8	9	
Sols naturels	38,7	45	
Total	84,6		

Cette simulation fait ressortir deux aspects importants quant à la mise en place d'une structure de chaussée. Le premier concerne **le rôle important joué par le sol naturel en place qui, pour l'analyse actuelle, représente 45 % des déplacements totaux observés à la surface de la chaussée** (en admettant que le pseudo-profil MTQ est équivalent au pseudo-profil total simulé tel que montré à la figure 46).

Le second concerne la séquence de modélisation dans FLAC qui permet d'atténuer les déplacements de chacune des couches par l'artifice suivant :

- a. La surface de chaque nouvelle rangée d'éléments, laquelle est représentative d'une nouvelle couche de matériau, est placée sur la couche sous-jacente de façon linéaire et parallèle à la surface finale de la chaussée. Par conséquent, les déplacements qui ont été calculés sur les couches sous-jacentes sont atténués par cette façon de faire. La nouvelle couche mise en place possède donc une épaisseur légèrement variable.
- b. La surcharge appliquée sur la nouvelle couche générée produit un déplacement différentiel dû essentiellement à la variabilité de l'épaisseur de cette couche et à la variabilité des modules élastiques des éléments de cette couche. Les couches sous-jacentes ont un comportement élastique.
- c. Donc, les déplacements de la dernière couche mise en place, la couche de fondation en rouge sur la figure 46, sont principalement dus à la variabilité des matériaux et de l'épaisseur de la couche. Comme cette couche est plutôt mince et que les valeurs des modules élastiques sont les plus grandes, il y a très peu de déplacements calculés dans cette couche.

Dans ces conditions, si la construction en chantier avait été réalisée avec un nivellement et une compaction parfaites, tel que réalisés dans la simulation, nous pouvons supposer

que le pseudo-profil final mesuré (MTQ) serait tel que celui simulé, lequel est nettement moins accidenté que le pseudo-profil final du MTQ.

**En définitive, pendant la construction réelle, il y a propagation des élévations du profil initial du terrain jusqu'à la surface finale de la chaussée. Les déplacements et déformations du terrain vierge se sont transmis d'une couche à l'autre et ce, malgré la mise en forme et la compaction de chaque couche en cours de construction. Il y a matière à réflexion quant aux causes engendrant ce phénomène.**

D'une part, on peut mettre en question les séquences de mise en œuvre en chantier. Ces séquences se composent principalement de deux étapes alternées, soit le nivellement de la surface et le compactage des matériaux constituant la structure de la chaussée.

Les équipements utilisés pour le nivellement de la surface sont principalement : 1) le bélier mécanique, dans une première phase de construction et 2) la niveleuse, dans les phases de finition. Le nivellement de la surface par le bélier est fortement tributaire de la surface sur laquelle il se déplace. La lame étant située à une extrémité de l'engin, le moindre changement de pente de la surface en construction produit une variation de l'épaisseur de la couche mise en place. Dans le même esprit, la lame de la niveleuse étant située au centre de l'empattement, entre l'essieu avant et le tandem arrière, la surface nivelée est tributaire de la position relative des essieux. La figure 47 illustre cette problématique pour ces deux équipements.

Dans un deuxième temps, il semble que les actions de densification de chacune des couches mises en forme par le nivellement accentuent cette problématique. En effet, le compactage d'une couche non uniforme engendre une variabilité de tous les paramètres liés à ce compactage, tels que la masse volumique, l'indice des vides, le module élastique, l'angle de frottement, etc. Et ce, à partir du modelage même de la plate-forme de la chaussée. La section plus épaisse de la couche est moins compactée et subira plus

de déplacements à l'application de la couche suivante, qui, par conséquent, sera aussi plus épaisse à cet endroit et ainsi de suite.

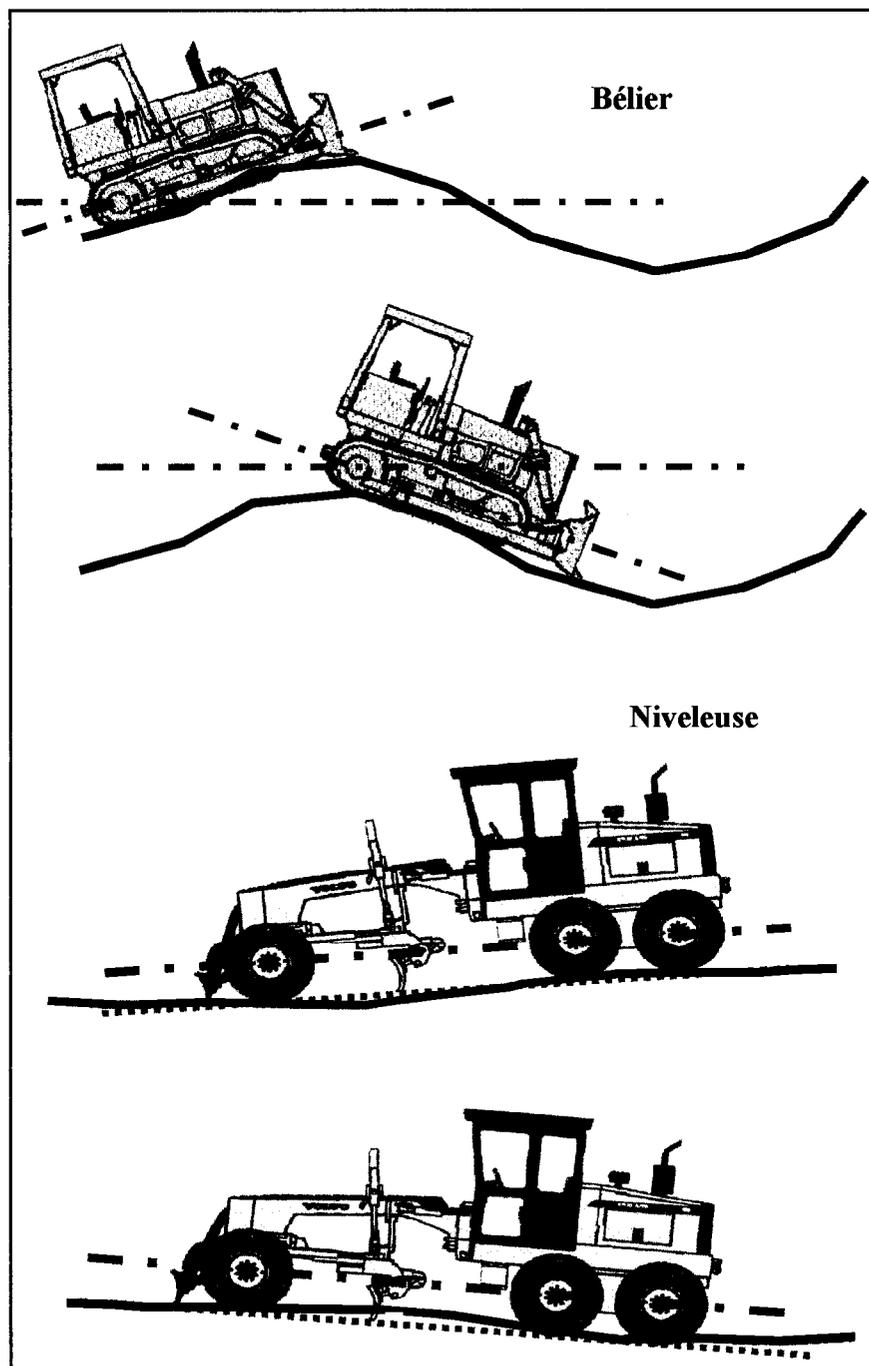


Figure 47 Problématique liée aux équipements de nivellement des chaussées

### **6.5 ANALYSE 2 : Simulation des déplacements par application d'une surcharge permanente, subie en considérant les facteurs influents évalués individuellement**

Cette seconde série de simulations (Analyse 2) vise à mettre en lumière la contribution de la variation spatiale des facteurs associés aux sites sur l'uni en fin de construction. Cette analyse vise à mettre en relief les facteurs dominants, évalués à la section 1.3, en vue d'une application au niveau projet. Afin de faire ressortir la contribution d'un facteur donné, une simulation est réalisée en prenant en compte uniquement ce facteur. Les résultats de cette analyse sont comparés à ceux obtenus à une simulation prenant en compte l'ensemble des facteurs de manière à en évaluer l'effet relatif, sur l'uni de fin de construction.

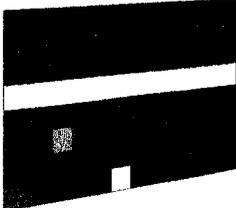
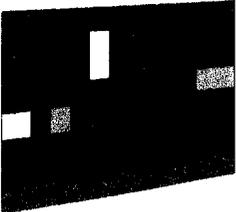
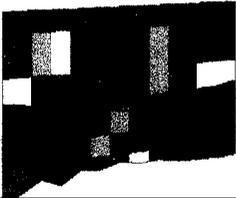
La procédure de cette seconde série de simulations consiste à appliquer une **contrainte uniforme et permanente** sur la **surface finale de la chaussée**, dans le but de simuler les déplacements permanents obtenus en fin de construction. L'avantage de cette approche réside dans le fait que la séquence de simulations se fait en une seule étape, à partir des élévations finales de la structure de chaussée. **La variabilité des caractéristiques des matériaux est intégrée au sein des éléments du maillage et distribuée en référence à la répartition de l'indice  $N_{cor}$  établi sur le site (figure 35).** Cette approche permet le calcul des déplacements différentiels et une **détermination simple du pseudo-profil en fin de construction à partir des propriétés mécaniques finales de la structure de chaussée.**

Compte tenu de la spécificité du site considéré, quatre facteurs pouvant affecter l'uni de la chaussée nous semblent prépondérants, soit : 1) la fluctuation de la nappe phréatique; 2) la stratigraphie du site; 3) la rigidité du sol d'infrastructure intact (sol naturel en place); 4) la rigidité du sol d'infrastructure remanié et compacté (sol de remblais provenant du site). Le tableau XXVI donne l'ensemble des facteurs ayant fait l'objet

d'une analyse spécifique ainsi que les conditions particulières de simulation. Ces simulations se présentent sous la forme de différentes configurations de paramètres.

Tableau XXVI

Simulations réalisées dans le cadre de la deuxième série d'essais : Analyse 2

Conditions de simulation		Schémas de simulation
<b>CONFIGURATION #1</b> Nappe phréatique Stratigraphie Variabilité sol naturel Variabilité remblai	Oui Non Non Non	
<b>CONFIGURATION #2</b> Nappe phréatique Stratigraphie Variabilité sol naturel Variabilité remblai	Non Oui Non Non	
<b>CONFIGURATION #3</b> Nappe phréatique Stratigraphie Variabilité sol naturel Variabilité remblai	Non Non Oui Non	
<b>CONFIGURATION #4</b> Nappe phréatique Stratigraphie Variabilité sol naturel Variabilité remblai	Non Non Non Oui	
<b>CONFIGURATION #5</b> Nappe phréatique Stratigraphie Variabilité sol naturel Variabilité remblai	Oui Oui Oui Oui	

La procédure de simulation est simple. Le tronçon est modélisé dans son ensemble, soit avec la totalité des couches (8 rangées d'éléments). Pour une configuration donnée, les modules d'élasticité finaux, tels que déterminés au chapitre 5 (tableau XVIII) par l'analyse des valeurs du SPT, sont ici utilisés et intégrés aux éléments du maillage en considérant la variabilité de  $N_{cor}$ . Pour les autres couches considérées homogènes, ce sont les paramètres élastiques moyens de cette couche qui sont utilisés, tels que présentés aux tableau XXVII. Après l'atteinte de l'équilibre isostatique, la contrainte verticale, " $\overline{\sigma}_v$ " de 550 kPa, est appliquée aux nœuds superficiels des éléments de surface du modèle. Les déplacements produits par cette charge sont utilisés pour déterminer le pseudo-profil tel que décrit à la section 6.3.2.5. Le tableau XXVII présente le tassement moyen subi par chacune des couches modélisées sous une contrainte de 550 kPa à l'aide du modèle élastique linéaire.

Tableau XXVII

Paramètres moyens de chaque couche lorsqu'elle est modélisée de manière uniforme et homogène

Couche	$E_{moyen}$ (MPa) $\nu = 0,30$	Épaisseur moyenne $H_{moyen}$ (mm)	Tassement moyen $\Delta H$ (mm)
Fondation	79,9	723	5,0
Remblai 1	52,8	723	7,5
Remblai 2	52,8	723	7,5
Remblai 3	52,7	723	7,6
Remblai 4	25,2	723	15,8
Sol 1	34,7	723	11,5
Sol 2	37,1	723	10,7
Sol 3	45,1	723	8,8
Somme	---	5784	74,4

Dans un premier temps, nous faisons une analyse des déplacements issus des simulations pour chacune des configurations. Dans un deuxième temps, nous les étudions en termes

de pseudo-profils. Finalement, nous faisons l'analyse selon les IRI individuels et globaux.

D'une manière générale, les élévations finales obtenues à la suite des simulations réalisées avec FLAC sont présentées à la figure 48. Cette figure présente les "profils", plutôt que les "pseudo-profils". On constate que les fluctuations sont faibles par rapport aux élévations totales du tronçon.

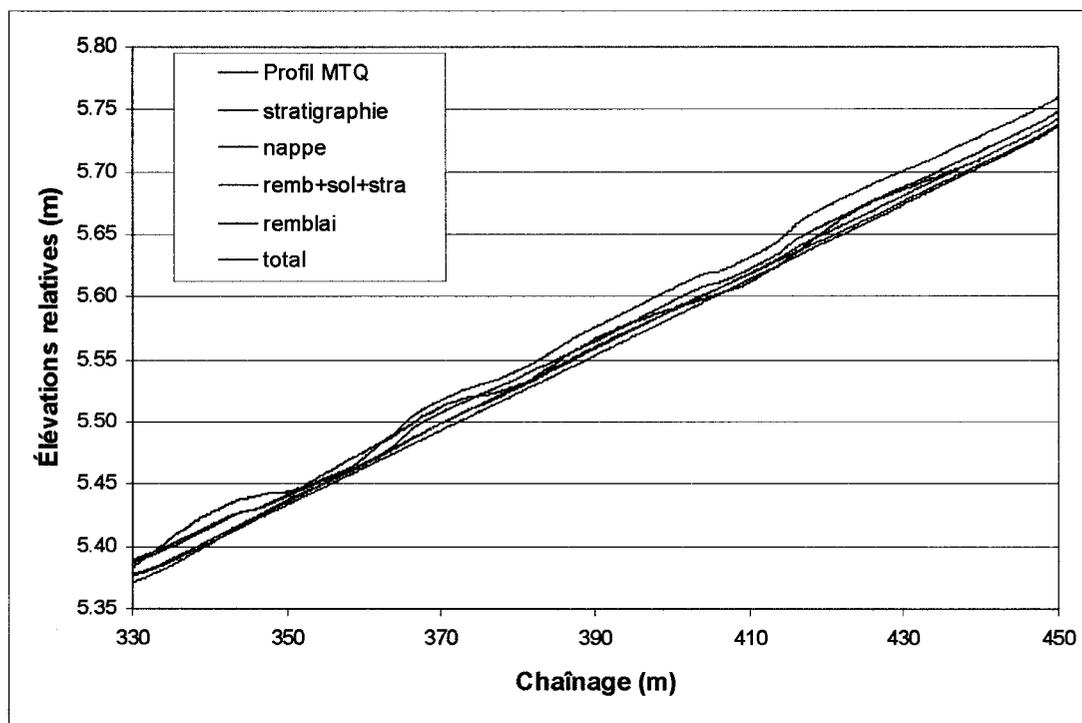


Figure 48 Profil réel et profils simulés de la section de la chaussée au niveau local en fin de construction

### 6.5.1 Analyse des résultats selon les tassements produits par chaque configuration

La première analyse va nous permettre de comparer, en termes de tassements, l'effet des facteurs influents pris individuellement par rapport à leur effet combiné. Pour ce faire, nous allons appliquer la démarche suivante :

Pour chacune des configurations simulées :

1. Le déplacement total du massif est calculé, après simulation, en retranchant, de la position finale de la surface, sa position initiale. Une partie de ce déplacement est composée du tassement moyen des couches considérées uniformes et homogènes, et une autre partie de ce déplacement est due à l'effet du facteur influent considéré dans la configuration.
2. Afin d'isoler l'effet du facteur influent, et de déduire le déplacement net de chaque configuration, on retranche du déplacement total les tassements issus de chaque couche uniforme et homogène (tableau XXVII).
3. En faisant la somme des déplacements nets de chacune des configurations, on déduit le tassement total comparable à celui calculé dans l'analyse 1.

La figure 49 présente les tassements nets de chacune des configurations simulées. Cette manière de faire permet de déduire directement, par rapport à la somme des déplacements, la contribution de chaque facteur influent étudié. Dans cette analyse, la couche de fondation est considérée uniforme et homogène pour chaque configuration. On peut donc traiter sa contribution au tassement total comme une constante et l'isoler dans l'analyse.

Pour tenir compte de l'effet de la nappe phréatique, les calculs ont été réalisés en fixant initialement la nappe phréatique à la hauteur observée lors des forages et en la rabattant après obtention de l'équilibre isostatique. Une première observation permet de constater le rôle principal joué par la nappe phréatique (configuration #1). Il est clair que le rabattement de la nappe phréatique entraîne des tassements substantiels par rapport aux autres facteurs. Dans l'analyse 1, la présence de la nappe phréatique est prise en compte dans la simulation, mais il n'est pas possible d'en isoler l'effet.

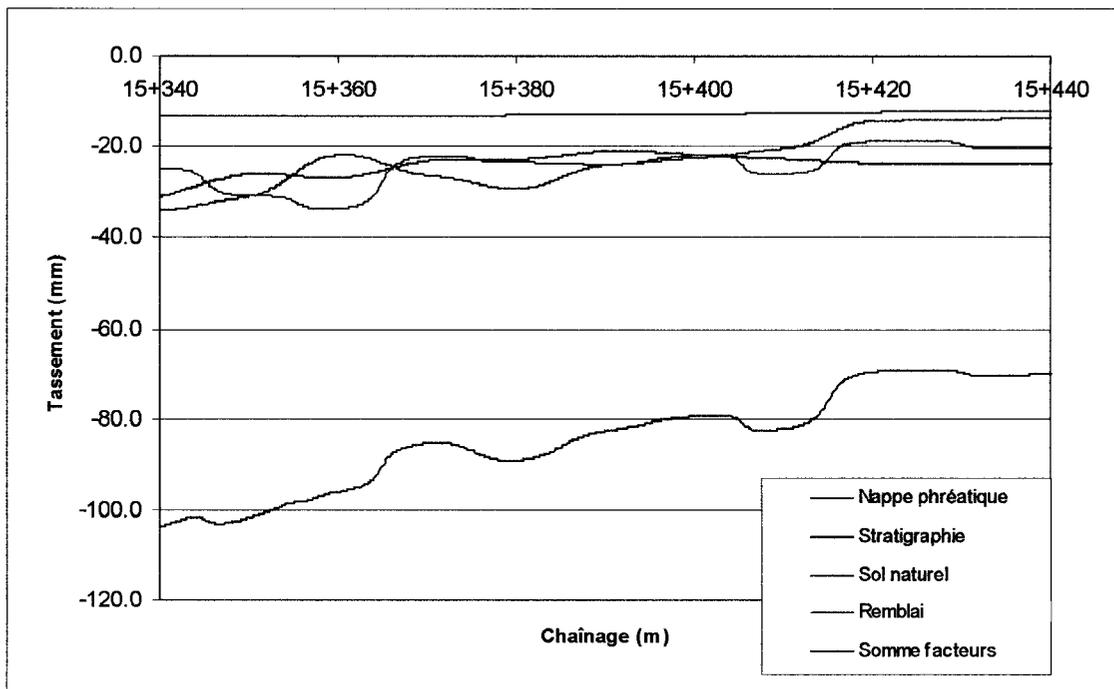


Figure 49 Tassements issus des facteurs influents simulés pour chacune des configurations

Les configurations 2, 3 et 4 ont une contribution semblable au tassement total. Le tableau XXVIII résume ces résultats par configuration selon les tassements moyens calculés et en proportion du tassement total. On remarquera que le tassement total obtenu des couches uniformes et homogènes (tableau XXVII), est légèrement plus petit que celui obtenu de la somme des tassements (tableau XXVIII). Ceci s'explique du fait que la configuration #2, qui tient compte de la stratigraphie des couches de sols, modifie l'épaisseur des couches, augmentant l'épaisseur de la couche au module de rigidité le plus faible et par conséquent augmentant le tassement moyen total.

Tableau XXVIII

Contribution de chacun des facteurs influents par rapport au tassement total

Configuration	$\Delta H_{\text{moyen}}$ (mm)	Contribution au tassement total (%)
Fondation	7	8
#1 Nappe phréatique	38	44
#2 Stratigraphie	14	16
#3 Variabilité sol naturel	12	14
#4 Variabilité remblai	15	18
#5 Ensemble des facteurs	85	100

### 6.5.2 Analyse des résultats en termes de pseudo-profil sur chaque configuration

L'étude des tassements permet de cibler un aspect du comportement des structures de chaussée; cependant, elle ne permet pas d'évaluer la contribution des facteurs influents à l'uni proprement dit. C'est pourquoi il est plus pertinent de travailler avec les pseudo-profils. Une analyse des pseudo-profils de chacun des profils issus des simulations va permettre une meilleure interprétation des résultats.

La figure 50 présente les déplacements issus des simulations sous forme de pseudo-profils. On voit clairement l'avantage de travailler avec ce type de représentation plutôt que celle de la figure 48. On remarque que le chaînage se situe entre 15+330 et 15+450, tel que stipulé à la section 6.3.2.2. C'est à ces extrémités que se rejoignent les pseudo-profils, bien que l'analyse soit réalisée entre les chaînages 15+340 et 15+440.

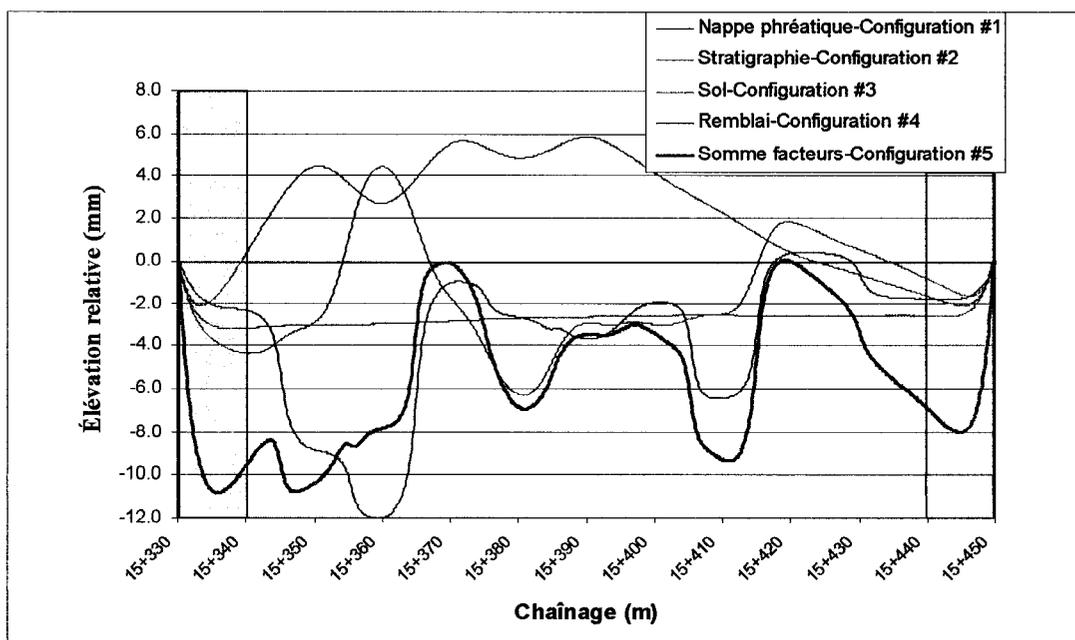


Figure 50 Pseudo-profil calculé à partir des déplacements issus des simulations pour chacune des configurations

### 6.5.2.1 Effet sur l'uni de la fluctuation de la nappe phréatique - Configuration #1

Bien qu'en termes de tassement, le rabattement de la nappe phréatique soit le facteur prédominant, la variation du pseudo-profil issu de ce rabattement n'est pas très prononcé (trait vert sur la figure 50). Le rabattement induit un déplacement plutôt uniforme, indiquant une réaction relativement homogène de tous les matériaux affectés par le rabattement. Par conséquent, dans ce contexte précis, le rabattement présente peu d'impact sur l'IRI. Le déplacement qui se produit est dû à l'augmentation des contraintes totales. Les résultats pourraient être bien différents s'il y avait une variabilité importante de la perméabilité des matériaux d'infrastructure associée, par exemple, à la présence de sol cohérent.

### **6.5.2.2 Effet sur l'uni de la variabilité de la stratigraphie - Configuration #2**

Dans le but de faire ressortir de manière globale l'effet de la variabilité de l'épaisseur de la couche du sol d'infrastructure, par opposition à l'uniformité de ces épaisseurs, une simulation est réalisée en considérant les propriétés des matériaux de chaque couche comme étant homogènes mais en intégrant la variabilité de l'élévation de chacune de ces couches (voir tableau XXVI). Cette façon de faire permet de prendre en considération la stratigraphie réelle du site.

Le pseudo-profil obtenu est présenté à la figure 50 (trait rose). Le pseudo-profil fluctue peu et sa variation suit de façon générale l'épaisseur du dépôt formant le sol naturel intact et bien décrit par la fluctuation du refus. En effet, aux endroits où le dépôt est plus épais, les déplacements sont importants; de manière générale, ceci est conforme à la théorie sur les tassements et la consolidation. Ce pseudo-profil présente des fluctuations d'élévations relatives faibles correspondant à de faibles IRI et de grandes longueurs d'ondes.

### **6.5.2.3 Effet sur l'uni de la variabilité du sol naturel - Configuration #3**

Comme pour la simulation précédente, les propriétés des matériaux des couches sont considérées homogènes, sauf pour la partie des sols d'infrastructure comprenant la zone de sol naturel inférieure et supérieure et dont la variabilité des paramètres est appliquée telle que déterminée par les essais SPT en chantier. Le pseudo-profil de cette simulation, présenté à la figure 50 (trait bleu) montre une fluctuation d'amplitude importante, d'une dizaine de mm. En comparant cette fluctuation du pseudo-profil à la distribution des indices  $N_{cor}$  (SPT) de la figure 35, on s'aperçoit que les déplacements sont plus importants pour les valeurs de  $N_{cor}$  plus faibles et inversement, lorsque l'indice  $N_{cor}$  est plus élevé. Il est clair que les déplacements sont plus importants là où les matériaux sont moins rigides.

#### **6.5.2.4 Effet sur l'uni de la variabilité du remblai - Configuration #4**

Cette configuration est la même que la configuration précédente, sauf que la variabilité des propriétés des matériaux est appliquée sur les matériaux constituant le remblai. Le pseudo-profil obtenu est présenté à la figure 50 (trait violet). Les conclusions que l'on en tire sont essentiellement les mêmes : les déplacements sont les plus importants là où la rigidité des matériaux est la plus faible.

#### **6.5.2.5 Effet sur l'uni de l'ensemble des facteurs jugés pertinents pris simultanément - Configuration #5**

Le résultat de la simulation intégrant l'ensemble des facteurs, pris simultanément en compte, est présenté à la figure 50 (trait rouge). Un premier coup d'œil permet de constater de grandes amplitudes et fluctuations. Cependant, on note une ressemblance marquée entre ce pseudo-profil et celui obtenu de la configuration 4, qui ne tient compte que de la variabilité des matériaux du remblai. Ceci nous porte à croire à la grande influence qu'a la variabilité des propriétés des matériaux de remblai sur l'uni en fin de construction.

### **6.5.3 Calcul d'IRI sur les pseudo-profils simulés**

Les IRI ont été calculés pour chacun des pseudo-profils pris individuellement ainsi que sur les différentes combinaisons possibles obtenues de la somme des pseudo-profils individuels. Le tableau XXIX présente les IRI obtenus de ces calculs. Notons que les pseudo-profils individuels et combinés n'ont pas été filtrés.

L'IRI issu du pseudo-profil du remblai est le plus important. Tous les pseudo-profils combinés avec le pseudo-profil du remblai donnent les IRI les plus grands. La valeur de 0,78 est calculée sur la somme de l'ensemble des pseudo-profils obtenus des résultats des quatre premières configurations. La valeur de 0,75 est obtenue de la configuration 5.

Nous remarquons que l'IRI de la somme des pseudo-profil (1+2+3+4) et l'IRI de la valeur obtenue sur le pseudo-profil de la somme des facteurs (configuration 5) sont très semblables.

Tableau XXIX

IRI et IRI<sub>GO</sub> (mm/m) calculés sur chacun des pseudo-profil obtenus de l'Analyse 2

Pseudo-profil Configuration #	IRI	Pseudo-profil Configurations #	IRI	Pseudo-profil Configurations #	IRI
1- Nappe phréatique	0,06	1+2	0,22	3+4	0,65
2- Stratigraphie	0,17	1+3	0,36	1+2+3	0,43
3- Sol naturel	0,31	1+4	0,62	1+2+4	0,70
4- Remblai	0,58	2+3	0,37	2+3+4	0,74
5- Somme facteurs	0,75	2+4	0,68	1+2+3+4	0,78

Une autre observation tirée du tableau XXIX est que l'on ne peut pas faire la somme des IRI des pseudo-profil individuels pour obtenir l'IRI total ( $0,06 + 0,17 + 0,31 + 0,58 = 1,12 \neq 0,78$ ). **Les valeurs d'IRI ne sont pas sommables, ce sont les pseudo-profil qui le sont, et la valeur d'IRI doit être calculée sur cette somme.** En effet, il ne s'agit pas ici de pseudo-profil élémentaires issus d'un seul pseudo-profil brut, mais bien de quatre pseudo-profil distincts.

**L'Analyse 2 permet de montrer l'impact de la variabilité spatiale des sols d'infrastructure sur l'uni. Plus la variabilité spatiale est grande, plus les déplacements fluctuent et plus l'IRI est important.** Nous remarquons que la nappe phréatique, bien qu'engendrant les plus grands tassements, produit les plus faible IRI.

Une mise en garde s'applique toutefois quant à la valeur d'IRI obtenue de la configuration 4. La grande variabilité spatiale des paramètres mécaniques du remblai produit des déformations différentielles qui engendrent un IRI plus important que sa valeur réelle probable. Ainsi, compte tenu des remarques énoncées au chapitre 5 concernant, d'une part, la précision des résultats géostatistiques obtenus et, d'autre part, l'influence de la présence de cailloux sur les valeurs de  $N_{cor}$ , nous devons considérer cette valeur avec prudence.

## 6.6 Comparaison entre les résultats des Analyses 1 et 2 et les résultats du MTQ

Afin de bien comprendre la portée des différentes simulations réalisées, et ainsi montrer la contribution des sols d'infrastructures à l'uni, les résultats obtenus des Analyses 1 et 2 sont comparés aux résultats issus des mesures in situ du MTQ. Dans un premier temps, l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  obtenu à partir des pseudo-profils des enveloppes minimum et maximum, fournis par le MTQ, sont comparés aux  $IRI_{GO}^{FLAC}$  calculés. Ensuite, une analyse en termes de déplacement est réalisée sur ces mêmes pseudo-profils.

### 6.6.1 Comparaison en termes d' $IRI_{GO}$ entre les résultats des Analyses 1 et 2 et les résultats du MTQ

La comparaison des  $IRI_{GO}$  se fait sur la base des pseudo-profils totaux, c'est-à-dire incluant la totalité des facteurs influents. Les pseudo-profils sont filtrés selon les longueurs d'ondes  $[\lambda_{32}-\lambda_{16}-\lambda_8]$ , afin de comparer les  $IRI_{GO}$  et les pseudo-profils mesurés et calculés sur la même base. Le tableau XXX présente les  $IRI_{GO}$  obtenus des analyses.

Rappelons que l' $\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$  calculé à la section 6.2 est égal à 1,09 mm/m et est réparti selon des proportions de 55 % pour les grandes longueurs d'ondes (GO) et de 45 % pour les petites longueurs d'ondes (PO), résultats établis à section 6.2.

Tableau XXX

Compilation des  $IRI_{GO}$  pour les Analyses 1 et 2 et les enveloppes minimum et maximum du MTQ

Pseudo-profil	$IRI_{GO}$
Analyse 1	0,84
Analyse 2 (total)	0,61
Analyse 2 (1+2+3+4)	0,64
MTQ min	0,72
MTQ max	0,61

L' $IRI_{GO}$  "total" de l'analyse 2 est calculé sur le pseudo-profil issu des déplacements engendrés lors de la simulation sur la configuration 5 alors que L' $IRI_{GO}$  "(1+2+3+4)" de l'analyse 2 est calculé sur le pseudo-profil issu de la somme des pseudo-profils de chaque configuration ( $0,61 \approx 0,64$ ).

Les  $IRI_{GO}$  présentés au tableau XXX montrent des valeurs très voisines. Les valeurs obtenues de l'Analyse 2 sont dans la fourchette des valeurs du MTQ et représentent donc la moitié de la valeur de  $\overline{IRI_{GO}^{MTQ}}$ . La valeur d' $IRI_{GO}$  de l'analyse 1 est légèrement plus élevée. On remarque que le pseudo-profil issu de cette analyse est très accidenté (figure 44) ce qui produit un IRI plus grand.

Parce que les IRI issus de divers pseudo-profils ne sont pas sommables, tel que stipulé à la section 6.5.6, on ne peut pas établir d'analyse de proportion sur la base de leur sommation. En effet plusieurs facteurs, considérés de manière indépendante, produisent un pseudo-profil et une valeur d'IRI qui leur sont propres. Cependant, la sommation de ces facteurs pourrait bien produire un pseudo-profil parfait dont l'IRI serait nul. Cependant, comme les valeurs d'IRI sont toujours positives, leur sommation ne peut être nulle. De plus, comme les simulations ont été calculées sur un tronçon de 100 mètres, nous n'avons qu'une valeur d'IRI par analyse pour corréler nos résultats. Toutefois, le

pseudo-profil demeure un outil utile d'évaluation de l'uni de la chaussée. C'est pourquoi, au niveau local, il peut-être avantageux d'établir une comparaison des résultats sur la base de la variation du pseudo-profil.

### **6.6.2 Comparaison en termes de pseudo-profil entre les résultats des Analyses 1 et 2 et les résultats du MTQ**

Dans cette section, nous allons montrer de manière directe et sans équivoque l'efficacité de la simulation à partir des caractéristiques propres au site, et la contribution des sols d'infrastructure à l'uni de la chaussée. À ce titre, nous proposons de comparer les résultats de simulations comportant tous les facteurs de variabilité (configuration #5) avec les résultats obtenus des pseudo-profils fournis par le MTQ.

Nous avons montré qu'en termes d' $IRI_{GO}$ , les résultats sont assez probants. En termes de profil de surface, la figure 51 présente le profil réel calculé à l'aide du pseudo-profil moyen MTQ et les profils obtenus des Analyses 1 et 2. La similitude entre les trois courbes est remarquable, et leur corrélation avoisine les  $R = 0,97$ . La figure 51 compare le pseudo-profils obtenus de l'Analyse 2 avec les pseudo-profils enveloppes du MTQ. Rappelons que les résultats pour l'Analyse 1 ont été présentés à la figure 50. Deux courbes noires présentent l'enveloppe des pseudo-profils par trace de roue du MTQ. La courbe en rouge montre le pseudo-profil établi à partir de tous les facteurs de variabilité confondus (configuration 5). Le coefficient de corrélation ainsi obtenu est de 0,73.

Les petites cassures sur les pseudo-profils MTQ de la figure 52 correspondent aux défauts de surface de petites longueurs d'ondes. Lorsque l'on trace les pseudo-profils issus des grandes longueurs d'ondes (GO), les cassures sont filtrées et disparaissent. En comparant les pseudo-profils (à partir du chaînage 15+360) sur les GO des Analyses 1 et 2 avec l'enveloppe des valeurs du pseudo-profil vrai (MTQ) tel qu'illustré à la figure 53, on obtient de bonnes corrélations qui montrent bien que l'on doit tenir compte de la

variabilité spatiale des sols d'infrastructure dans l'approche proposé. Le tableau XXXI montre les coefficients de corrélation entre chacun de ces pseudo-profil.

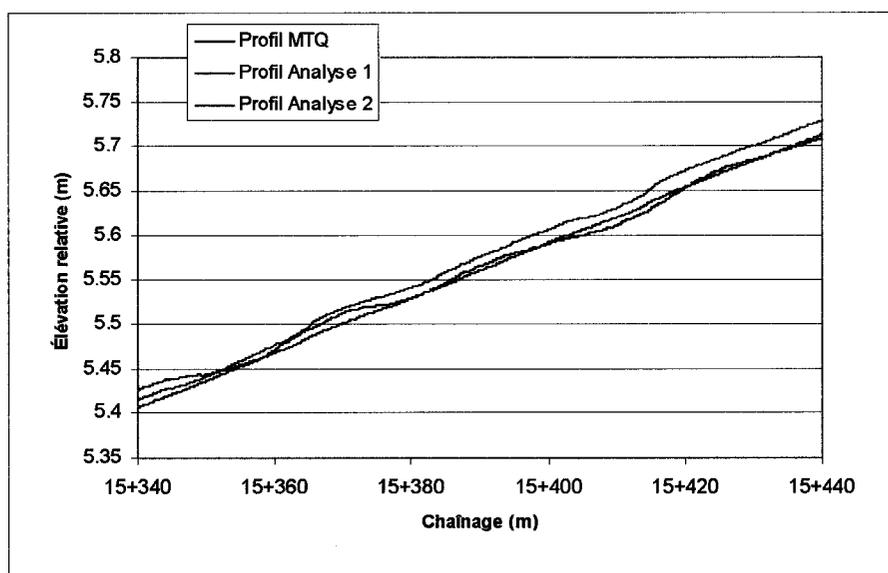


Figure 51 Profil moyen MTQ et profil simulé de l'Analyse 2, configuration 5

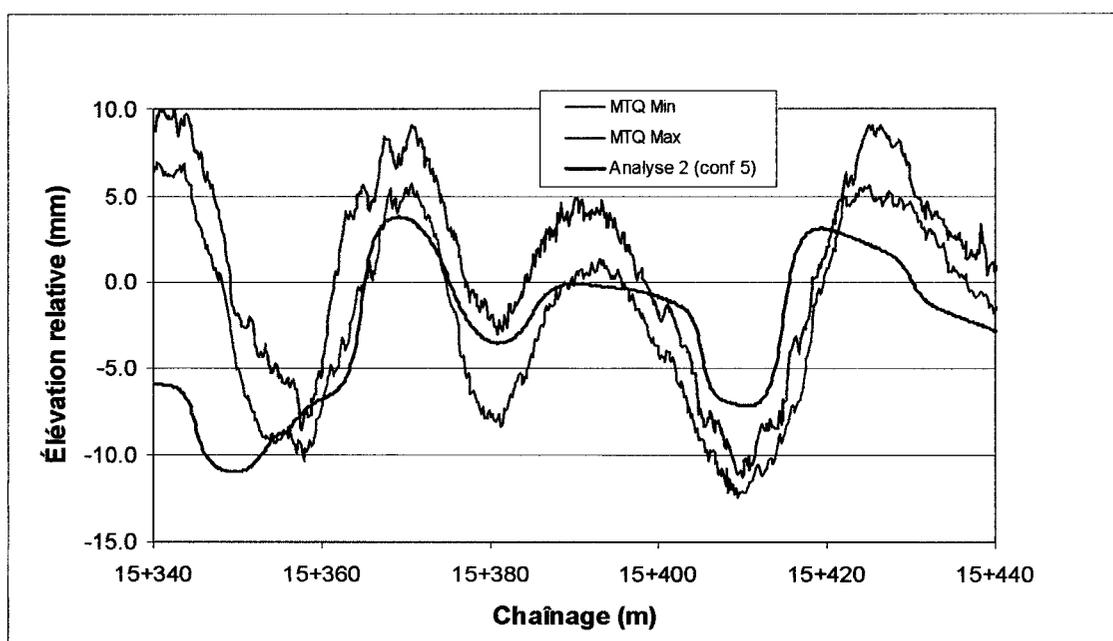


Figure 52 Enveloppe des pseudo-profil MTQ et pseudo-profil simulé de l'Analyse 2 (configuration 5)

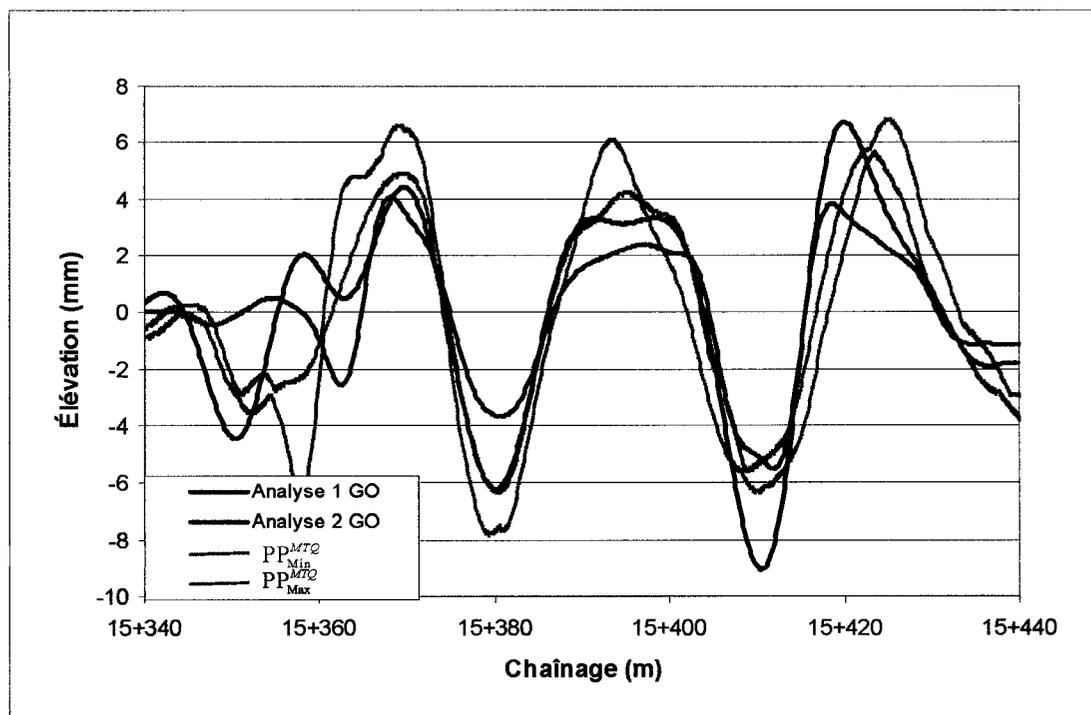


Figure 53 Pseudo-profil de GO correspondant aux Analyses 1 et 2 ainsi qu'à l'enveloppe des valeurs MTQ

Tableau XXXI

Corrélation (R) entre les différents pseudo-profil

	Analyse 1	Analyse 2	MTQ Min	MTQ Max
Analyse 1	1			
Analyse 2	0,95	1		
MTQ Min	0,90	0,87	1	
MTQ Max	0,91	0,86	0,98	1

## 6.7 Conclusion

L'analyse au niveau local, ainsi que les bonnes corrélations obtenues, permettent de valider la démarche suivie dans l'étude du comportement de la chaussée par simulation numérique. Les résultats obtenus en termes d'IRI<sub>GO</sub> et de pseudo-profil confirment la contribution importante de la variabilité des caractéristiques des sols d'infrastructure sur

l'uni en fin de construction. Ces analyses ont aussi permis d'étudier les conditions du site dans le but de les appliquer à l'analyse au niveau du projet.

Après avoir analysé les données fournies par le MTQ et produit un pseudo-profil en termes de grandes longueurs d'ondes, nous avons évalué à 55 % la contribution de l'IRI<sub>GO</sub> à l'IRI<sub>Brut</sub>. La contribution des défauts de grandes longueurs d'ondes représente, pour la section locale, plus de la moitié de la valeur d'IRI calculée en fin de construction.

Nous avons ensuite décrit les étapes de simulation spécifiques à notre analyse. Nous utilisons le modèle élastique linéaire afin de décrire le comportement des matériaux d'infrastructure. Cependant, nous adaptons un modèle élastoplastique pour simuler les tassements permanents induits lors de la construction. Le maillage utilisé est exposé, ainsi que les paramètres mécaniques qui s'y rattachent. Nous avons présenté ensuite les étapes de calcul nécessaires aux simulations. Après avoir placé le massif en équilibre isostatique, nous avons procédé à la simulation de la construction par deux approches distinctes. La première approche, l'Analyse 1, a consisté à simuler la construction par couches. Cette approche a permis d'évaluer les tassements induits dans chaque couche et de déterminer la contribution de chacune à l'uni en fin de construction. La seconde approche, l'Analyse 2, a permis d'évaluer la contribution sur l'uni des facteurs les plus influents. Cette section se termine avec la description des méthodes d'analyse des résultats, tant en termes de pseudo-profil que d'IRI.

La section suivante a permis de décrire la démarche utilisée afin de réaliser l'Analyse 1. Nous y avons présenté les résultats obtenus et les analyses correspondantes. L'analyse 1 fait ressortir une des causes de l'impact du sol d'infrastructure sur la qualité d'uni. Par l'approche utilisée dans les étapes de modélisation, nous avons mis en perspective le rôle probable joué par la machinerie dans la mise en œuvre de la structure de la chaussée, permettant la propagation des différentiels d'élévation du terrain vierge jusqu'à la surface de la chaussée finale. Cette contribution est importante car elle permet de créer un lien

entre les conditions initiales du site, les techniques de construction, et l'uni en fin de construction.

L'analyse 1 fait aussi ressortir l'importance des déplacements induits dans la couche de sol naturel ainsi que sa contribution au déplacement total calculé (> 40%).

Nous avons présenté par la suite la seconde approche, l'Analyse 2. Nous avons montré par les essais de l'Analyse 2 l'importance du rôle joué par le sol d'infrastructure sur l'uni en fin de construction, en ce qui concerne les déformations de grandes longueurs d'ondes et les  $IRI_{GO}$  qui y sont associés. La première analyse des résultats a porté sur la contribution, en termes de tassements, de chacun des facteurs influents sur le tassement total. Nous avons montré clairement l'importance de la nappe phréatique dans les sols. Nous avons ainsi constaté que le facteur qui affecte le plus le tassement n'est pas celui qui affecte le plus l'uni. En effet, l'analyse **montre de manière indéniable que ce sont la variabilité du sol naturel et du celle remblai qui produisent les déplacements différentiels et ainsi qui dominent dans la détermination de l'uni en fin de construction. Ce sont surtout eux qui devront être pris en considération lors des simulations au niveau projet.**

De plus, les  $IRI_{GO}$  obtenus par ces simulations constituent la moitié de la valeur d'IRI en fin de construction, du moins dans cette section. On ne peut donc pas les négliger au moment de la conception de la chaussée, car ils auront un impact sur la qualité de cette chaussée à la livraison.

La dernière section du chapitre a permis de comparer les analyses entre elles et avec les résultats du MTQ et ainsi confirmer la valeur des résultats. D'abord en termes d'IRI, où l'on a obtenu des valeurs semblables aux valeurs du MTQ. Ensuite en termes de pseudo-profil, où les pseudo-profils simulés sont très semblables aux pseudo-profils mesurés.

Les seuls calages nécessaires afin d'arriver à des corrélations satisfaisantes ont été : 1) de réaliser des analyses sur les grandes longueurs d'ondes des pseudo-profilés, puisque la simulation ne permet pas de reproduire les réactions des couches de fondation et d'enrobé, et 2) d'appliquer une surcharge de 550 kPa dans l'Analyse 2, ce qui est justifié par les résultats de l'Analyse 1.

Les résultats obtenus de ces analyses ne permettent pas de conclure sans équivoque à la domination d'un facteur par rapport aux autres. **Cependant, il est clair que la variabilité du sol naturel et du remblai joue un rôle majeur dans l'uni de fin de construction.**

Les résultats obtenus de ces deux analyses (1 et 2) ont produit des tassements très semblables ( $R=0,95$ ), ce qui est normal puisqu'il s'agit des mêmes conditions de simulation. La différence, toutefois, réside dans le mode d'application de la charge. Dans l'Analyse 1, la charge est appliquée jusqu'à ce que la valeur des modules élastiques atteigne la valeur finale mesurée sur le site, soit les mêmes valeurs finales de modules qui sont utilisées dans l'Analyse 2. Les déplacements ainsi obtenus dans chacune des analyses sont donc comparables. Cependant, l'utilisation de l'Analyse 1 permet d'évaluer les déplacements à tout moment, en cours de chargement et pour chaque couche, ce qui est un net avantage par rapport à l'Analyse 2.

## CHAPITRE 7

### VALIDATION DE LA MÉTHODOLOGIE PROPOSÉE EN VUE DE PRÉDIRE L'UNI EN FIN DE CONSTRUCTION À PARTIR DU SITE CHOISI : NIVEAU PROJET

L'analyse **au niveau projet** réalisée dans ce chapitre se veut une application concrète de la méthode de modélisation simulant l'effet de la construction sur le profil de la chaussée souple, développée dans le cadre de ce projet. Par cette analyse, nous visons principalement à atteindre le second objectif de la thèse et de montrer qu'il est possible d'estimer l'uni en fin de construction, en fonction des caractéristiques spécifiques du site.

Les résultats obtenus au chapitre 6 ont clairement montré le rôle des sols d'infrastructure sur l'uni de la chaussée. Cependant, les efforts nécessaires à l'investigation du site et aux analyses qui ont permis de mettre en relief ce rôle ne peuvent pas être déployés de la même façon pour un projet de plusieurs kilomètres.

Toutefois, les analyses réalisées au niveau local concernant la variabilité spatiale des propriétés des matériaux et la détermination des facteurs influents significatifs, mises en relief au chapitre 6, peuvent être exploités au niveau projet pour prédire le pseudo-profil en fin de construction.

Les résultats de ces analyses, jumelés aux données usuelles disponibles sur les plans et devis, vont permettre d'arriver à une analyse au niveau projet. Cette analyse nous amène à calculer les déformations différentielles au niveau projet pour évaluer le pseudo-profil, calculer l'IRI et ainsi établir une prédiction de l'uni de la chaussée en fin de construction.

Dans la première partie du chapitre, pour mettre en relief les résultats de la simulation numérique, il est impératif de se référer aux mesures des pseudo-profil effectuées par le MTQ. Ces mesures témoignent de la variabilité réelle des tassements en surface en fin de construction. Pour alléger l'analyse et concentrer nos efforts sur les données

pertinentes en termes de l'importance du sol d'infrastructure sur l'uni, nous mettrons à profit la méthode d'analyse, présentée à la section 3.5, visant à décomposer le pseudo-profil en pseudo-profils élémentaires.

La seconde partie vise à développer certaines stratégies de simulation qui vont permettre de contourner et de solutionner certaines problématiques rencontrées, inhérentes à la modélisation numérique.

Finalement, les simulations numériques et l'analyse des résultats sont réalisées dans la dernière partie. Ces analyses visent à montrer la cohérence de la méthode proposée pour évaluer, par simulation numérique, les tassements observés à la surface de la chaussée à partir de données usuelles disponibles pour la conception de chaussées et anticiper le pseudo-profil en fin de construction. Ces analyses ont également pour objectif de faire ressortir l'importance de la contribution du sol d'infrastructure à l'uni observé, en termes d'IRI dans le cas d'un projet routier de plusieurs kilomètres.

## **7.1 Analyses des pseudo-profils bruts mesurés in situ par le MTQ et calcul des pseudo-profils élémentaires**

Basé sur les pseudo-profils bruts réels fournis par le MTQ, nous pouvons mettre en relief les variations de tassements différentiels associées aux couches profondes de la chaussée et ce, par le calcul des pseudo-profils élémentaires. À partir des pseudo-profils élémentaires de grandes longueurs d'ondes, nous pourrions évaluer la pertinence et la capacité de la méthodologie de modélisation proposée.

### **7.1.1 Présentation des pseudo-profils bruts du MTQ**

Au niveau du projet, le profil du tronçon de route s'étend entre les chaînages 9+960 et 15+500 et couvre une distance d'environ 5,6 kilomètres. Le profil du terrain existant (terrain vierge) est présenté à la figure 54. Le trait noir indique l'élévation finale de la

chaussée (ligne d'opération), le trait rouge indique l'élévation du terrain existant et le trait bleu indique l'élévation de la nappe phréatique établie au moment des relevés par puits d'exploration. La section étudiée dans le cadre de l'analyse au niveau local est mise en relief par l'encadré bleu et se situe entre les chaînages 15+340 et 15+440.

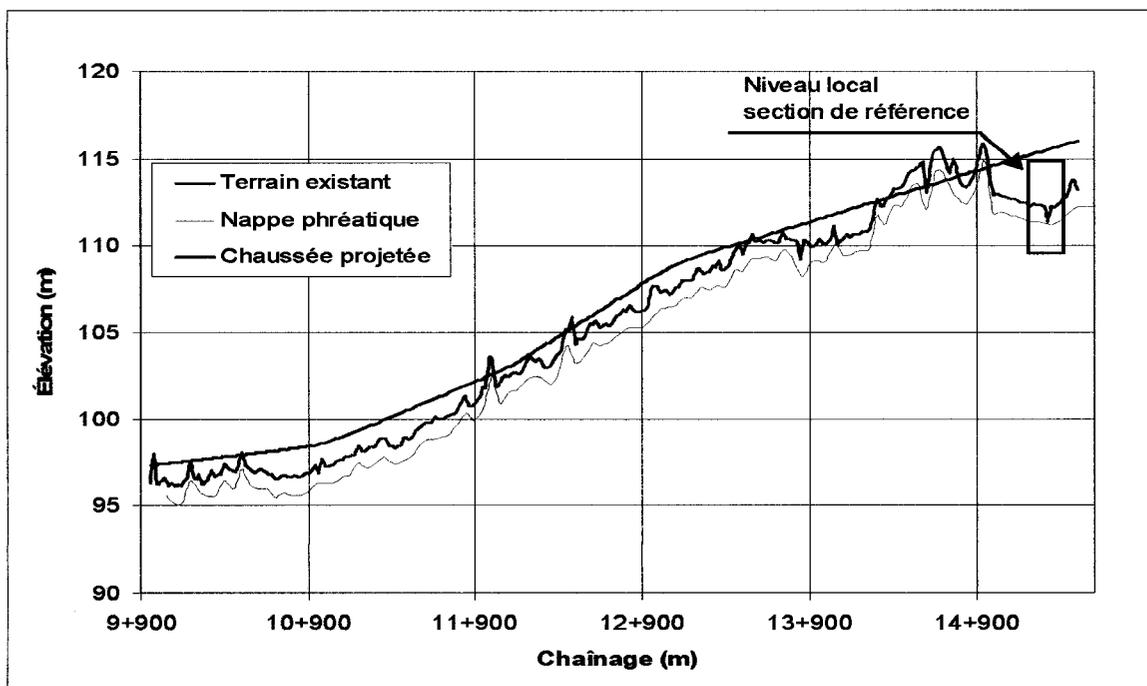


Figure 54 Profils initial et final du projet de construction de l'autoroute 55

Le pseudo-profil brut, déterminé à l'aide du profilomètre du MTQ, est présenté à la figure 55 par le trait noir. En dépit du fait que l'ensemble des élévations d'un pseudo-profil soit fourni au 150 mm, le pseudo-profil est ici tracé aux 10 mètres pour une plus grande clarté. Les données présentées à la figure 56 sont représentatives de la moyenne des quatre traces de roue (voie rapide : roue gauche et roue droite; voie lente : roue gauche et roue droite).

Il est clair qu'une interprétation graphique du signal peut devenir rapidement ardue et ce, bien que nous ayons pris soin de le traiter. Par conséquent, pour alléger la présentation

des résultats et permettre de les quantifier, l'analyse au niveau du projet sera axée sur la variation de l'IRI à tous les dix mètres telle qu'indiquée par le trait rouge de la figure 56. La présentation des données du MTQ à l'aide d'une valeur d'IRI calculée aux dix mètres (section 3.5.4) permet un aperçu rapide de la fluctuation du signal d'IRI sur toute la longueur du projet.

Le pseudo-profil au niveau projet est disponible pour chacune des traces de roue (gauche et droite) pour chacune des voies de roulement (lente et rapide). Par conséquent, quatre pseudo-profils bruts ont été établis par le MTQ. Or, l'analyse de l' $IRI_{\text{Brut}}^{\text{MTQ}}$  pour chacune des traces de roue montre des écarts. Ces écarts sont normaux et sont dus essentiellement à la variabilité transversale de la surface de la chaussée.

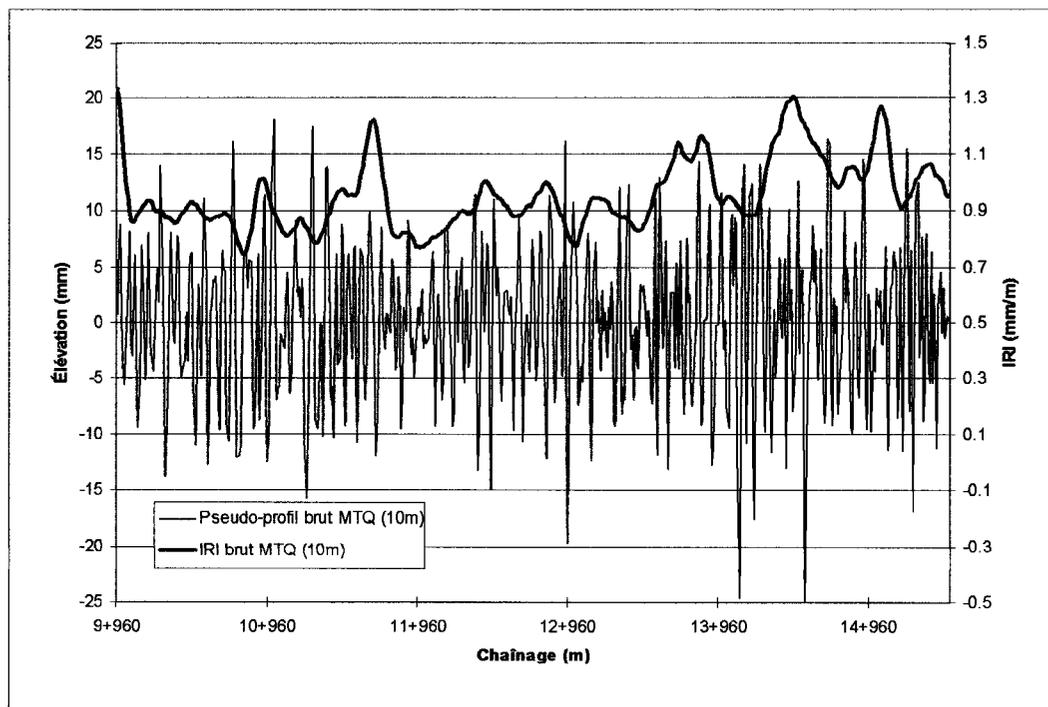


Figure 55 Pseudo-profil brut et  $IRI_{\text{Brut}}$  (MTQ) évalués aux 10 mètres

La variation de l' $IRI_{Brut}^{MTQ}$  pour chacune des traces de roue ainsi que la variation de la moyenne des valeurs de l' $IRI_{Brut}^{MTQ}$  et l'enveloppe globale sont présentées à la figure 56. Dans la perspective de permettre de distinguer l' $IRI_{Brut}^{MTQ}$ , représentatif des traces de roue, à l' $IRI_{Brut}^{MTQ}$  moyen, ce dernier sera identifié comme suit :  $\overline{IRI_{Brut}^{MTQ}}$ . Le calcul de cette moyenne des quatre traces de roue est possible en fin de construction avant que la chaussée ne subisse l'effet de la circulation. Par contre, en service, les sollicitations par voie sont différentes et entraînent un taux de dégradation différent ne pouvant pas être représenté par une valeur moyenne.

L'évaluation et le traitement des résultats issus des simulations seront donc comparés essentiellement à  $\overline{IRI_{Brut}^{MTQ}}$  de manière à limiter le nombre d'essais.

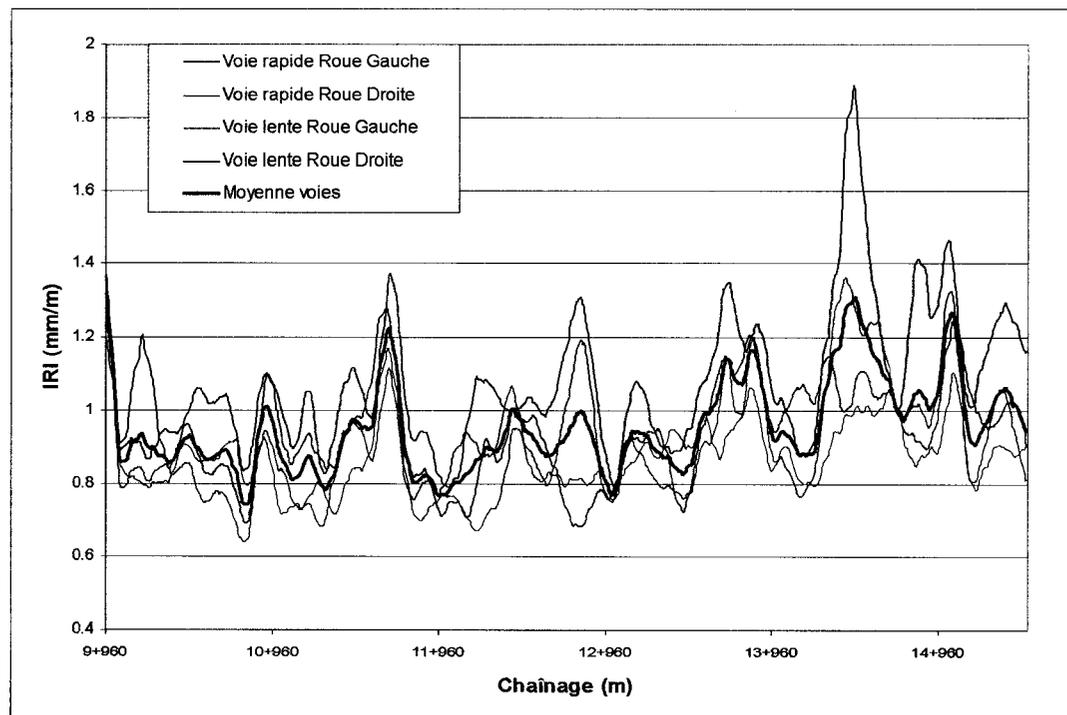


Figure 56  $IRI_{Brut}^{MTQ}$  par trace de roue et  $\overline{IRI_{Brut}^{MTQ}}$ , variations évaluées aux 10 mètres

### 7.1.2 Analyse des pseudo-profil élémentaires de grandes longueurs d'ondes (GO) issus du pseudo-profil brut moyen du MTQ

Les simulations réalisées ainsi que les résultats obtenus au chapitre 6 ont montré la pertinence de ne considérer que les grandes longueurs d'ondes ( $\lambda_{32} + \lambda_{16} + \lambda_8$ ) dans les analyses de corrélation entre les pseudo-profil issus des simulations et les pseudo-profil du MTQ. Par conséquent, cette procédure sera aussi appliquée au niveau projet, dans le but de bien mettre en perspective le rôle joué par le sol d'infrastructure sur l'uni en fin de construction et ce, de manière à permettre une meilleure corrélation des résultats.

Dans cette optique, et de manière à comparer les résultats de simulation avec les valeurs déduites des pseudo-profil du MTQ, seuls les  $\overline{\text{IRI}}_{GO}^{MTQ}$  issus des pseudo-profil élémentaires de grandes longueurs d'ondes seront utilisés. Or, les conditions de simulation pour chacun des niveaux (local et projet) sont différentes et affectent les classes de longueurs d'ondes. Suite à plusieurs simulations numériques visant à valider la définition de la classe désignée grande longueur d'onde (GO), nous avons constaté qu'en raison de la spécificité du maillage et des comportements modélisés par les simulations, le degré de corrélation entre les valeurs obtenues par FLAC et celles correspondantes au MTQ est accru lorsqu'on associe les longueurs d'ondes  $\lambda_{32}$  et  $\lambda_{16}$  plutôt que celles prises en compte au chapitre 6. Le trait rouge de la figure 57 indique la fluctuation de  $\overline{\text{IRI}}_{GO}^{MTQ}$  compris entre les enveloppes maximum et minimum des  $\text{IRI}_{GO}^{MTQ}$ , représentés par les traits noirs pour des longueurs d'ondes de  $\lambda_{32}$  et  $\lambda_{16}$ .

Dans la perspective de cerner la contribution relative de chacune des différentes longueurs d'ondes ciblées pour la décomposition du pseudo-profil brut du MTQ, une analyse a été réalisée à partir du calcul d'IRI. En particulier, le calcul de la valeur moyenne de  $\text{IRI}_{\text{Brut}}$  est évalué sur l'ensemble du tronçon et celui pour chacune des bandes passantes,  $\text{IRI}_{\text{BP}}$ , est établi à partir des pseudo-profil élémentaires. De cette

façon, on détermine la contribution relative des défauts associés à chacune des longueurs d'ondes en calculant le rapport de  $\overline{IRI}_{BP}^{MTQ}$  à  $\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$ . Les contributions ainsi calculées sont présentées à la figure 58.

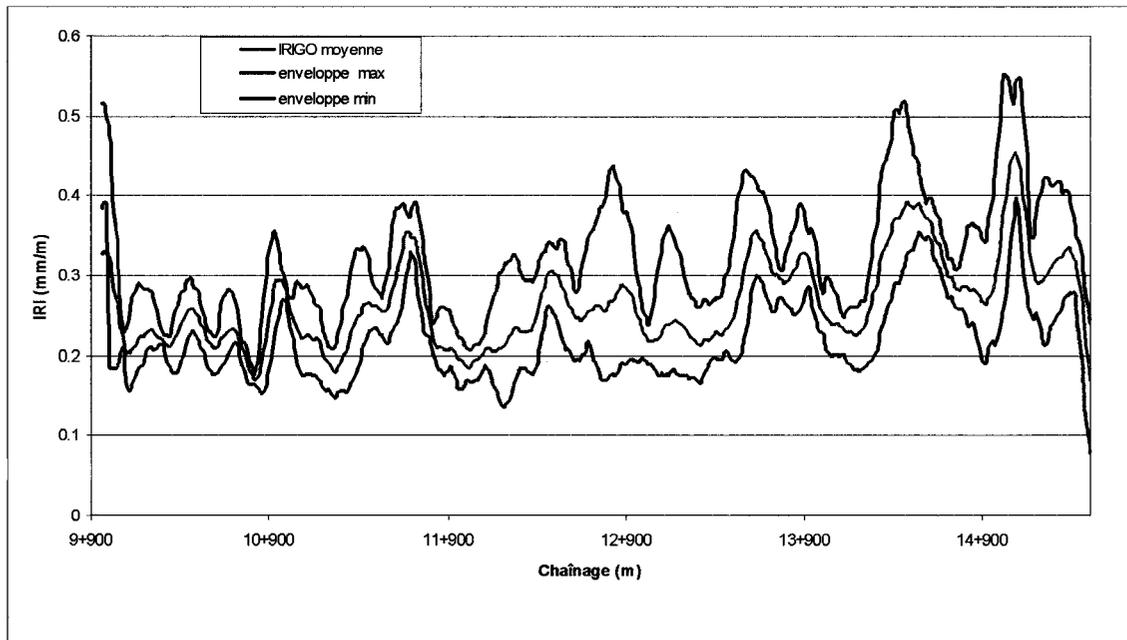


Figure 57 Enveloppe des valeurs d'IRI par trace de roue et valeur moyenne utilisée pour fins de comparaison

Les résultats montrent que les grandes longueurs d'ondes ( $\lambda_{32}$  et  $\lambda_{16}$ ) comptent pour 37 % de la valeur d' $\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$ . Nous constatons que les dégradations ou défauts de l'uni sont assez bien distribués selon les trois classes de longueurs d'onde; elles ont pratiquement le même impact sur  $\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}$ . Il faut noter qu'à la figure 58, les longueurs d'ondes limites, soit  $\lambda_{64}$  et  $\lambda_{0,5}$  (en gris sur la figure) ne sont pas pris en compte, étant donné qu'elles ont peu d'importance en termes d'IRI (Sayers et coll., 1998).

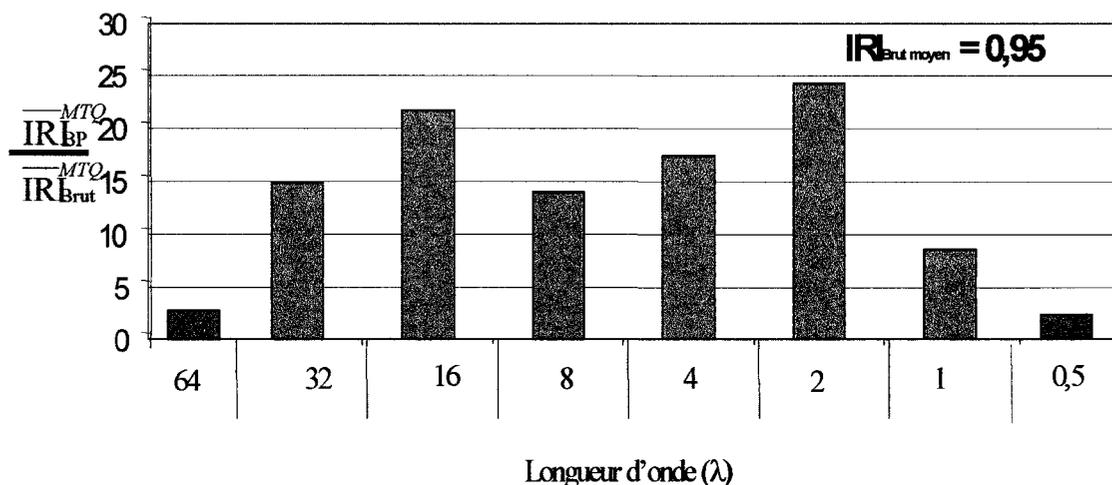


Figure 58 Distribution de l' $\frac{\overline{IRI}_{BP}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}$  au niveau du projet par bande passante et subdivision des groupes de bandes passantes

Dans une seconde analyse, le signal représentant la fluctuation de l' $\frac{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}$  est décomposé selon les longueurs d'ondes regroupées en GO, MO et PO, tel que prescrit par l'approche française. Cette approche propose de traiter les pseudo-profil selon trois classes de bandes passantes couvrant deux octaves chacune et correspondant à des intervalles d'énergie spécifiques, tels que présentés au chapitre 3 (Delanne, 1999; Corté, 1999). La figure 59 présente la variation de l' $\frac{\overline{IRI}^{MTQ}}{\overline{IRI}^{MTQ}}$  calculé aux dix mètres, pour le pseudo-profil brut et les pseudo-profil regroupés en GO, MO et PO.

Lorsque l'on compare la variation de l' $\frac{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}$  à celle de l' $\frac{\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}}$ , on constate une fluctuation relativement semblable des valeurs. Par contre, la variation de l' $\frac{\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}}$  présente une amplitude qui correspond à environ 37 % de celle de l' $\frac{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}$ . **En définitive, il est juste d'estimer que les grandes longueurs d'ondes ont une influence significative quant à la forme générale de la variation de l' $\frac{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}{\overline{IRI}_{Brut}^{MTQ}}$  de fin de construction.**

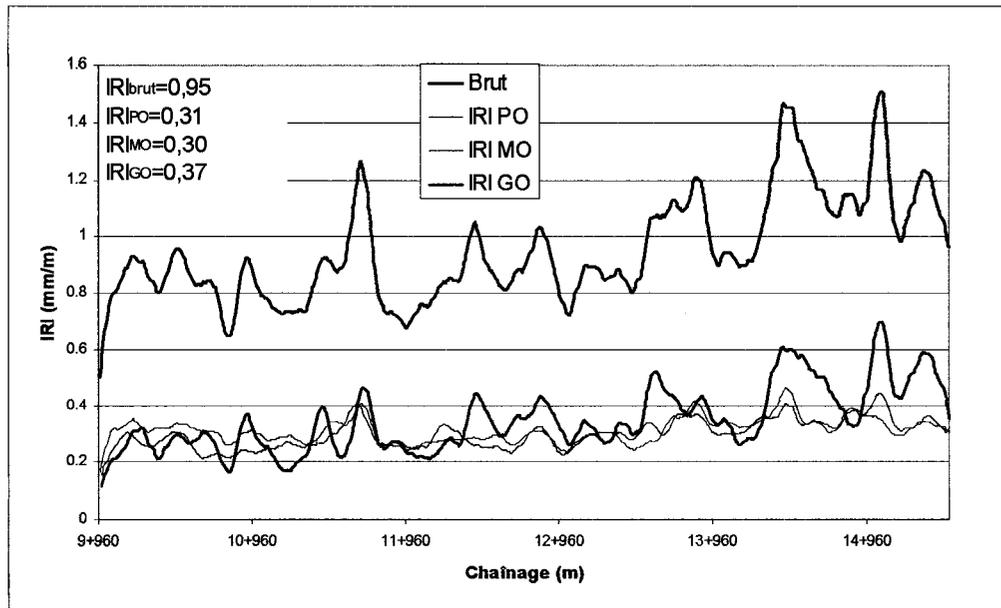


Figure 59 Signaux représentant la fluctuation des  $IRI_{Brut}$ ,  $IRI_{GO}$ ,  $IRI_{MO}$  et  $IRI_{PO}$

## 7.2 Stratégies utilisées dans l'application de la méthodologie développée : simulations au niveau projet

L'application de la méthodologie développée dans le but d'anticiper l'uni de la chaussée en fin de construction nécessite une certaine adaptation aux conditions particulières du site considéré, en ce qui a trait aux conditions physiques du site (nature des matériaux, stratigraphie et profils existants, propriétés mécaniques), et à la disponibilité des données qui le décrivent. De manière générale, on doit s'assurer d'avoir suffisamment de données pour bien paramétrer le modèle.

La première étape consiste à faire le bilan des données disponibles utilisables au niveau du projet pour permettre une simulation représentative. Dans un second temps, il convient de développer des stratégies de simulation permettant de pallier le fait que certaines données soient manquantes. Finalement, on validera les stratégies envisagées à partir de la justesse des résultats obtenus, de manière à proposer une démarche systématique fiable.

### **7.2.1 Bilan des données disponibles au niveau projet**

Les données fournies par le MTQ et le maître d'œuvre du projet (Sintra) vont d'abord permettre de partiellement paramétrer le modèle. Au niveau projet, on utilise les plans et devis pour fixer les frontières du modèle, soit les élévations du terrain vierge ainsi que la surface de la chaussée finie. L'échantillonnage (figure 31), ainsi que les résultats d'analyses granulométriques réalisées aux 50 mètres le long du tracé, permettent de caractériser la nature des sols ainsi que leur disposition. D'autre part, les rapports d'avancement quant à la mise en œuvre de la chaussée permettent de suivre la réalisation des travaux et de relever certains détails pertinents.

#### **7.2.1.1 Élaboration du maillage au niveau projet**

Les données permettant de construire partiellement le maillage sont issues d'un tronçon de 5,6 kilomètres de long de l'autoroute 55, possédant une épaisseur variant entre 3 et 8 mètres (sols naturels inclus). Pour simplifier les calculs, une section de six kilomètres est modélisée. Dans FLAC, chaque élément du maillage est constitué de quatre nœuds. Il est important de conserver un rapport des côtés de l'élément plus grand que 1/10. Pour une section de chaussée de 6000 mètres de long, constituée de quatre couches de matériaux d'épaisseur variable, la distance horizontale entre 2 nœuds doit être comprise entre 0,2 et 7,5 mètres. Il a été convenu de construire un maillage avec des éléments de 2,5 mètres de long pour ne pas alourdir les calculs et permettre une discrétisation adéquate pour l'analyse dans les GO. Ce qui donne, pour une section de 6000 mètres, 2400 éléments par couche de matériaux (4 couches : 9600 éléments).

Les données du site disponibles à cette étape ne permettent pas de fixer de manière directe la frontière du modèle à la ligne de refus. Une stratégie de modélisation devra être élaborée pour pallier cette lacune importante. Nous traiterons de cet aspect à la section 7.2.2.1.

### **7.2.1.2 Données concernant les propriétés des matériaux au niveau projet**

Le chapitre 6 a fait ressortir de façon évidente l'effet important qu'a la variabilité spatiale des propriétés des matériaux constituant la chaussée sur l'uni observé en fin de construction. Par conséquent, son application au niveau du projet est amplement justifiée. Cependant, les données issues des plans et devis sont insuffisantes pour décrire de manière adéquate la variabilité des matériaux et ce, particulièrement en ce qui concerne le sol d'infrastructure. En effet, l'échantillonnage des matériaux du sol d'infrastructure n'est réalisé qu'à tous les 50 mètres. Il est clair que dans de telles conditions, les données pour simuler des tassements différentiels observés à tous les 5 ou 10 mètres sont insuffisantes.

Dans un même ordre d'idées, les puits d'exploration réalisés au niveau projet ont été effectués sur une profondeur de 1,5 mètre et par conséquent, on ne peut pas représenter la variabilité des matériaux à une plus grande profondeur. Un autre élément reste indéfini : aucune des caractéristiques mécaniques des sols d'infrastructure, pourtant requises pour espérer établir une prédiction réaliste des tassements différentiels en cours de construction, n'est disponible. Notons que des essais in situ de pénétromètre dynamique, directement sur le terrain naturel, avec un pas suffisamment rapproché, permettraient d'obtenir ces données manquantes.

Pour trouver réponse à l'ensemble de ces inconnues, des solutions statistiques issues des essais au niveau local (15+340 à 15+440) seront mises à contribution. En définitive, pour réaliser une simulation des tassements différentiels sur l'ensemble du projet, certains paramètres seront déterminés à partir des plans et devis du site, alors que d'autres seront estimés soit à partir des résultats obtenus au niveau local, soit à partir d'hypothèses formulées pour la circonstance et s'appuyant sur des recherches pertinentes.

La figure 60 présente schématiquement la synthèse des paramètres connus et des paramètres inconnus, auxquels nous devons apporter des éléments de réponse par une estimation appropriée.

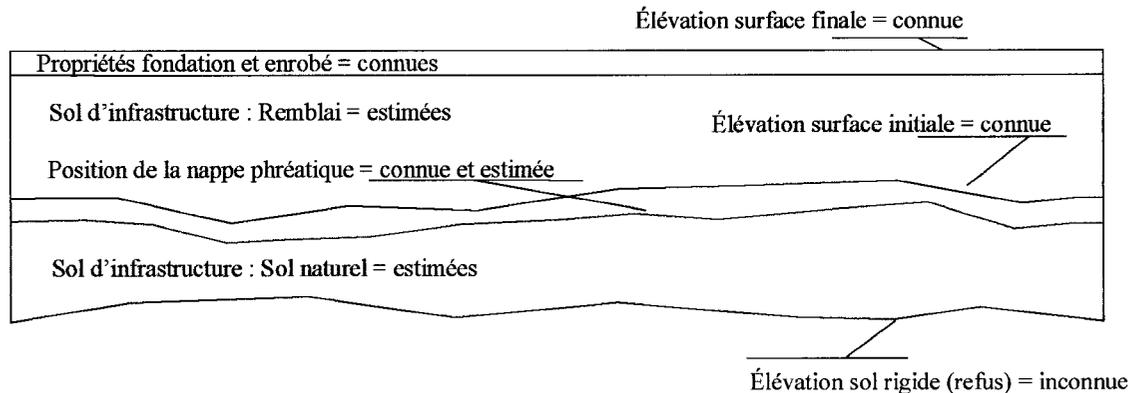


Figure 60 Niveau projet : synthèse des paramètres connus, estimés et inconnus requis pour mettre en application la méthodologie de modélisation proposée

Globalement on peut énoncer :

- **Fondation** : Les propriétés des matériaux de fondation sont bien connues (couche uniforme et matériaux standards)
- **Sols d'infrastructure** : Les analyses granulométriques issues des plans et devis et réalisées aux 50 mètres nous indiquent que la nature des sols sur l'ensemble du projet varie très peu; par conséquent, les propriétés des sols d'infrastructure sont estimées à partir de l'analyse au niveau local.
- **Élévations initiales et finales** : Les élévations du terrain avant construction sont fournies par les plans qui tracent le profil initial en continu. Les élévations finales sont connues par les plans du tracé de route prévu.
- **Nappe phréatique** : En général, la position de la nappe phréatique se situe à environ un mètre sous la surface du sol existant et elle est évaluée au moment de l'échantillonnage, à partir des puits d'observation. Cependant, lorsque l'exploration

n'a pas permis de localiser la position de la nappe phréatique, cette dernière est alors supposée directement sous la profondeur atteinte par le puits.

- **Profondeur du refus** : la profondeur du refus, qui définit en quelque sorte la frontière inférieure du modèle, demeure inconnue et par conséquent l'épaisseur de la couche de sol intacte.

### 7.2.2 Stratégies de modélisation envisagées pour pallier les données manquantes

Afin de pallier les informations manquantes et parvenir à simuler l'uni de la chaussée en fin de construction, quelques stratégies de modélisation ont été envisagées.

#### 7.2.2.1 Profondeur du refus : frontière inférieure du modèle

La finalisation du maillage au niveau projet nécessite la formulation d'hypothèses permettant de décrire la position et la variabilité du refus (la partie que l'on considère infiniment rigide). Trois approches ont été envisagées et deux d'entre elles ont fait l'objet de simulations numériques, dont les résultats ont été comparés avec les mesures in situ du MTQ :

- a. **Appliquer au niveau du projet la variabilité observée au niveau local par une approche géostatistique.** Après quelques calculs, cette approche, qui à priori semblait prometteuse, a été rejetée faute de données. En effet, les semi-variogrammes obtenus des analyses géostatistiques au niveau local n'étaient pas déterminés et ne permettaient aucune application en termes géostatistiques.
- b. **Considérer l'élévation du refus comme étant uniforme et parallèle à la surface finale avec comme profondeur moyenne celle calculée au niveau local.** Cette approche est représentée à la figure 61a.
- c. **Considérer la variabilité de l'élévation du refus égale à la variabilité de l'élévation du terrain vierge.** Sur le plan géotechnique, cette approche semble la

plus réaliste, puisqu'en général, les particules formant les sols se déposent par strates formant ainsi des horizons relativement parallèles, semblables à la surface du terrain, du moins à cette échelle (Das, 1995; Lambe et Whitman, 1969). Cette approche est schématisée à la figure 61b.

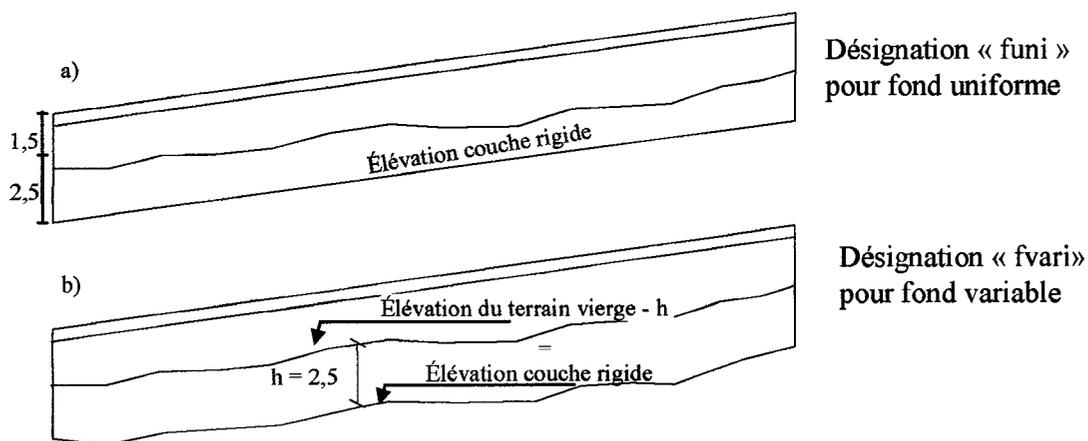


Figure 61 Hypothèses utilisées pour simuler l'élévation du refus de la couche rigide

Ces façons de faire, "funi vs fvari", seront intégrées dans le cadre de divers scénarios de simulation de manière à évaluer leur incidence sur les résultats obtenus en vue de préciser la démarche à suivre dans le cadre de la méthodologie de modélisation proposée et appliquée au niveau projet. Notons cependant que des essais numériques réalisés en faisant varier l'épaisseur de la couche de sol comprise entre le refus et l'élévation du terrain vierge ont montré que les tassements différentiels augmentaient avec l'augmentation de cette épaisseur, entraînant ainsi des valeurs d' $IRI_{60}^{FLAC}$  surévaluées. Cette épaisseur de la couche de sol est présumée égale à l'épaisseur moyenne de la même couche au niveau local, soit de 2,5 m. Par conséquent, l'épaisseur totale de la zone discrétisée, pour le cas où l'élévation de la ligne du refus est positionnée parallèle à la surface finale de la chaussée (funi), est de 4 mètres, soit 2,5 m de sol naturel composant

une partie de l'infrastructure, plus l'épaisseur moyenne de la structure de la chaussée (remblai + fondations = 1,5 m). Dans le cadre où l'élévation de la ligne du refus est variable ( $f_{\text{vari}}$ ), la couche de sol naturel est d'épaisseur constante, fixée à 2,5 m, et parallèle à la surface de terrain vierge (figure 61).

### 7.2.2.2 La variabilité des propriétés intrinsèques de matériaux au niveau projet

La conception d'un modèle de simulation numérique global permettant de reproduire les tassements différentiels en fin de construction nécessite d'évaluer l'importance de certains facteurs, tels que la variabilité des propriétés et l'épaisseur des couches, sur la réponse finale et exige quelques ajustements en cours de développement.

"L'homogénéité relative" des caractéristiques du site permet de bénéficier des données établies au niveau local pour une application au niveau projet. L'homogénéité relative réfère à : 1) le profil du terrain initial, relativement plat (une pente moyenne de 0,36 %); 2) l'uniformité des sols (type SM, SP et SW), et 3) la nappe phréatique à position stable (0,8 et 1,2 m sous la surface du terrain vierge).

Cependant, la difficulté réside dans une application adéquate de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux au niveau projet, qui permette d'obtenir des résultats représentatifs. Deux stratégies ont été retenues quant à la distribution de ces propriétés (sous forme de paramètres) dans le modèle, en considérant une certaine variabilité spatiale ( $p_{\text{vari}}$ ), soit :

- a. **Distribution statistique aléatoire** : La première stratégie élaborée en vue d'intégrer une variabilité réaliste des paramètres dans les éléments du maillage consiste à les distribuer de façon aléatoire suivant la distribution statistique de chacune des quatre zones spécifiques (remblais et sols intacts, figure 37 et tableau XX, section 5.3). Les valeurs aléatoires des paramètres basés sur l'indice

$N_{cor}$  obtenues par cette méthode sont réparties à intervalles de 10 mètres comme pour la section de référence au niveau local.

- b. **Distribution géostatistique - champs aléatoires:** L'approche purement géostatistique permettant d'estimer une propriété par interpolation entre deux valeurs connues n'est pas réalisée au niveau projet. Cependant, les analyses géostatistiques réalisées au niveau local, quoique partielles, peuvent être appliquées au niveau du projet. Cependant, la portée des modèles géostatistiques développés varie entre 30 et 40 m. Évidemment, on ne peut pas répéter sur toute la longueur du tronçon de 5,6 km le même motif de variabilité sans biaiser les résultats. Par conséquent, une approche par champs aléatoires (section 1.4.3.3 et annexe 1), utilisée dans l'étude du comportement de conduites enfouies (Breysse, 2002), a servi de base de réflexion et nous a conduit à développer une approche simplifiée. Basée sur le concept des champs aléatoires (Vanmarcke, 1983), cette approche permet de distribuer de façon aléatoire un paramètre (variable dans l'espace) en considérant sa moyenne, son écart-type et sa structure spatiale. Dans un premier temps, une série de valeurs aléatoires de l'indice  $N_{cor}$  est créée, basée sur les distributions statistiques évaluées au niveau local, et est distribuée sur le tronçon selon la portée de chaque zone spécifique (figure 38 et tableau XX, section 5.3). Dans un deuxième temps, la variance de l'indice  $N_{cor}$  à l'intérieur de la portée est décrite par le semi-variogramme de la zone considérée et produit une valeur de l'indice  $N_{cor}$  pour des intervalles de 10 mètres.

Ces facteurs, pouvant affecter les résultats, seront évalués sous la forme de scénarios de simulation. Les simulations réalisées, visant à reproduire le plus fidèlement possible les grandeurs et variations de  $\overline{IRI_{GO}^{MTQ}}$ , permettront d'évaluer les stratégies proposées et de cibler les scénarios les plus représentatifs en termes de corrélation entre  $IRI_{GO}^{ELAC}$  et  $\overline{IRI_{GO}^{MTQ}}$ .

Le tableau XXXII fait le bilan des stratégies de modélisation envisagées afin de pallier les données manquantes.

Tableau XXXII

Bilan de stratégies de modélisation mises en œuvre pour pallier les données manquantes

Paramètre du modèle		Status	Stratégie de modélisation
Ligne de refus		inconnue	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fond uniforme, parallèle à la surface finale, épaisseur variable "funi".</li> <li>- Fond variable, parallèle à la surface du terrain vierge, épaisseur constante.</li> </ul>
Propriétés des matériaux	Fondation	connues	Aucune, valeurs constantes
	Sol d'infrastructure Remblai	estimées	Paramètres homogènes "puni" Paramètres variables "pvari" <ul style="list-style-type: none"> <li>- Approche aléatoire</li> <li>- Approche géostatistique-champs aléatoires</li> </ul>
	Sol d'infrastructure Sol naturel	estimées	Paramètres homogènes "puni" Paramètres variables "pvari" <ul style="list-style-type: none"> <li>- Approche aléatoire</li> <li>- Approche géostatistique-prob</li> </ul>

### 7.3 Simulations numériques réalisées au niveau du projet

Dans le cadre des simulations numériques réalisées au niveau du projet, plusieurs scénarios peuvent être envisagés suivant les différentes stratégies énoncées précédemment. Le but ultime de ces simulations vise essentiellement à préciser une façon de faire appropriée, dans le contexte de la méthodologie proposée, pour permettre une estimation réaliste de l'uni de fin de construction. Pour cerner les conditions de modélisation optimales, nous nous référerons aux valeurs du pseudo-profil relevées in situ par le MTQ en fin de construction.

Bien que nous ayons mis en œuvre un ensemble d'outils nous permettant de faciliter les traitements de données, l'ensemble des scénarios possibles couplé à l'étendue du projet (plus de 5 km) conduisent rapidement à des analyses trop nombreuses. Dans ce contexte, l'approche la plus pertinente pour traiter la variabilité des paramètres de manière optimale a fait l'objet d'une analyse préliminaire. Par conséquent, avant d'évaluer l'impact de divers scénarios, les résultats de simulations utilisant les deux stratégies proposées pour traiter la variabilité des paramètres seront présentés.

### **7.3.1 Évaluation de la stratégie utilisant l'approche aléatoire pour l'application de la variabilité spatiale des paramètres**

La distribution aléatoire des paramètres issus de l'indice  $N_{cor}$  déterminé au niveau local fluctue sur l'étendue du projet tel que représenté à la figure 62 (trait rouge). Cette fluctuation correspond à la distribution aléatoire de  $N_{cor}$  basée sur une moyenne de 28 avec un écart-type de 12,5 pour la couche de sol inférieure. Cette fluctuation se présente en forme de dents de scie avec des écarts d'amplitude importants sur de courtes distances. Cette fluctuation brusque des paramètres des matériaux dans les éléments du maillage se traduit par des tassements différentiels discontinus induisant des valeurs d'IRI exagérées, non réalistes.

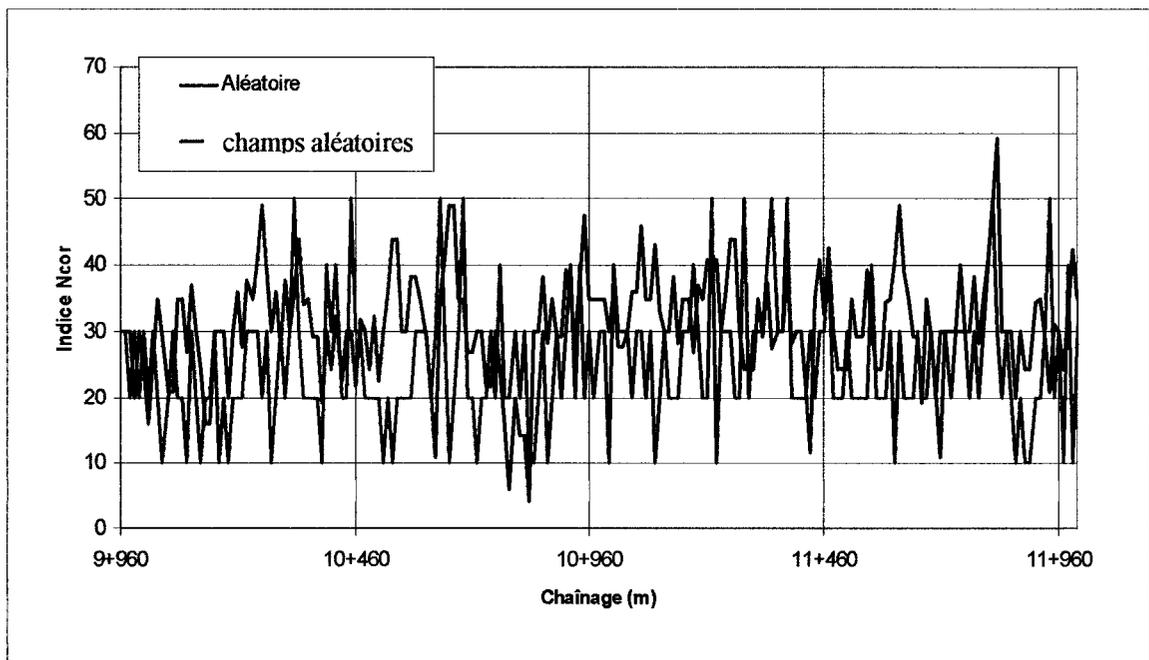


Figure 62 Fluctuation de l'indice  $N_{cor}$  ainsi que des paramètres de modélisation qui y sont associés, selon la stratégie d'application de la variabilité spatiale. Trait rouge : distribution aléatoire. Trait bleu : distribution géostatistique – champs aléatoires

### 7.3.2 Évaluation de la stratégie utilisant l'approche géostatistique – champs aléatoire pour l'application de la variabilité spatiale des paramètres

La fluctuation de l'indice  $N_{cor}$  obtenue à partir de l'approche géostatistique – champs aléatoires (figure 62, trait bleu) est beaucoup plus modulée et nettement moins aléatoire parce qu'elle admet une certaine dépendance des valeurs sur une portée de 40 mètres. La fluctuation de l'indice  $N_{cor}$  sur l'étendue du projet est plus fluide et plus continue. Les tassements différentiels calculés suivant cette distribution des paramètres des matériaux au sein des éléments du maillage fluctuent sur de plus grandes longueurs d'ondes. Cette approche permet d'obtenir des valeurs d' $IRI_{GO}^{FLAC}$  de l'ordre de grandeur obtenue de celle du MTQ. L'utilisation de cette approche va permettre, en compilant plusieurs résultats issus

de la même distribution statistique et géostatistique, d'établir une tendance *probabiliste* de cette distribution sur le tronçon (Breysse, 2002).

À la lueur des résultats de ces simulations forts concluantes vis-à-vis de la pertinence de se référer à une approche géostatistique – champs aléatoires, plutôt qu'à une approche aléatoire, **les scénarios prenant en compte la variabilité des paramètres au sein des éléments du maillage au niveau projet (pvari) seront basés sur l'approche géostatistique-probabiliste.**

### 7.3.3 Description et évaluation des différents scénarios de simulation investigués

Dans l'optique de préciser la méthodologie de simulation la plus représentative de  $\overline{\text{IRI}}_{\text{Go}}^{\text{MTQ}}$ , quatre scénarios de simulation ont été envisagés. Ces scénarios sont fondés sur la prise en compte ou non, lors de la simulation, de certains facteurs pouvant affecter l'uni de la chaussée en fin de construction.

Le premier facteur concerne la variabilité de l'élévation de la couche de fond associée au refus. Il faut pouvoir évaluer son impact relatif sur la réponse finale, afin de cerner la condition la plus pertinente. Il s'agit donc de considérer 1) une couche de fond uniforme, (essai annoté "funi", figure 61a), et 2) une couche de fond variable (essai annoté "fvari", figure 61b).

L'autre facteur concerne la distribution des paramètres des matériaux au sein du maillage. Au niveau projet, on peut se demander si la variabilité spatiale des propriétés des matériaux a un impact sur l' $\text{IRI}_{\text{Go}}^{\text{ELC}}$ . Deux cas sont étudiés, soit 1) Homogénéité des matériaux au sein de chacune des couches (essai annoté "puni"), où les paramètres de modélisation des matériaux sont uniformes et présumés égaux aux moyennes établies au niveau local, et 2) Variabilité spatiale des paramètres de modélisation pour chacune des

couches de matériaux (essai annoté "pvari"), où la variabilité est distribuée selon l'approche géostatistique – champs aléatoires. Le tableau XXXIII présente la synthèse des principaux scénarios réalisés au niveau projet. Les scénarios ombrés sont ceux dont les résultats seront présentés en détail.

Tableau XXXIII

Liste des principaux scénarios réalisés au niveau projet. La nappe phréatique et l'élévation de la surface initiale sont toujours prises en compte

Essais	Variabilité		Variabilité refus	Contrainte (kPa)		Pseudo-profil IRI	
	Remblai	Sol naturel		Cumulative	Surface		
Puni-Funi 1	non	non	non	non	550	oui	oui
Puni-Funi 1	non	non	non	non	1000	oui	oui
Puni-Funi 2	non	non	non	non	1500	oui	non
Puni-Fvari 1	non	non	oui	non	550	oui	oui
Puni-Fvari 2	non	non	oui	non	700	oui	non
Puni-Fvari 3	non	non	oui	non	1000	oui	oui
Pvari-Funi 1	stat	stat	non	non	550	oui	oui
Pvari-Funi 2	géostat	géostat	non	non	550	oui	oui
Pvari-Funi 3	géostat	géostat	non	275	non	oui	oui
Pvari-Fvari 1	géostat	géostat	oui	non	550	oui	oui
Pvari-Fvari 2	géostat	géostat	oui	non	1000	oui	oui
Punivar-Funi 1	non	oui	non	non	550	oui	oui
Punivar-Funi 2	non	oui	non	non	1000	oui	oui
Tendance (20)	géostat	géostat	non	non	550	oui	oui
PP-Terrain-ini	non	oui	non	non	non	oui	non
IRI/temps	géostat	géostat	non	non	550	oui	oui

Les simulations numériques ont été réalisées suivant les scénarios suivants : puni-funi, puni-fvari, pvari-funi, pvari-fvari. L'ensemble des ces simulations vise à faire ressortir deux choses importantes mises en relief au niveau local, soit : 1) l'effet de la variation de la surface du terrain vierge du site sur l'uni en fin de construction (puni-funi), et 2) l'effet

de la variabilité spatiale des différents paramètres de modélisation (essais pvari et fvari) sur la qualité d'uni en fin de construction. Il est important de noter que pour l'ensemble des simulations réalisées, les élévations initiales du terrain vierge sont toujours prises en considération; elles ne sont jamais uniformisées.

### **7.3.3.1 Aperçu global des résultats des différents scénarios simulés puni-funi, puni-fvari, pvari-funi, pvari-fvari**

Comme nous l'avons évoqué précédemment (section 7.1.1), les résultats du calcul des tassements sont analysés sur la base de la variation des  $IRI_{GO}^{FLAC}$  calculés à tous les 10 mètres. La figure 63 montre la fluctuation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  selon le chaînage pour les scénarios décrits précédemment. D'une façon globale, un premier coup d'œil permet d'observer une bonne similitude entre les signaux, bien que les amplitudes soit nettement différentes.

La variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  est essentiellement la même pour les quatre signaux obtenus : les pics et les creux de ces signaux se produisent aux mêmes endroits. Or, le seul point commun entre ces quatre scénarios de simulation est la variabilité de l'élévation du terrain vierge, ce qui donne appui aux observations réalisées au chapitre 6 concernant la propagation du profil du terrain initial jusqu'à la surface finale de la chaussée. Ces résultats jumelés aux résultats mis en relief au niveau local (section 6.3.1) nous permettent d'énoncer que la forme générale de la fluctuation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  est due en grande partie aux variations d'élévation de la surface du terrain vierge.

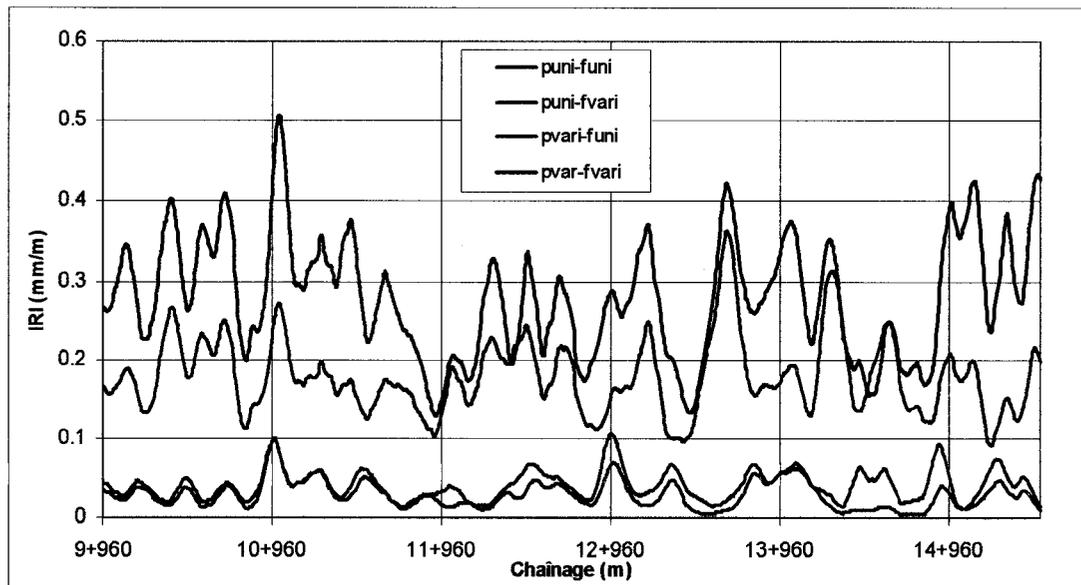


Figure 63 Variations des  $IRI_{GO}^{FLAC}$  aux dix mètres, issus des simulations puni-funi, puni-fvari, pvari-funi, pvari-fvari

### 7.3.3.2 Résultats des simulations selon les scénarios funi et fvari

La variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  pour les deux séries "puni" (puni-funi et puni-fvari) est à toutes fins pratiques identique sauf en ce qui a trait aux amplitudes : l'amplitude "puni-fvari" est 1,44 fois plus élevée que celle en condition "puni-funi". La même observation peut être faite en comparant les deux simulations réalisées en condition "pvari" (pvari-funi et pvari-fvari) : l'amplitude moyenne de la variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  évaluée en condition "pvari-fvari" est 1,56 fois plus élevée que celle en condition "pvari-funi".

**Ces résultats font ressortir l'importance de la prise en compte, dans le processus de simulation, de la variabilité ainsi que de l'élévation de la ligne de refus : frontière inférieure du maillage. La variabilité de cette frontière amplifie nettement la réponse obtenue.** Cependant, l'élévation de la ligne de refus (emplacement de la couche rigide) demeure fort difficile à déterminer. Dans ce contexte, les simulations subséquentes seront basées sur la présomption que la profondeur de la ligne de refus se

présente de façon uniforme par rapport à la surface finale de la chaussée (funi) et ce, dans le but de minimiser les facteurs aléatoires.

### 7.3.3.3 Résultats des simulations selon les scénarios puni et pvari

La comparaison entre les séries de simulation en condition "puni" et "pvari" donne une appréciation incontestable de la place du sol d'infrastructure vis-à-vis de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$ . En effet, en intégrant dans le processus de simulation numérique une variabilité des caractéristiques du sol d'infrastructure (pvari), on constate une augmentation par un facteur 3 de l'amplitude moyenne de la variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  par rapport aux résultats de simulation obtenus en couches homogènes (puni).

**À ce stade de l'analyse il est clair que les simulations doivent intégrer l'aspect de la variabilité spatiale des caractéristiques du sol d'infrastructure : les caractéristiques du sol d'infrastructure contribuent significativement à la qualité d'uni en termes d' $IRI_{GO}^{FLAC}$  autant du point de vue des élévations du terrain vierge que des propriétés mécaniques des matériaux.**

### 7.3.4 Comparaison entre les $IRI_{GO}^{FLAC}$ et les $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$

Un des objectifs du projet étant d'évaluer le rôle du sol d'infrastructure sur l'uni de la chaussée, l'ensemble des simulations réalisées précédemment permet d'affirmer que dans le cadre de la modélisation numérique, le sol d'infrastructure est déterminant. Par ailleurs, l'investigation du site au niveau projet vise également à définir une "façon de faire appropriée" dans le contexte de la méthodologie de modélisation proposée pour prédire l'uni en fin de construction. Dans cette perspective, afin d'évaluer l'efficacité de la méthodologie, nous allons comparer directement les  $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  avec ceux issus des simulations,  $IRI_{GO}^{FLAC}$ . Les conditions de simulation utilisées pour fin de comparaison sont

déterminées à partir des conclusions tirées des sections précédentes. Nous avons montré que le scénario le plus prometteur à cet effet est celui qui tient compte de la variabilité spatiale des caractéristiques des matériaux et qui considère la frontière inférieure du maillage comme étant uniforme, soit : le scénario pvari-funi Les résultats de cette simulation sont présentés à la figure 64.

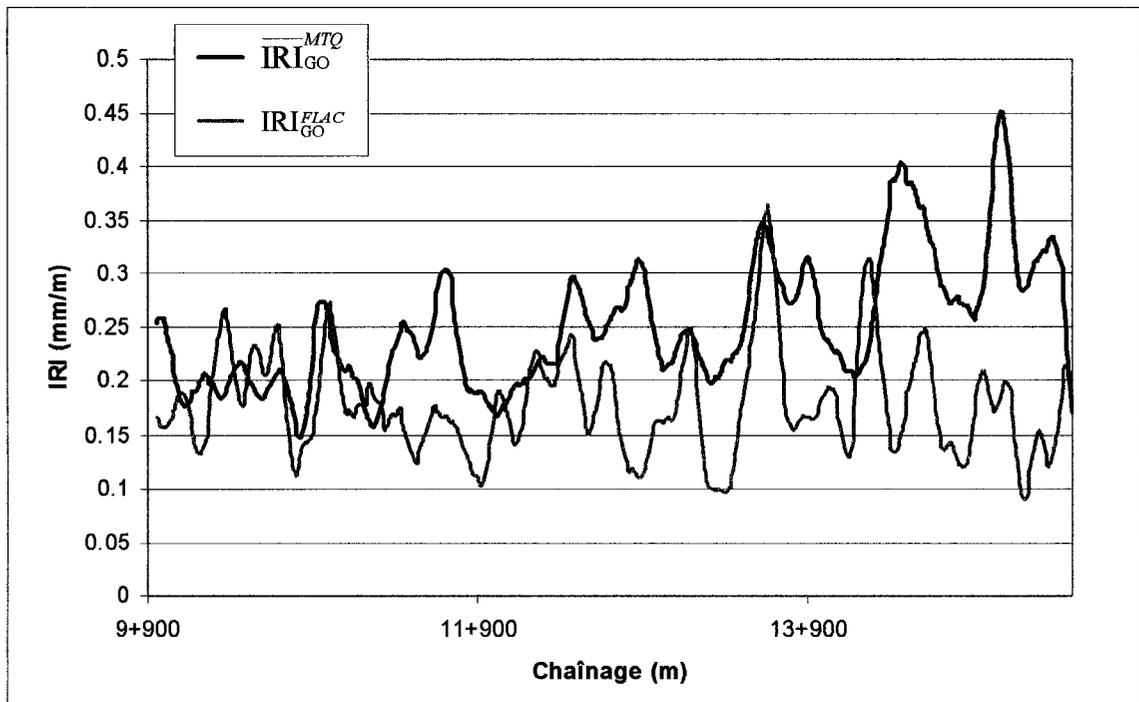


Figure 64 Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$

La figure 64 compare les résultats d' $\overline{IRI}_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres, issus de la simulation en condition "pvari-funi" avec les  $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$ . A priori, on observe une certaine ressemblance entre les deux signaux. En termes de valeur moyenne d'IRI, le signal du MTQ oscille autour de 0,25mm/m alors que celui de la simulation oscille autour de 0,18mm/m. Bien que cette moyenne soit inférieure à celle du MTQ, les amplitudes entre les pics et les

creux du signal simulé sont plus prononcées, traduisant l'aspect aléatoire de la distribution géostatistique de la variabilité établie à partir des essais SPT. De plus, l'origine des résultats étant de sources très différentes, la comparaison devient difficile et c'est pourquoi le coefficient de corrélation (R) entre les deux signaux n'est que de 0,12. Aussi bien dire qu'ils n'ont aucun rapport.

#### **7.3.4.1 Traitement des signaux exprimant la variabilité de l'IRI à tous les dix mètres**

Compte tenu de la différence entre les valeurs d' $IRI_{60}^{FLAC}$  et celle d' $IRI_{60}^{MTQ}$ , une astuce dans le traitement de ces signaux a été imaginée afin de permettre une même base de comparaison. Il s'agit essentiellement de filtrer ces signaux à l'aide d'un filtre Butterworth dont les longueurs d'ondes ont été ajustées au niveau du projet plutôt que celles prises en compte pour la décomposition des pseudo-profils. Ce filtrage permet de décomposer les signaux d'IRI afin de produire des signaux élémentaires centrés autour de l'axe des x égal à zéro. La somme de ces signaux d'IRI décomposés restitue le signal original mais est centré lui aussi autour de l'axe x égal à zéro. Ce traitement n'altère pas la forme des signaux et permet de les comparer sur une même base. Les longueurs d'ondes utilisées sont présentées au tableau XXXIV; chaque bande passante couvre une octave et les longueurs d'ondes couvrent l'ensemble du projet.

La figure 65 présente les mêmes signaux qu'à la figure 64 mais après traitement. On observe d'abord une plus grande superposition des signaux. Ensuite, les tendances générales des courbes (trait noir pour MTQ, trait bleu pour simulation) sont très voisines et suivent, en grande partie, les mêmes fluctuations. La corrélation entre ces deux signaux a augmenté à  $R=0,57$ .

Tableau XXXIV

Longueurs d'ondes centrales et par bandes passantes utilisées dans la décomposition des signaux  $\overline{\text{IRI}}_{\text{GO}}^{\text{FLAC}}$  et  $\overline{\text{IRI}}_{\text{GO}}^{\text{MTO}}$

Longueur d'onde min ( $\lambda_{\text{min}}$ ) (m)	Longueur d'onde max ( $\lambda_{\text{max}}$ ) (m)	Long. onde centrale ( $\lambda_{\text{cen}}$ ) (m)
30	60	45
60	120	90
120	240	180
240	480	360
480	960	720
960	1820	1440
1820	3840	2880
3840	7680	5760

Toutefois, comme il a été mentionné antérieurement (section 5.2.1), la présence de cailloux tend à étaler la distribution de l'indice N et ceci apparaît dans les simulations réalisées, en accentuant les écarts entre les sommets et les creux du signal. Une nouvelle simulation a été réalisée en considérant la zone de remblai comme étant homogène, permettant d'atténuer la dispersion des valeurs de  $N_{\text{cor}}$  attribuable à la présence d'inclusions dans le sol.

Cette approche suppose implicitement une plus grande uniformité dans la mise en place et la densification des matériaux de remblai tout en maintenant la variabilité des caractéristiques des matériaux de la zone de sol naturel du sol d'infrastructure. Par analogie à la codification utilisée dans la désignation des paramètres, ce scénario de simulation peut être annoté "punivari-funi" (paramètre de remblai : homogène; paramètre de sol naturel : variable; refus : uniforme). La figure 66 compare les résultats de la simulation "punivari-funi" en termes de  $\overline{\text{IRI}}_{\text{GO}}^{\text{FLAC}}$  avec les résultats de  $\overline{\text{IRI}}_{\text{GO}}^{\text{MTO}}$ .

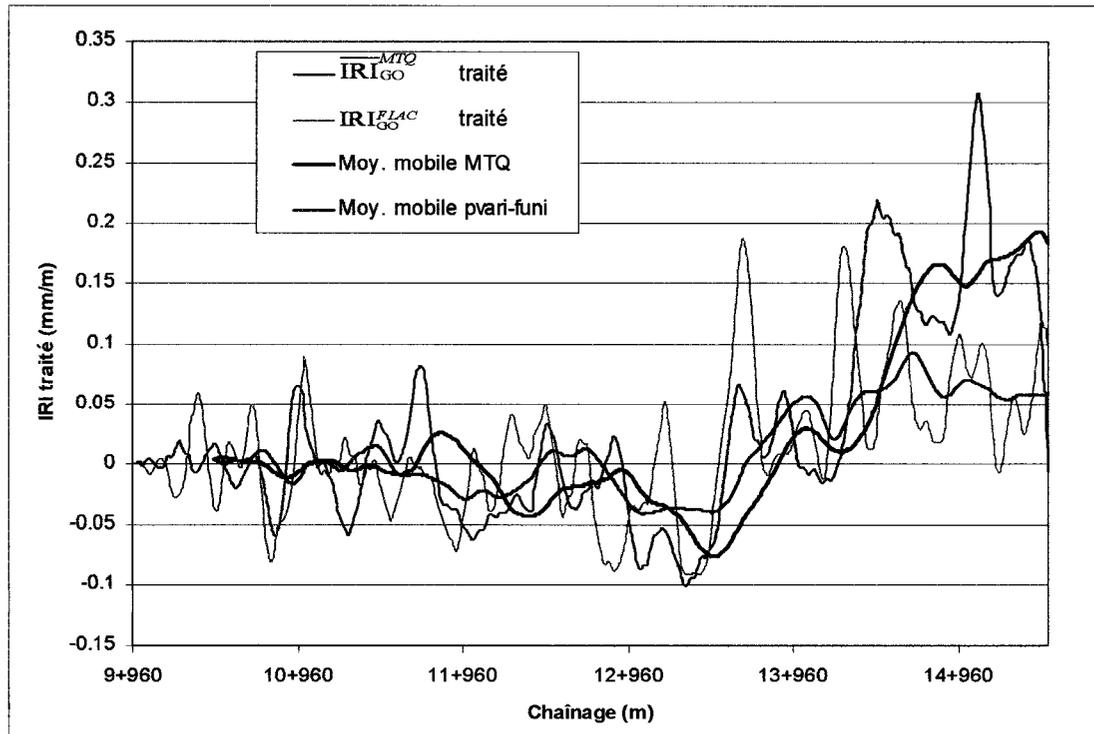


Figure 65 Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres avec la variation de l' $IRI_{GO}^{MTQ}$  après traitement des signaux ( $R=0,57$ )

Le signal d' $IRI_{GO}^{FLAC}$  issu de cette simulation est sensiblement différent du signal d' $IRI_{GO}^{MTQ}$  de la simulation pvari-funi. Cette simulation permet de mettre l'emphase sur la contribution de la variabilité des sols d'infrastructure. On remarque une atténuation de l'amplitude à certains endroits et une augmentation à d'autres, cela, tout en conservant l'allure générale du signal pvari-funi. Le coefficient de corrélation atteint pour cette simulation est de  $R=0,65$ . Cependant, il y a encore place à l'amélioration.

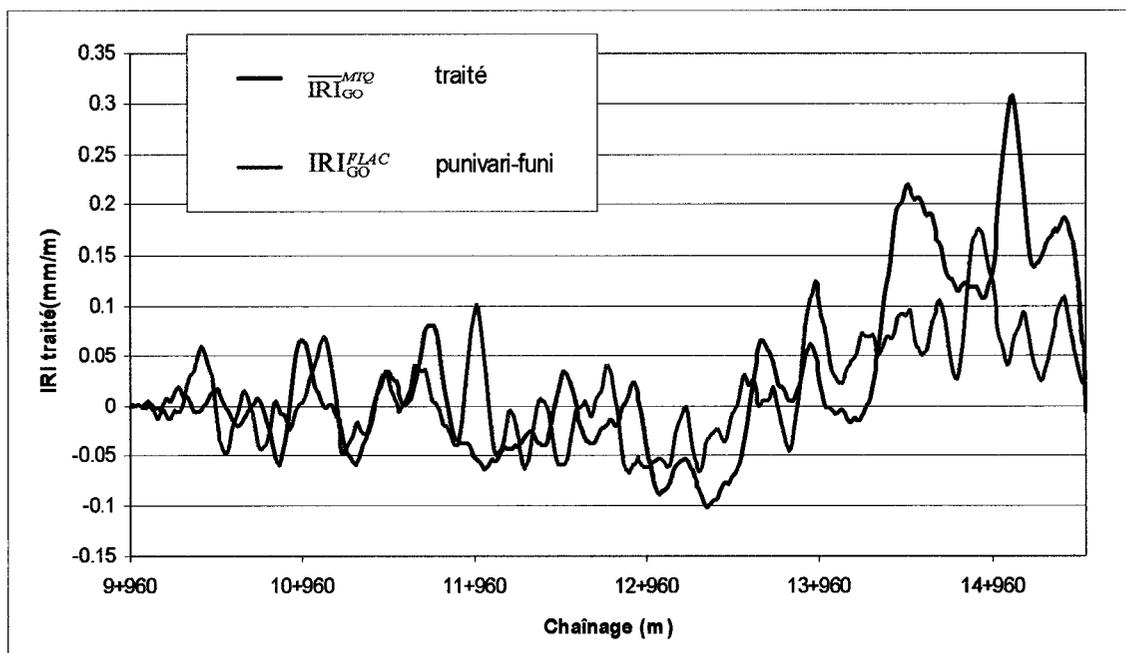


Figure 66 Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "punivari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres avec la variation de l' $IRI_{GO}^{MTQ}$  après traitement des signaux ( $R=0,65$ )

### 7.3.4.2 Simulation par construction couche par couche sur la base des conditions "pvari-funi"

Dans le but d'améliorer la corrélation des résultats entre  $IRI_{GO}^{FLAC}$  et  $IRI_{GO}^{MTQ}$ , une simulation basée sur les conditions "pvari-funi" a été réalisée en considérant les tassements induits à chaque couche, tel que réalisé dans les simulations au niveau local (Analyse 1, section 6.2). Dans le présent cas, la simulation a été réalisée en quatre couches et les résultats sont présentés à la figure 67. Les résultats sont très semblables à ceux obtenus à la figure 66. Bien que le coefficient de corrélation passe de 0,57 pour "pvari-funi" à 0,63 pour cette simulation, la réponse n'est pas améliorée par rapport à la simulation sous les conditions "punivari-funi".

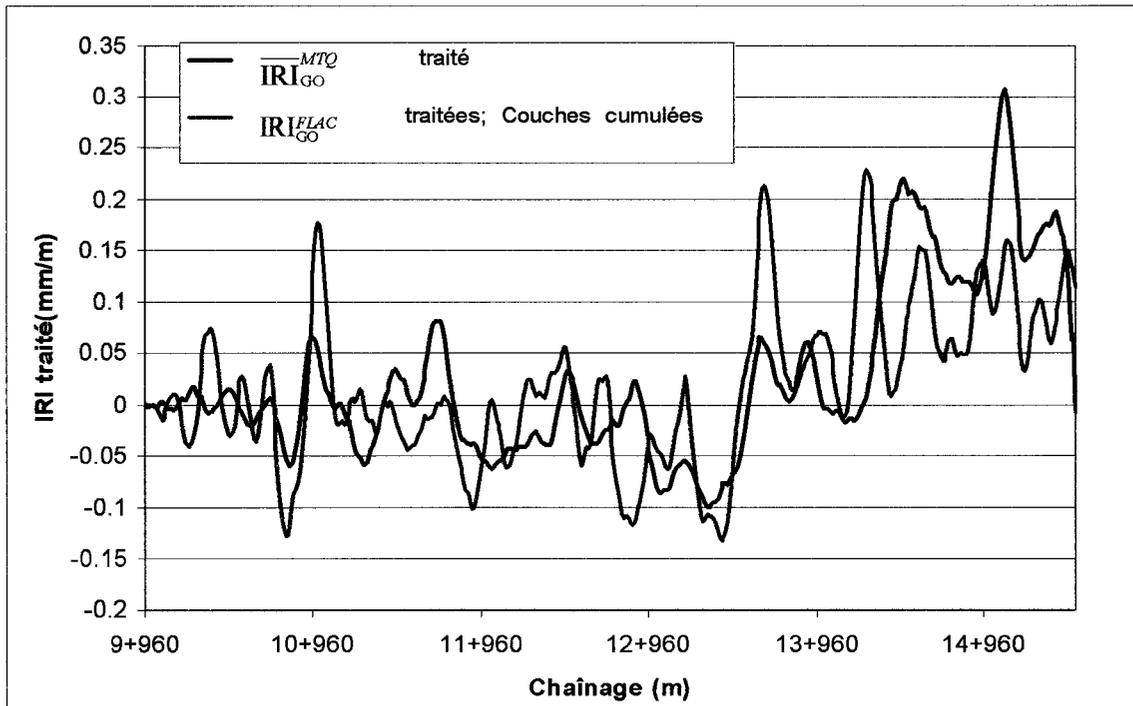


Figure 67 Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres et construit par couche avec la variation de l' $IRI_{GO}^{MTQ}$  après traitement des signaux ( $R=0,63$ )

#### 7.3.4.3 Simulation basée sur l'approche géostatistique – champs aléatoires avec les conditions "pvari-funi"

Les différents scénarios de simulation réalisés jusqu'à présent nous ont permis d'envisager une démarche de modélisation possible pouvant être appliquée dans le cadre de la méthodologie proposée. Toutefois, les résultats obtenus, bien que satisfaisants, peuvent être encore améliorés sans apport d'informations supplémentaires.

Les simulations réalisées avec les conditions de variabilité des paramètres de sol d'infrastructure "pvari-funi" tiennent compte de la variabilité géostatistique des couches. L'approche par champs aléatoires est utilisée de la manière suivante : selon la nature des matériaux, les paramètres sont distribués en se basant sur les semi-variogrammes

élaborés au niveau local. Cependant, en dehors de la portée calculée, une valeur aléatoire basée sur la moyenne et l'écart-type a été générée. À partir de ces valeurs, une nouvelle distribution géostatistique est réalisée, tel que mentionné à la section 7.2.2.2.

Afin d'améliorer les résultats issus de notre démarche, une approche originale (Breysse, 1998) a été adaptée à nos conditions de simulation. Dans le cadre de notre analyse, plusieurs simulations (20) ont été réalisées en maintenant constantes les dimensions du maillage ainsi que les propriétés issues de l'analyse géostatistique (portée, moyenne, variance). Cependant, à chacune des simulations a fait varier la distribution aléatoire de l'indice  $N_{cor}$ , basée sur la distribution statistique, tel que décrit à la section 5.3. On obtient ainsi 20 résultats de simulations, en termes de pseudo-profil, dont la variabilité spatiale varie sur la base des distributions statistiques.

En faisant ainsi, après plusieurs simulations, on peut établir les probabilités d'obtenir une distribution des propriétés du sol à partir de la combinaison des modèles statistiques utilisés pour décrire chaque couche et ainsi obtenir une probabilité de tassements différentiels, et donc la variation probable de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  correspondant. Cette étape a été réalisée pour 20 simulations et aucune analyse probabiliste n'a été effectuée comme tel. Cependant, les résultats des simulations traduits en termes de variation de l' $IRI_{GO}^{FLAC}$  (moyenne des 20 signaux de l'IRI simulé) ont été compilés et sont présentés à la figure 68.

Avec cette simulation, nous sommes sur la bonne voie. La variation générale des signaux représentant la variabilité des valeurs de  $IRI_{GO}^{FLAC}$  et de  $IRI_{GO}^{MTO}$  est très semblable. Les pics et les creux sont simultanés. La position des pics et des creux est synchronisée, un peu moins vers la fin de la section (chaînage 14+000) cependant. En termes d'amplitude, il y a aussi une certaine correspondance. Le coefficient de corrélation (R) entre ces deux signaux est de 0,81.

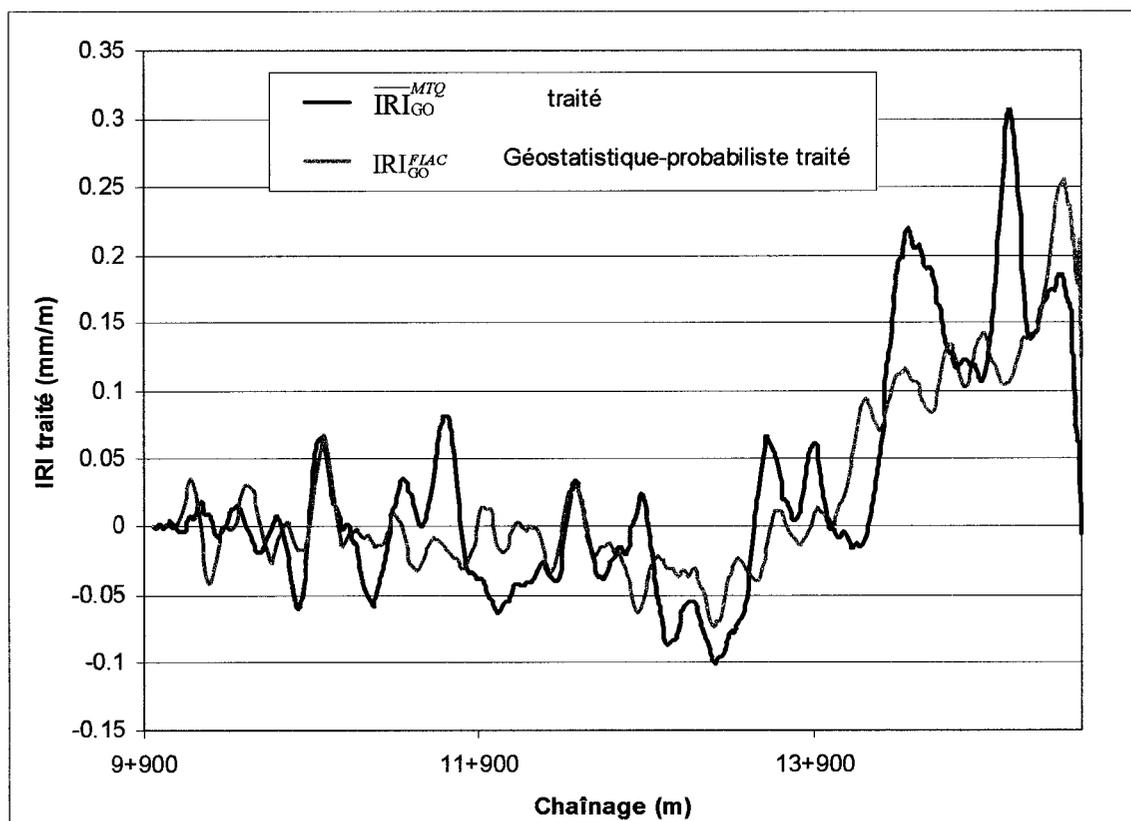


Figure 68 Comparaison au niveau projet entre les résultats de simulation en condition "pvari-funi" en termes de variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres avec la variation de l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  et dont la variabilité est établie selon l'approche géostatistique – champs aléatoires après traitement des signaux ( $R=0,81$ , moyenne de 20 simulations)

Le tableau XXXV présente la compilation des corrélations obtenues entre les différentes simulations décrites dans cette section.

Les résultats obtenus sont forts éloquents; ils démontrent clairement que les sols d'infrastructure jouent un rôle important sur la qualité d'uni, mais surtout qu'il est possible de prédire cette contribution, en fin de construction, en termes de variabilité d' $IRI_{GO}$  pour l'ensemble du projet.

Tableau XXXV

Compilation des résultats de simulation selon les différents scénarios avec les valeurs du MTQ, et présentées en termes de coefficient de corrélation (R)

	MTQ	pvari-funi	punivari-funi	Cumul couches	Géostat-cham-aléa
MTQ	1				
pvari-funi	0,57	1			
punivari-funi	0,67	0,69	1		
tassements-couches	0,63	0,96	0,78	1	
Géostat-champs aléatoires	0,81	0,55	0,68	0,63	1

#### 7.4 Comparaison entre $\overline{\text{IRI}}_{\text{GO}}^{\text{MTQ}}$ et l'élévation du terrain vierge

Suite aux nombreuses simulations effectuées, il nous est apparu intéressant de mettre en relation la variation de l'élévation de la surface du terrain vierge telle qu'elle se présentait avant le début des travaux, avec la variation de l'IRI de grandes longueurs d'ondes évaluée in situ par le MTQ en fin de construction. Pour y arriver, un traitement préalable des données brutes d'élévation mesurées aux 5 mètres s'est avéré nécessaire de manière à construire un pseudo-profil lissé sur 100 mètres. Finalement, le pseudo-profil a été décomposé selon les bandes passantes du tableau XXXIV.

Suite à ces manipulations, le pseudo-profil de la surface initiale est comparé directement à la variation de  $\overline{\text{IRI}}_{\text{GO}}^{\text{MTQ}}$ . On constate, à la figure 69, que la tendance générale de ces deux signaux montre beaucoup de similitude. En effet, plusieurs pics et creux correspondent assez bien. La corrélation entre ces courbes est de  $R = 0,75$ .

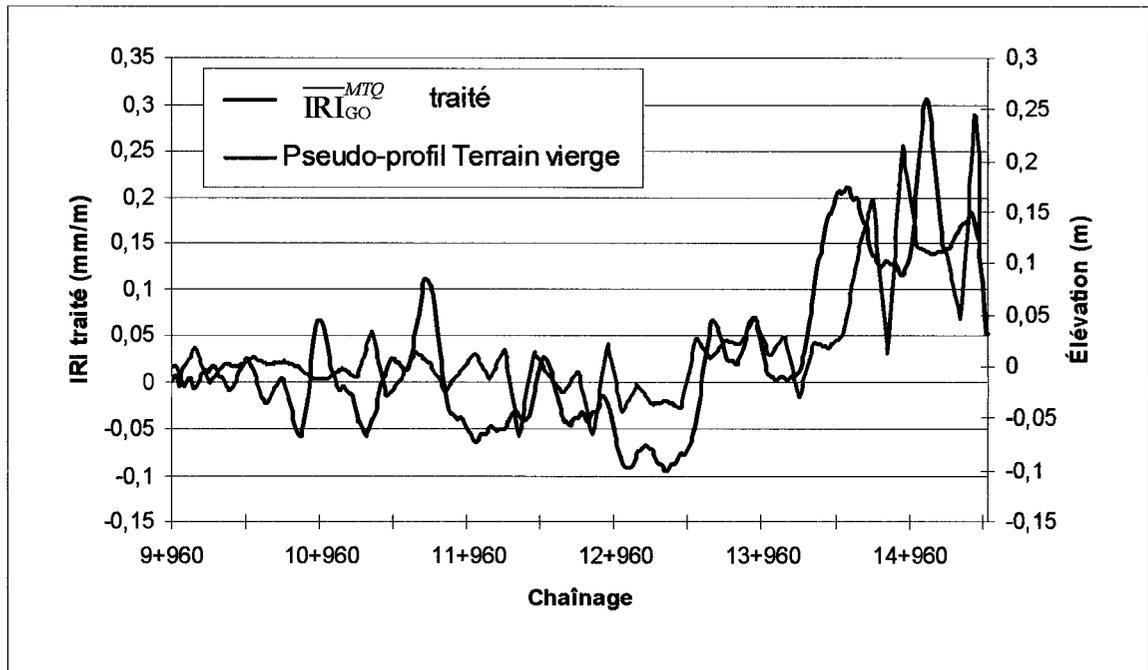


Figure 69 Comparaison entre les courbes représentant le pseudo-profil des élévations du terrain vierge et l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  après traitement des signaux ( $R=0,75$ )

Également, nous avons mis en relation le pseudo-profil associé à la surface du terrain vierge et la variation de l'IRI de grandes longueurs d'ondes obtenues par simulation numérique, l' $\overline{IRI}_{GO}^{PLAC}$ , pour les conditions "pvari-funi", dont la variabilité a été établie suivant l'approche géostatistique - champs aléatoires. Les courbes correspondantes sont présentées à la figure 70.

Le coefficient de corrélation entre ces deux signaux est de  $R=0,81$ . Dans ce cas, il est normal d'obtenir une meilleure corrélation qu'avec l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  puisque la simulation prend directement en compte l'effet de l'élévation du terrain vierge. Cette simulation n'est donc affectée que par la variabilité des paramètres et celle de la surface naturelle, et tous les autres facteurs intervenant sur l'uni et nécessaires à la simulation sont contrôlés, contrairement à l' $\overline{IRI}_{GO}^{MTQ}$  qui peut être influencé par plusieurs facteurs connus et non connus mais non modélisés.

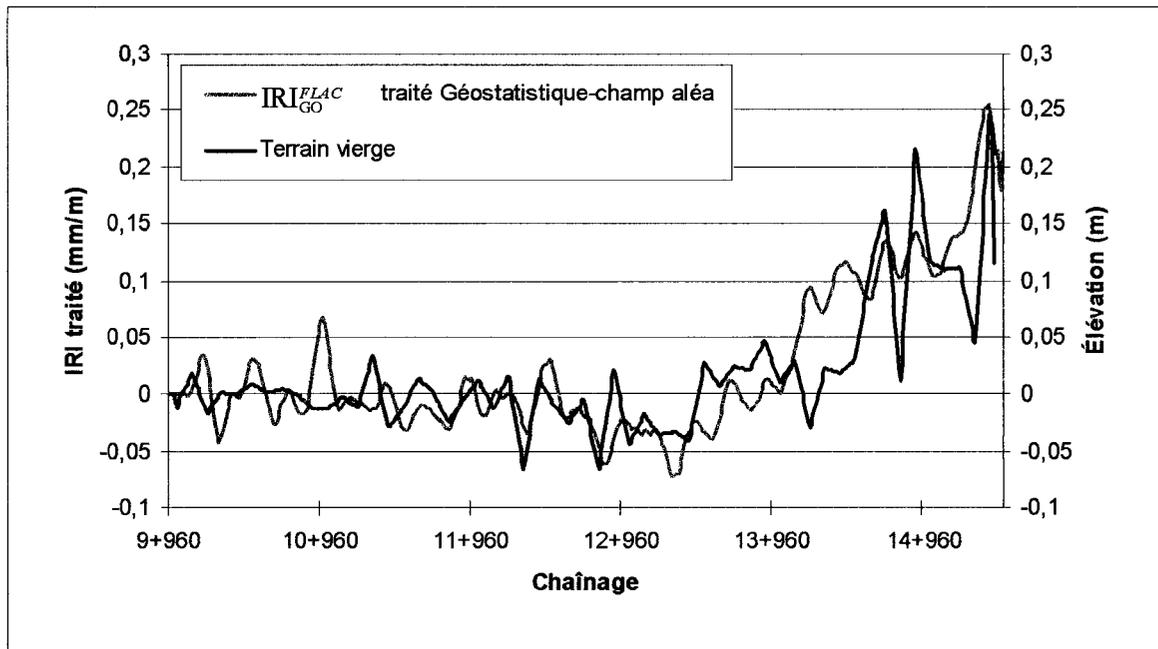


Figure 70 Comparaison entre les résultats de simulation en condition pvari-funi en termes d' $IRI_{GO}^{FLAC}$  à tous les dix mètres et dont la variabilité est établie selon l'approche géostatistique-champs-aléatoires avec le profil du terrain vierge après traitement des signaux ( $R=0,81$ )

La figure 71 présente les étapes de calcul nécessaires réalisées afin de passer des données recueillies sur le site jusqu'aux résultats finaux représentés en termes de variation de l' $IRI_{GO}$ . On montre les développements faits en parallèle pour le traitement des données du MTQ et le traitement des données dans le code de calcul FLAC.

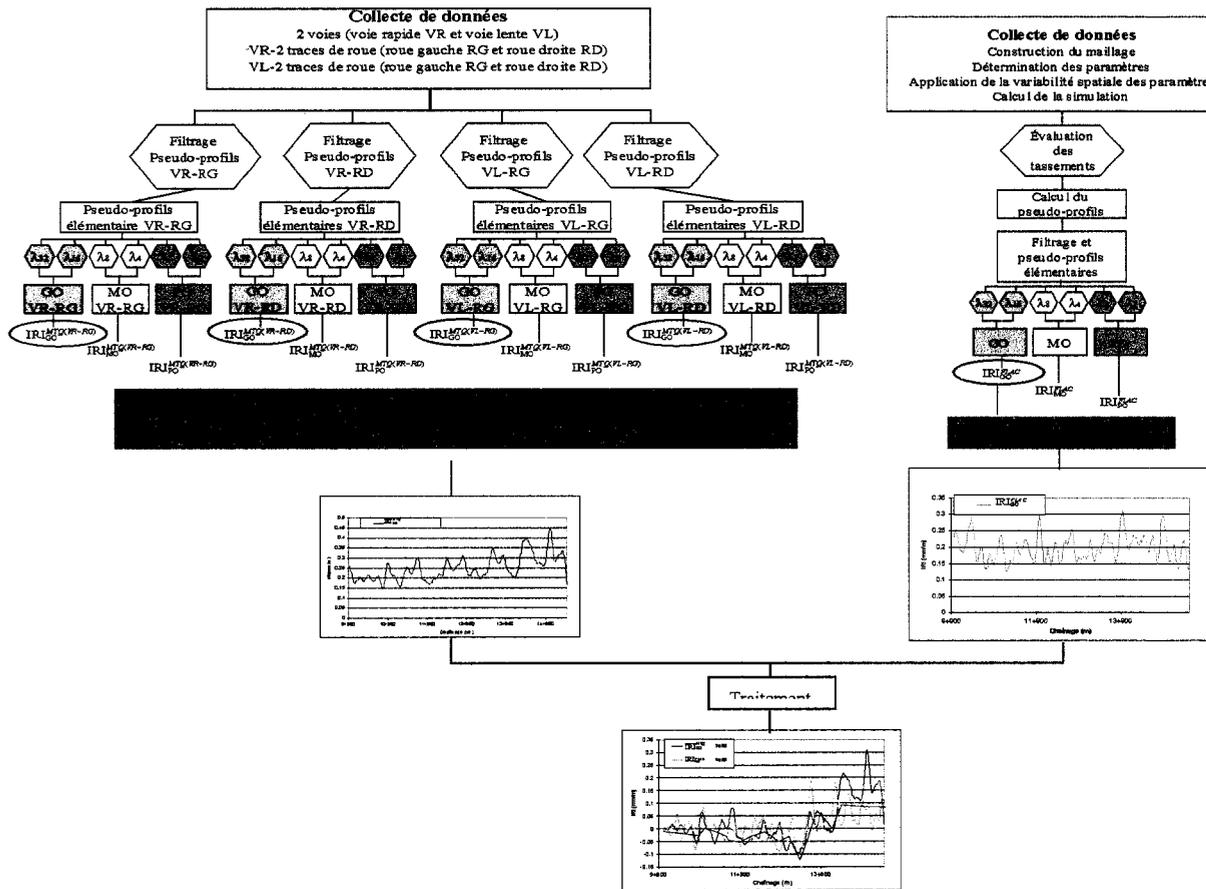


Figure 71 Diagramme représentant les étapes de calcul réalisées à partir de la collecte de données jusqu'aux résultats en termes de variation de  $IRI_{GO}$

## 7.5 Conclusion

Ce chapitre a permis d'appliquer la méthode de modélisation développée au chapitre 3, au niveau projet, dans le cadre d'un projet réel. Les résultats obtenus en termes de variations d' $IRI_{GO}$  sur plusieurs kilomètres de chaussée sont très concluants et montre la pertinence de la méthode proposée comme outil d'analyse et de prévision de l'uni en fin de construction.

Après avoir étudié les données fournies par le MTQ, en termes de pseudo-profils, pour l'ensemble du site et décrit son profil général, nous avons considéré qu'il était plus avantageux de travailler en terme d' $IRI_{GO}$  calculés à tous les 10 m. qu'en termes de pseudo-profils. L' $IRI_{Brut}$  moyen après construction pour l'ensemble du site est de 0,95 mm/m. La contribution des grandes longueurs d'ondes est d'environ 37%. De plus, après analyse de l' $IRI_{Brut}$  évalué selon les trois classes de longueurs d'ondes soit les PO, MO et GO, on constate une grande influence de la variation de l' $IRI_{GO}$  sur l' $IRI_{Brut}$ .

La section suivante traite des étapes de modélisation et des stratégies de modélisation développées afin de pallier le manque d'information. Des stratégies sont élaborées afin de situer, dans un premier temps, la profondeur du refus, et, dans un deuxième temps, d'établir la façon de distribuer les propriétés mécaniques des matériaux à l'ensemble du projet.

La profondeur du refus est estimée selon deux approches. La première consiste à considérer cette profondeur comme étant constante à 4 mètres sous la surface finale de la chaussée (funi). La seconde approche considère la position du refus à 2,5 mètres sous l'élévation initiale du terrain vierge. Comme la surface initiale varie, la profondeur du refus varie également (fvari).

La distribution des propriétés mécaniques des matériaux est réalisée selon deux approches. La première approche considère des propriétés constantes pour chaque couche de matériaux modélisée (puni). La seconde approche suppose une distribution géostatistique couplée au modèle des champs aléatoires (pvari).

Dans la dernière section du chapitre, les analyses sont réalisées en deux temps. Dans un premier temps nous comparons entre eux les résultats de différents scénarios de simulations combinant les différentes stratégies énumérées précédemment (puni – pvari – funi – fvari). **Cette première série d'analyses permet d'appuyer les observations réalisées au chapitre 6 concernant la propagation du profil du terrain initial jusqu'à la surface finale de la chaussée. Ces résultats jumelés aux résultats mis en relief au niveau local (section 6.3.1) nous permettent d'énoncer que la forme générale de la fluctuation de l'IRI<sub>GO</sub><sup>FLAC</sup> est due en grande partie aux variations d'élévation de la surface du terrain vierge.**

De plus, ces simulations font ressortir **l'importance de la prise en compte, dans le processus de simulation, de la variabilité ainsi que de l'élévation de la ligne de refus, frontière inférieure du maillage. La variabilité de cette frontière amplifie nettement la réponse obtenue.**

Nous concluons de cette première série qu'il est **clair que les simulations doivent intégrer l'aspect de la variabilité spatiale des caractéristiques du sol d'infrastructure : les caractéristiques du sol d'infrastructure contribuent significativement à l'uni en termes d'IRI<sub>GO</sub><sup>FLAC</sup> autant du point de vue des élévations du terrain vierge que des propriétés mécaniques des matériaux.**

Dans un second temps, afin de valider et de caler notre approche, les résultats sont comparés aux résultats d'analyses des données du MTQ. Les résultats issus des simulations montrent que le scénario géostatistique – champs aléatoires, bien que

nécessitant plus de calculs, offre les meilleurs résultats. Toutefois, l'approche à paramètres de remblai uniformes, paramètres de sol naturel variables et fond uniforme "punivari-funi" offre de très bons résultats pour beaucoup moins d'effort, autant en termes de collecte de données sur le site qu'en termes de calculs. Ce scénario pourrait être judicieusement utilisé dans le cadre de l'évaluation préliminaire d'un site.

**De manière générale, les analyses des simulations réalisées dans ce chapitre montrent clairement le lien direct entre la variabilité du profil de la surface du terrain vierge et la fluctuation de la valeur d' $\overline{IRI}_{Go}^{MTQ}$  obtenue en fin de construction.** Il est plus que probable que l'effet combiné de la variabilité de la stratigraphie des couches de sol d'infrastructure et des techniques de construction soit à l'origine de ce phénomène.

En définitive, la variabilité de la stratigraphie entraîne des tassements différentiels en cours de construction qui se répercutent sur le profil final de la chaussée. **En d'autres termes, un profil de terrain vierge non uniforme risque d'être problématique en termes d'uni de la chaussée et ce, dès la fin des travaux,** avant même la mise en service de la chaussée.

Les techniques actuelles de construction nous portent à croire que le nivellement et la compaction, effectués à chacune des couches, permettent de faire disparaître les tassements différentiels et les variations de l'élévation initiale. Or, les analyses d' $\overline{IRI}_{Go}^{MTQ}$  ainsi que les simulations réalisées montrent qu'il existe des lacunes au moment de la mise en œuvre, et que les effets du profil initial du terrain sont ressentis dans l'uni final de la chaussée.

## **CHAPITRE 8**

### **IMPLICATIONS PRATIQUES POUR LA MISE EN ŒUVRE DE LA MÉTHODOLOGIE DE MODÉLISATION ET BESOINS DE RECHERCHE**

#### **8.1 Démarche à suivre dans la mise en œuvre de la méthodologie développée**

Le chapitre 6 a permis d'appliquer la méthodologie de modélisation développée directement à un site évalué au niveau local. Dans ce contexte, toutes les données nécessaires à la modélisation ont été recueillies, soit sur le site, soit par l'entremise d'essais en laboratoire afin de décrire en détail les conditions initiales du terrain et ainsi évaluer l'impact de la construction et l'influence des propriétés du site sur l'uni en fin de construction.

Toutefois, il est clair qu'une investigation aussi détaillée que celle réalisée au niveau local ne peut être faite au niveau projet. L'estimation de la qualité de la chaussée en fin de construction ne justifie pas les coûts ni le temps liés à son application. Cependant, nous croyons que la méthodologie de modélisation développée va permettre une meilleure compréhension du comportement des chaussées et servira d'outil d'analyse de la qualité d'uni de la chaussée en fin de construction et en service et ce, autant pour le donneur d'ouvrage que pour l'entrepreneur.

Par conséquent, suite aux scénarios de simulation exposés dans le chapitre 7, une démarche est proposée afin de trouver un compromis entre une investigation complète et onéreuse du site et le développement d'une méthodologie de modélisation classique de type analytique-empirique basée sur les caractéristiques moyenne d'un site.

##### **8.1.1 Étude du site par secteurs**

Dans un premier temps, suite à une étude préliminaire des caractéristiques du site à partir des plans et devis, une discrétisation du projet en secteur représentatif est

nécessaire. Dans le cadre du projet de St-Nicéphore, une seule zone a été sélectionnée : d'une part parce que l'ensemble des caractéristiques du projet était relativement homogène, et, d'autre part, parce que la zone sélectionnée correspondait à un fort remblai et donc, peut-être, une zone à problème.

Les conclusions de l'étude préliminaire vont entraîner un regroupement par secteurs des zones relativement homogènes. Par la suite, une investigation détaillée d'une section (100m) de chaque secteur est nécessaire. Cette investigation va nécessiter la réalisation d'essais in situ afin de définir les propriétés physiques et mécaniques des sols en place, requises pour paramétrer le modèle.

À cet égard, il existe des techniques d'investigation in situ, moins onéreuses et plus efficaces que les essais SPT. Notamment l'essai au pénétromètre dynamique portatif, qui permet de sonder les sols d'infrastructure (remblai et en place) jusqu'à une profondeur de plusieurs mètres et de déterminer certaines caractéristiques mécaniques des sols non remaniés ainsi que la position du refus. Cette technique pourrait être utilisée de manière systématique afin de dresser un portrait plus détaillé du site.

Dans un contexte de modélisation, la détermination de la profondeur réelle du refus est préférable à la profondeur estimée, si l'on veut obtenir des résultats de simulation plus proches de la réalité. Cependant, les simulations réalisées au chapitre 7 (section 7.3.4) avec une profondeur de refus uniforme "funi" montre qu'il est possible d'obtenir de bons résultats sans connaître la position exacte du refus. Les simulations ont montré que l'hypothèse du "funi" situé à une profondeur de 2,5 mètres sous la surface du terrain vierge semble être une bonne approximation. De plus, cette profondeur correspond à ce qui est utilisé dans les modèles par éléments finis tiré de la littérature (Mamlouk et coll., 1998; Dawson et coll., 1996b; Huang et coll., 2001; Chen et coll., 1995). En effet, les épaisseurs de sols d'infrastructure utilisées dans ces modèles varient entre 1,5 m et 6 m

avec une moyenne aux environs de 2,75 m. Ce qui confirme, en quelque sorte, la pertinence de notre choix.

### **8.1.2 Application de la variabilité spatiale au niveau projet**

L'investigation détaillée des différents secteurs du projet va permettre l'élaboration de modèles géostatistiques permettant de décrire la variabilité spatiale des propriétés des matériaux pour chaque zone spécifique. À cet égard, les simulations ont montré la nécessité de tenir compte de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux, ainsi que le net avantage à les distribuer selon une approche géostatistique plutôt qu'une approche statistique aléatoire.

Cependant, l'approche utilisée à la section 7.3.4.3 adaptée d'un modèle géostatistique utilisé par Breysse (1998), bien que donnant de très bon résultats, doit être considérée avec prudence. En effet, dans le cadre de nos travaux, cette approche n'a pas fait l'objet d'une analyse approfondie. Cependant, les excellents résultats obtenus dans ce domaine par Breysse et ses collaborateurs montrent la pertinence d'utiliser cette approche dans notre contexte de recherche. Toutefois, un approfondissement de nos connaissances dans ce domaine peut être nécessaire afin d'utiliser cette technique de façon systématique.

Finalement, les essais montrent que la prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux mis en place mécaniquement (remblai) est très importante. La grandeur de la variance des caractéristiques de ces couches n'est pas réellement justifiée car la nature des matériaux utilisés et leur mise en œuvre sont généralement bien contrôlées lors de l'exécution des travaux. Dans cette optique, à moins de connaître la distribution géostatistique réelle des propriétés de ces couches, il est recommandé de les considérer homogènes (essai "punivari" section 7.3.4.1) afin de diminuer les effets indésirables des phénomènes aléatoires.

### **8.1.3 Application de la surcharge pour fin de calage**

Enfin, il semble que l'application d'une contrainte verticale de 550kPa soit nécessaire pour ramener les déformations induites par la construction dans un domaine de grandeurs réalistes et comparables à celles issues du MTQ. Toutefois, on doit demeurer prudent dans l'application de cette contrainte car bien qu'elle ait été appliquée de deux manières différentes dans le contexte des présents travaux, (Analyse 1 et 2, chapitre 6), avec des résultats concluants, elle demeure tributaire de la masse de la machinerie de compactage utilisée ainsi que du nombre de passages de rouleau effectués. À cet égard, des recherches supplémentaires peuvent s'avérer utiles afin de bien la caractériser.

## **8.2 Uni de la chaussée en fin de construction : sols ou machinerie**

Dans le cadre des chapitre 6 et 7, nous avons mis en perspective l'effet de la variation de l'élévation du terrain vierge sur l'uni. À cet égard, nous pensons que cet effet est lié à deux causes majeures soit : 1) la variation d'épaisseur de la couche de sol en place après l'arase de la surface initiale, ce qui entraîne des déplacements différentiels en cours et en fin de construction; 2) l'incapacité des techniques actuelles de construction d'aplanir complètement la plate forme-support de chaussée et les couches subséquentes.

Les deux causes se combinent certainement en cours de construction; cependant, dans le cadre de ce projet de recherche, le site investigué pour fin de calage de la méthodologie, le tronçon de l'autoroute 55 à St-Nicéphore, est essentiellement constitué de matériaux granulaires moyens et plutôt mal étalés, tant pour le sol naturel que pour le remblai. Or, ces matériaux possèdent, en principe, un bon drainage et subissent donc un déplacement rapide (théoriquement instantané) en cours de construction. Par conséquent, il devrait n'y avoir que très peu de déplacement secondaire de ces matériaux après densification. On conclut donc que, pour ce site spécifique, les déplacements observés à la surface de la

chaussée en fin de construction sont liés à l'effet des techniques de construction, qui permettent la propagation, à travers la structure de la chaussée, du profil du terrain vierge jusqu'à l'uni de la chaussée en fin de construction.

À cet égard, un projet de recherche est essentiel afin de mieux cerner la contribution de chacune des causes à l'uni final. Dans cette optique, le suivi de plusieurs projets à toutes les étapes de construction, depuis le déboisement jusqu'à la pose de la couche de roulement, permettrait d'établir la proportion de chacune des causes possibles. Une analyse en terme de pseudo-profil de chacune des couches mises en places en relation avec la couche précédente, couplée à une analyse de la variabilité spatiale des caractéristiques de ces couches, permettrait de mieux comprendre les mécanismes en jeu. Ces analyses fourniraient, pour la réalisation des travaux, des balises afin de diminuer les effets sur l'uni des caractéristiques particulières du site ainsi que des techniques de construction.

### **8.3 Décomposition du pseudo-profil et analyse de l'IRI en termes de longueur d'onde**

Dans l'analyse des pseudo-profilés décomposés en plusieurs bandes passantes (section 3.5), plusieurs travaux montrent l'existence d'un lien entre les défauts observés à divers endroits de la structure de la chaussée et leurs effets sur l'uni selon des longueurs d'ondes caractéristiques. Mais ce lien reste vague, de grandes longueurs d'ondes correspondent à des défauts en profondeur et de courtes longueurs d'ondes correspondent à des défauts en surface. Or, à notre connaissance, il n'existe aucune étude qui permette d'associer de manière précise une longueur d'onde spécifique, observée à la surface de la chaussée, à la profondeur du défaut qui lui est lié.

Selon les analyses réalisées au cours de ces travaux de doctorat, nous croyons qu'un tel rapport existe et que la profondeur du défaut dans la structure de chaussée est non seulement fonction de la longueur d'onde observée à la surface de la chaussée, mais

aussi de l'amplitude de cette onde. Des travaux de recherche sont en cours avec le CDGA de l'université de Bordeaux I afin de trouver des réponses à cette problématique et fournir des résultats, sous forme d'abaques, permettant de faire le lien entre ce qu'on observe à la surface et ce qui se passe sous cette dernière.

#### **8.4 Modélisation du dernier tronçon**

D'une manière systématique, on remarquera que les amplitudes des  $IRI_{GO}^{FLAC}$  en fin de section (entre les chaînages 14+000 et 15+000) sont toujours plus faibles que les  $\overline{IRI}_{GO}^{MTO}$ . Deux suppositions peuvent être retenues pour expliquer ces écarts : 1) Selon la figure 55, on observe pour ces chaînages une importante zone en déblai qui n'a pas été prise en compte dans le cadre des simulations, faute de modèles représentant le gonflement probable dû au déchargement du sol; 2) Selon les rapports d'avancement des travaux, les fossés et le nivellement de la plate-forme de chaussée pour ces chaînages n'ont été réalisés qu'au printemps 2001, contrairement au reste du projet où ces travaux ont été réalisés au cours de l'automne 2000 : il pourrait aussi s'agir d'une différence de drainage d'une région à l'autre, quoique le matériau soit d'une manière générale plutôt perméable.

#### **8.5 Évolution dans le temps de la qualité d'uni**

Les limites de toutes sortes inhérentes à un projet de doctorat ne nous ont pas permis d'élaborer d'avantage l'aspect prédictif de la performance de l'uni de la chaussée en service. Cependant, certains points issus des présents travaux nous permettent d'envisager quelques pistes de réflexion afin de développer la méthodologie de modélisation dans ce sens.

### 8.5.1 L'uni futur prédit par l'IRI<sub>GO</sub>

Nous avons fait ressortir au chapitre 7 (section 7.1.2) que le signal de la variation d'IRI<sub>GO</sub> est très semblable par ses fluctuations au signal de la variation d'IRI<sub>Brut</sub>; seules les amplitudes diffèrent. Ceci laisse supposer que les grandes longueurs d'ondes gouvernent de façon globale la variation de l'IRI<sub>Brut</sub> et que les dégradations issues des longueurs d'ondes plus petites viennent s'y greffer. Des analyses effectuées sur quelques sites selon cette hypothèse mènent aux mêmes conclusions.

Cette constatation permet d'envisager des applications concrètes de cette caractéristique du signal à des fins de prévision de la performance de l'uni. Comme il a été mentionné à la section 3.4.4.1, des études ont montré que l'évolution de l'uni était fonction de l'uni initial en fin de construction. Or, si le signal de la variation de l'IRI<sub>Brut</sub> en fin de construction est basé sur le signal de la variation d'IRI<sub>GO</sub>, et que ce dernier est fortement tributaire du profil initial du terrain vierge, comme on l'a montré au chapitre 7, une analyse rapide de ce profil avant la construction permettrait d'avoir un premier portrait de la variation d'IRI probable sur le site. Ce portrait établirait les sections les plus à risque, de manière à leur accorder une attention particulière tant au moment de la construction qu'au cours de la vie utile de la chaussée.

### 8.5.2 Application de modèles de dégradation sur le signal de la variation d'IRI<sub>Brut</sub>

Sur la base de l'hypothèse avancée au paragraphe précédent, il serait pertinent d'explorer les possibilités qu'offre la méthodologie de modélisation proposée couplée à des modèles empiriques de dégradation. Par exemple, en appliquant directement sur le signal de la variation d'IRI<sub>BP</sub> un modèle empirique de dégradation de l'uni décrivant une problématique spécifique, il serait possible d'en évaluer l'effet sur l'uni de la chaussée en termes de variation de l'IRI<sub>Brut</sub> et d'en estimer l'évolution dans le temps.

Pour illustrer cette démarche, nous allons estimer la fluctuation d'IRI<sub>Brut</sub> hivernal à partir d'un modèle prédictif proposé par Doré (1997), qui permet d'estimer l'uni d'hiver basé sur l'uni de l'été précédent.

La relation est la suivante :

$$\Delta U / \Delta t = 0,34 \ln(V_L) + 0,085 \quad (8.1)$$

$\Delta U$  = différence d'uni sur une période de temps  $\Delta t$  (IRI)

$\Delta t$  = période de temps (1 an)

$V_L$  = facteur de variabilité longitudinal

En appliquant la relation 7.1, on établit la valeur de  $V_L$  à tous les 10 mètres, sur une période d'un an. La valeur de  $V_L$  ainsi obtenue, appliquée dans la relation 7.2, va permettre d'estimer l'uni d'hiver à partir de l'uni de l'été qui précède.

$$U_H / U_E = 0,026 (V_L) + 1,33 \quad (8.2)$$

$U_H$  = uni d'hiver exprimé en terme d'IRI

$U_E$  = uni de l'été qui précède exprimé en terme d'IRI

La figure 72 montre les résultats obtenus par cette approche. Les données initiales proviennent du premier tronçon de l'autoroute 55 près de St-Nicéphore. Les simulations ont été réalisées pour les années 2001 à 2003. On compare les IRI<sub>Brut</sub> d'hiver calculés avec les valeurs estimées à partir de la relation. Dans ce cas particulier, pour une première estimation, les résultats sont plutôt intéressants, affichant un coefficient de corrélation de  $R=0,40$  pour l'hiver 2002 et de  $R=0,51$  pour l'hiver 2003.

Il est clair que cette approche, rapidement esquissée ici, montre un certain potentiel prédictif. Cependant, elle nécessite une investigation importante.

### **8.5.3 Application de modèles de dégradation sur les pseudo-profilis qui y sont associés**

Dans la même optique, mais de manière plus ciblée, des modèles empiriques de dégradation pourraient être utilisés afin de modéliser directement, sur le pseudo-profil, l'effet sur l'uni de l'évolution d'une dégradation. Par exemple, un modèle empirique décrivant l'évolution de la fissuration par fatigue en termes de nombres et en termes de grandeur de fissures, par mètre carré par année, pourrait être appliqué directement au pseudo-profil élémentaire correspondant à cette dégradation, en l'occurrence la couche de roulement. La somme des pseudo-profilis élémentaires, chacun touché par une problématique qui lui est propre, produirait un pseudo-profil total agrégant un ensemble de facteurs et affectant directement l' $IRI_{Brut}$  ainsi calculé.

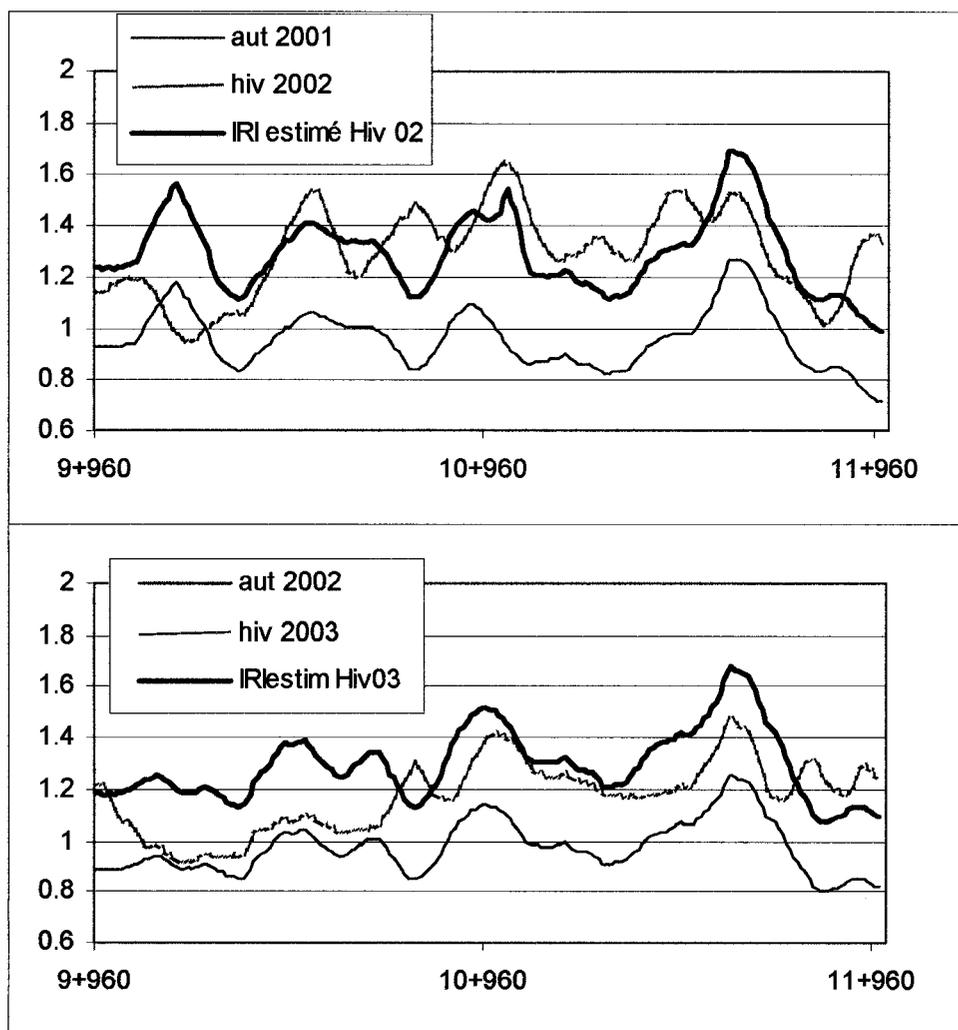


Figure 72 Application de modèle de Doré (1997) afin d'évaluer l'uni d'hiver à partir de l'uni de l'été précédent sur la première partie du projet de St-Nicéphore

## **CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

La méthodologie de modélisation de l'uni des chaussées souples développée dans le cadre de cette thèse, en combinant plusieurs aspects novateur, permet d'atteindre les objectifs tels que fixés au chapitre 3.

D'abord, par l'utilisation d'un code de calcul aux différences finies, il est possible de simuler, dans l'axe longitudinal de la chaussée, les déformations différentielles verticales produisant le pseudo-profil.

Ce code de calcul permet la prise en compte de la variabilité horizontale et verticale des caractéristiques propres à un site. Il permet de reproduire virtuellement les variations géométriques du site en termes de stratigraphie et de profil longitudinal du terrain vierge et permet d'intégrer les variations des propriétés physiques et mécaniques des matériaux en place.

Une approche géostatistique combinée à une investigation détaillée de certains secteurs stratégiques (sur 100m) du site à l'étude a permis de généraliser les simulations à l'ensemble du projet à l'étude (sur plusieurs kilomètres).

Les résultats issus de ces simulations sont assimilés à des mesures réalisées par un profilomètre directement sur le site. Les pseudo-profils ainsi déterminés sont traités et décomposés de manière à faire apparaître la contribution de chaque couche constituant la structure de la chaussée à l'uni final.

Cette approche permet entre autres de cibler l'origine de certains problèmes affectant la qualité d'uni.

Pour l'entrepreneur, il s'agit d'un outil qui lui permet : 1) de cibler les secteurs potentiellement à risque dans un contexte de construction neuve; 2) d'évaluer l'impact sur l'uni final de tel type d'intervention en cours de construction; 3) de décomposer la valeur d'IRI afin de déterminer longitudinalement et verticalement l'origine des défauts et dégradations qui le composent.

L'application de la méthodologie de modélisation dans un cadre réel (St-Nicéphore) a permis de montrer la pertinence et la faisabilité de cette approche, et surtout de montrer le rôle important joué par les sols d'infrastructure sur l'uni de la chaussée en fin de construction.

Les résultats de simulations numériques réalisées à partir des données provenant de ce site montrent notamment :

- a. Que la contribution du sol d'infrastructure à l'uni en fin de construction, évaluée à l'aide de l'IRI de grandes longueurs d'ondes ( $IRI_{GO}$ ), varie entre 35% et 45%.
- b. Que l'IRI de grandes longueurs d'ondes est principalement issu du profil initial du terrain vierge et de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux d'infrastructure.
- c. Qu'il est possible d'estimer la variation de l'IRI en fin de construction pour un projet de plusieurs kilomètres.

Ces résultats plutôt surprenants et certainement prometteurs soulèvent néanmoins quelques interrogations concernant la prise en compte des sols en place au moment de la conception de la chaussée et au moment de la construction proprement dite.

Ces résultats montrent l'importance de tenir compte de la variabilité spatiale des caractéristiques du site au moment de la conception de la chaussée. Ceci implique une investigation plus complète afin de tracer un portrait fidèle de la situation et ainsi d'éviter les surprises en cours de construction et leur impact sur l'uni final.

Cela signifie aussi qu'il convient de porter une attention particulière aux techniques de construction. Il semble clair que les premières étapes de nivellement et de compaction de la plate-forme de la chaussée sont déterminantes quant à la qualité finale de l'uni.

Des efforts doivent être faits en ce sens par tous les intervenants, les donneurs d'ouvrage et les entrepreneurs. Rappelons que l'évolution de l'IRI de la chaussée dans le temps est tributaire de l'IRI en fin de construction et que cet IRI en fin de construction dépend de l'IRI associé au sol d'infrastructure dans une proportion variant autour de 40%.

À cet égard, un contrôle du profil des couches de chaussée en cours de construction ainsi que l'utilisation de matériel de guidage performant peuvent s'avérer efficaces afin d'atténuer l'effet des sols d'infrastructure sur l'uni de la chaussée. En outre, l'évaluation de la qualité des ouvrages à la livraison est directement liée à la qualité d'uni en termes d'IRI.

Le développement de cette méthodologie de modélisation n'est pas complété. Plusieurs aspects restent à approfondir; le chapitre 8 dresse un bilan sommaire des besoins de recherche. Toutefois, la méthodologie ouvre de nouvelles perspectives dans l'évaluation de l'uni des chaussées et dans le développement de nouveaux modèles. Notamment, en permettant la prise en compte de la variabilité des caractéristiques d'un site et l'interaction de chacune des couches de la structure de la chaussée, elle contribue à améliorer notre compréhension des mécanismes qui gouvernent le comportement des chaussées souples.

**ANNEXE 1**

**SUPPLÉMENTS DE NOTIONS STATISTIQUES**

### **A.1 Définitions et rappels de statistiques**

Espérance mathématique ( $E(X)$ ) d'une variable aléatoire VA générale :

$$E(X) = x_1 P(X=x_1) + \dots + x_n P(X=x_n) = \sum_{j=1}^n x_j P(X=x_j) \quad (\text{A.1.1})$$

ou de manière équivalente dans le cas d'une variable aléatoire discrète :

$$E(X) = x_1 f(x_1) + \dots + x_n f(x_n) = \sum_{j=1}^n x_j f(x_j) = \sum x f(x) \quad (\text{A.1.2})$$

et dans le cas où toute les probabilités sont égales :

$$\frac{E(X) = x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \text{moyenne arithmétique} \quad (\text{A.1.3})$$

Pour une variable aléatoire continue, l'espérance devient

$$E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad (\text{A.1.4})$$

Espérance de X appelée moyenne de X et notée  $\mu_x$  ou  $\mu$   
Espérance = moyenne = mesure de la tendance centrale

#### **Variance et écart-type**

$$\text{Var}(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (\text{A.1.5})$$

$$\text{Écart-type} = \sigma_x = \sqrt{\text{Var}(x)} = \sqrt{E(X - \mu)^2} \quad (\text{A.1.6})$$

Sur une distribution de variable aléatoire discrète :

$$\sigma_x^2 = E[(X - \mu)^2] = \sum (x - \mu)^2 f(x) \quad (\text{A.1.7})$$

Quand toutes les probabilités sont égales :

$$\sigma_x^2 = \frac{[(x_1 - \mu)^2 + (x_2 - \mu)^2 + \dots + (x_n - \mu)^2]}{n} \quad (\text{A.1.8})$$

Pour une variable continue :

$$\sigma_x^2 = E[(X - \mu)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad (\text{A.1.9})$$

### **Comparaison de deux distributions**

#### Variance de deux distributions jointes

$$\text{Covariance} = \sigma_{xy} = \text{COV}(X, Y) = E[(X - \mu_x)(Y - \mu_y)] \quad (\text{A.1.10})$$

#### Densité de probabilité discrète

$$\sigma_{xy} = \sum_x \sum_y (x - \mu_x)(y - \mu_y) f(x, y) \quad (\text{A.1.11})$$

#### Coefficient de corrélation de deux fonctions

Si X et Y sont complètement indépendantes :

$$\text{COV}(X, Y) = \sigma_{xy} = 0 \quad (\text{A.1.12})$$

Si X et Y sont complètement dépendantes, c'est-à-dire X = Y :

$$\text{COV}(X, Y) = \sigma_{xy} = \sigma_x \sigma_y \quad (\text{A.1.13})$$

Cela conduit à l'évaluation de la dépendance des variables X et Y qui s'exprime :

$$\rho = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (\text{A.1.14})$$

appelé coefficient de corrélation R

où  $-1 < R < 1$

Lorsque  $R = 0$ , la covariance est nulle et les variables  $X$  et  $Y$  sont dites non corrélées

## A.2 Géostatistique

Matheron fut le premier à utiliser le terme géostatistique et à lui donner la définition du formalisme des fonctions aléatoires pour la reconnaissance et l'estimation de phénomènes naturels. Bien que développé pour aider la mise en valeurs des gisements miniers, elle est aujourd'hui utilisée dans plusieurs domaines de l'analyse de la variabilité spatiale. (Matheron, 1962).

La théorie de la géostatistique est basée sur l'hypothèse que la variabilité spatiale d'une propriété possède une structure particulière. La valeur de cette propriété en un point de l'espace peut être corrélée avec une autre valeur de cette même propriété située ailleurs dans l'espace. Ainsi, on cherche à déterminer sur quelle distance l'autocorrélation entre deux mesures est valable. On peut donc connaître la structure de la variabilité dans l'espace. Ainsi la géostatistique offre une façon de représenter la variabilité spatiale en termes d'une distance d'autocorrélation et de tracer la carte des valeurs de la propriété étudiée.

L'outil utilisé en géostatistique est le variogramme. Le variogramme est un modèle mathématique permettant de représenter la variabilité d'un phénomène en fonction de la distance. Il s'agit ni plus ni moins d'une fonction représentant l'augmentation de la variance d'une variable avec la distance. La meilleure façon d'étudier une variable est d'en comparer la valeur en deux points ( $x$ ) et ( $x+h$ ) soit la valeur  $|g(x) - g(x+h)|$  distante de  $h$ . Pour plusieurs points on voudra établir la différence moyenne entre eux, pour une même valeur de  $h$ . Il s'agit de considérer la valeur  $\{moyenne|g(x) - g(x+h)|\}$ . Il est plus simple de traiter le carré des différences plutôt que leurs valeurs absolues, et donc la relation devient :  $2\gamma(h) = moy [g(x) - g(x+h)]^2$ . Ce variogramme représente donc une

fonction de la distance et indique comment la variable diffère en moyenne selon la distance et la direction. Pour appliquer cette fonction à un dépôt entier, il suffit de l'intégrer sur un volume, ce qui revient à :  $2\gamma(h)=1/n \sum [g(x) -g(x+h)]^2$ .

Les tableaux suivants présentent le calcul de trois semi-variogrammes obtenus à partir de l'indice N de l'essai SPT pour un sol remanié constituant un même remblai. Le semi-variogramme ainsi obtenu est présenté à la figure 1. Le nombre 2 devant l'équation signifie que l'on utilise un nombre de paires de points plutôt que le nombre total de points, d'où le terme de semi-variogramme. L'équation montrée sur la figure A.1.1 est obtenue à parti du modèle sphérique permettant une interprétation du semi-variogramme.

### Variogramme dans la couche de remblai :

#### Profondeur de 0,762m

Points de mesures	g(x) N	0	10	20	30	40	50	60
		$[g(x)-g(x+d)]^2$						
340	0	15						
350	10	21	36					
360	20	18	9	9				
370	30	30	144	81	225			
380	40	30	0	144	81	225		
390	50	36	36	36	324	225	441	
400	60	34	4	16	16	256	169	361
410	70	22	144	196	64	64	16	1
420	80	22	0	144	196	64	64	16
430	90	16	36	36	324	400	196	196
		0	22.7222222	41.375	87.8571429	102.8333333	88.6	71.75

### Variogramme dans la couche de remblai

#### Profondeur de 0,914m

Points de mesures	g(x) N	0	10	20	30	40	50	60
		$[g(x)-g(x+d)]^2$						
340	0	41						
350	10	24	289					
360	20	25	1	256				
370	30	45	400	441	16			
380	40	32	169	49	64	81		
390	50	38	36	49	169	196	9	
400	60	36	4	16	81	121	144	25
410	70	52	256	196	400	49	729	784
420	80	40	144	16	4	64	25	225
430	90	16	576	1296	400	484	256	841
		0	104.166667	144.9375	81	82.916667	116.3	234.375

## Variogramme dans la couche de remblai

Profondeur de 1,067m

Points de mesures	g(x) N	0	10	20	30	40	50	60
		$[g(x)-g(x+d)]^2$						
340	0	46						
350	10	26	400					
360	20	10	256	1296				
370	30	42	1024	256	16			
380	40	37	25	729	121	81		
390	50	55	324	169	2025	841	81	
400	60	50	25	169	64	1600	576	16
410	70	55	25	0	324	169	2025	841
420	80	30	625	400	625	49	144	400
430	90	17	169	1444	1089	1444	400	625
		0	159.611111	278.9375	304.571429	348.666667	322.6	235.25

## Tableau des valeurs moyennes

x	0	10	20	30	40	50	60
n	0	27	24	21	18	15	12
gamma (x)	36.70	95.50	155.08	157.81	178.14	175.83	180.46

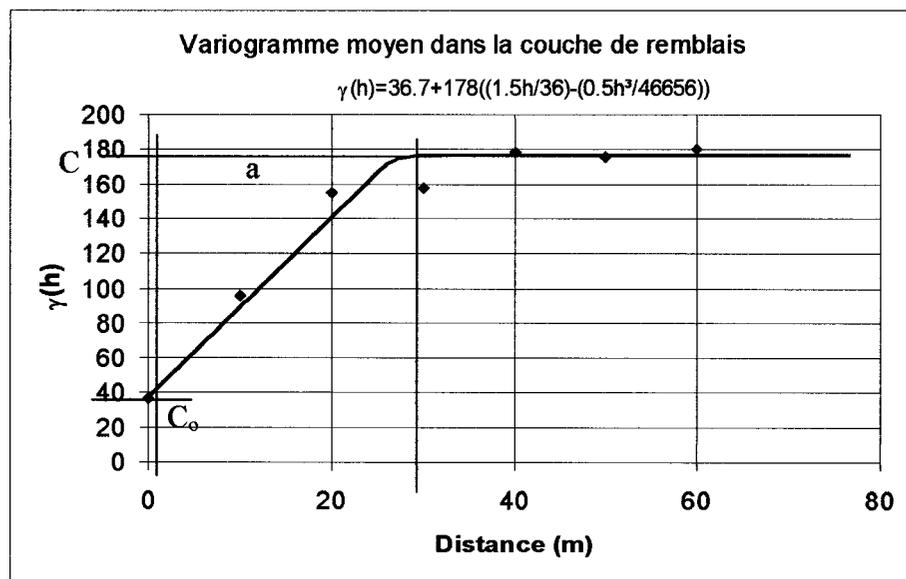


Figure A.1.1 Variogramme de l'indice N dans la couche de remblai

Où "a" est la portée,  $C_0$ , l'effet de pépite et C correspond à la distance (a) où la variation devient indépendante de la distance, elle correspond à la variance ordinaire.

Il existe trois types de variogrammes : le variogramme théorique où l'on considère un nombre infini de paires dans un champ infini; le variogramme local pour un nombre infini de paires dans un champs fini L; et le variogramme expérimental pour un nombre fini de paires dans un champs fini.

Il existe aussi quelques modèles de variogrammes, entre autres : le modèle sphérique qui est sans doute le plus utilisé et qui décrit la variance du phénomène par l'équation suivante :

$$\gamma(h) = 1,5(h/a) - 0,5(h/a)^3 \text{ si } h \leq a \quad (\text{A.1.15})$$

$$\text{sinon} = C + C_0$$

Le modèle exponentiel, qui décrit la variance par :

$$\gamma(h) = 1 - \exp(-3h/a) \quad (\text{A.1.16})$$

Le modèle Gaussien, par :

$$\gamma(h) = 1 - \exp(-3h^2/a^2) \quad (\text{A.1.17})$$

Et le modèle de puissance, par :

$$\gamma(h) = |h|^a \quad (\text{A.1.18})$$

Ces modèles sont présentées à la figure A.1.2, tirée de Affleck et al. (2001)

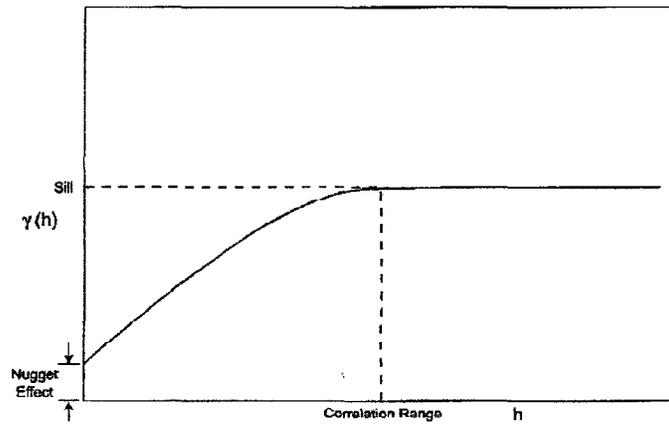


Figure 13. Sample variogram.

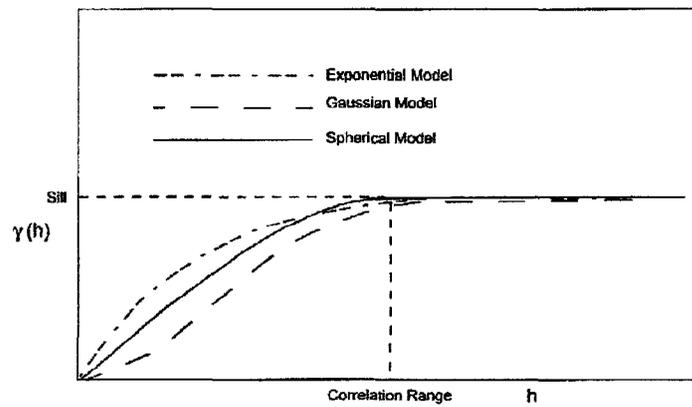


Figure 14. Three most commonly used transition models with the same range and sill (spherical, exponential, and Gaussian).

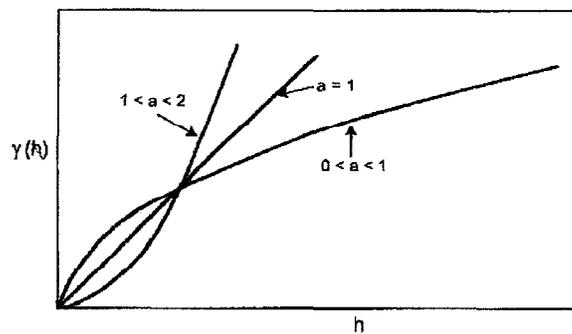


Figure 15. Power model.

Figure A.1.2 Représentation graphique des modèle de variogrammes

### A.3 Théorie des champs aléatoires : approche de Vanmarcke

Peu importe l'échelle d'analyse du site, la variabilité et l'incertitude relatives aux caractéristiques du sol d'infrastructure ont trois sources principales (Breysse 2003) :

- l'hétérogénéité spatiale qui résulte du processus de formation et d'agrégation du sol, qu'il soit naturel ou non (remblai),
- l'incertitude liée à l'imprécision des mesures (différences éventuelles entre les valeurs mesurées et les vraies valeurs, inconnues, de la caractéristique considérée),
- l'incertitude reliée au modèle de comportement mécanique, découlant souvent d'une approche empirique ou semi-empirique.

De plus, avec l'analyse à grande échelle, nous ne disposons pas de suffisamment de données pour décrire de façon adéquate et détaillée le milieu. C'est pourquoi, pour bien modéliser la variabilité spatiale à l'échelle du projet, la théorie de la moyenne locale d'un champ aléatoire développée par Vanmarcke (1983) sera utilisée. Dans le contexte de ce projet, c'est l'indice  $N$  de l'essai SPT, associé à la rigidité, qui sera utilisé comme propriété. Il a été mesuré à partir de l'investigation du site à petite échelle.

Le champ aléatoire de la rigidité, symbolisé par  $N$ , est défini par trois grandeurs: sa valeur moyenne  $m$ , sa variance  $\sigma^2$  et son échelle (ou longueur) de corrélation  $l_{cc}$  (ou portée "a"), décrit à la section précédente. Le sol est discrétisé dans la direction longitudinale en considérant des zones où les propriétés sont uniformes (figure A.1.3). La valeur du champ aléatoire dans chaque zone est estimée par la moyenne du champ spatial  $N(x)$  de la dite zone. La moyenne locale ainsi que la variance dans la zone  $i$  de longueur  $D_i$  s'exprime :

$$E [N(D_i)] = m \quad (A.1.19)$$

$$\text{var} [ N(D_i) ] = \sigma^2 \Gamma(D_i) \quad (\text{A.1.20})$$

La valeur moyenne est considérée constante pour tout le champ, quelle que soit la position du point  $x$ . L'expression A.1.20 montre que la moyenne locale  $N(D_i)$  dépend de la longueur  $D_i$  de la zone  $i$ , en suivant une loi qualifiée de « réduction de variance ».

$\Gamma(D_i)$  est la fonction de variance du champ  $N(x)$ ; c'est une mesure de la réduction de la variance due à la "moyennisation" du processus aléatoire selon la longueur du projet. Elle est reliée à la fonction de corrélation par :

$$\Gamma(D_i) = \frac{2}{D_i} \int_0^{D_i} \left(1 - \frac{x}{D_i}\right) \gamma(x) dx \quad (\text{A.1.21})$$

En considérant la fonction de corrélation la plus simple, la fonction linéaire, et à partir de l'expression A.1.21, on exprime la fonction variance en fonction de l'échelle de corrélation  $l_{ec}$  :

$$\Gamma(D_i) = 1 - \frac{D_i}{3l_{ec}} \quad \text{si } D_i \leq l_{ec} \quad (\text{A.1.22})$$

$$\Gamma(D_i) = \frac{l_{ec}}{D_i} \left(1 - \frac{l_{ec}}{3D_i}\right) \quad \text{si } D_i \geq l_{ec} \quad (\text{A.1.23})$$

Le passage à l'ensemble du projet passe par l'expression de la matrice de covariance (dont chaque terme  $ij$  correspond à la corrélation entre deux zones  $D_i$  et  $D_j$ ), qui résulte d'une combinaison linéaire des fonctions variance (A.1.23).

$$\text{Cov} [ N(D_i), N(D_j) ] = \frac{\sigma^2}{2} \left\{ (t-1)^2 \Gamma[(t-1)D] - 2t^2 \Gamma[tD] + (t+1)^2 \Gamma[(t+1)D] \right\} \quad (\text{A.1.24})$$

On utilise l'algorithme de Fenton et Vanmarckee (1990) pour générer des variables aléatoires de distribution normale de moyenne nulle avec la structure de corrélation

spatiale souhaitée. On passe dans un second temps à la variable  $N$  respectant la distribution statistique visée.

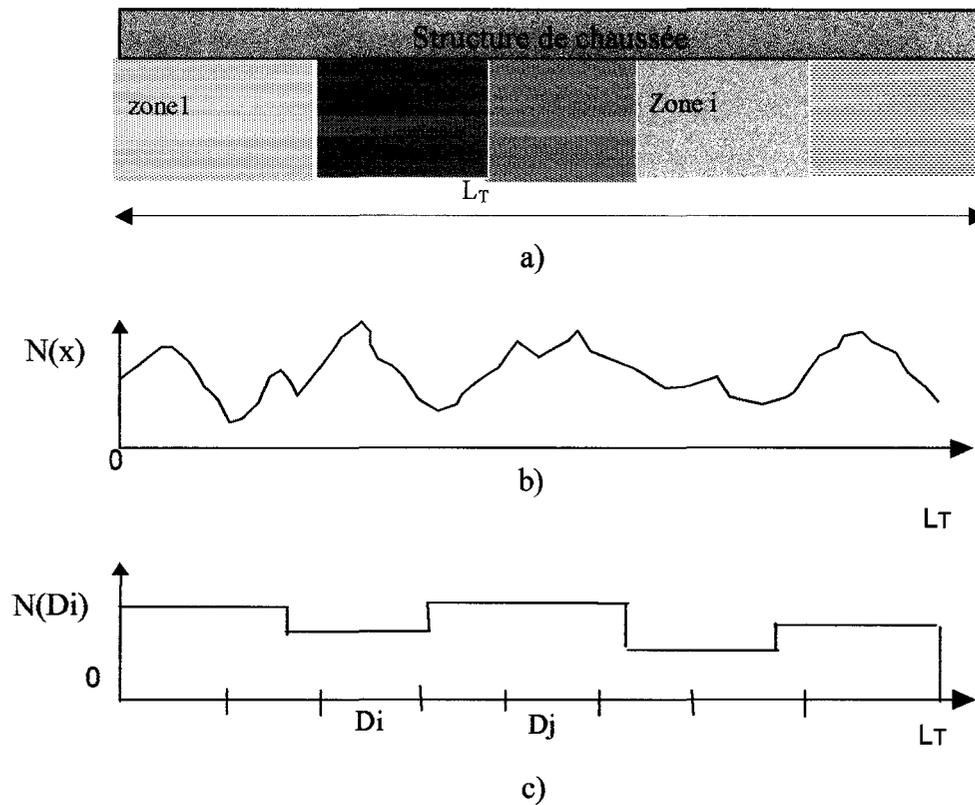


Figure A.1.3 Discretisation du milieu en zones ou  $N$  est uniforme (selon Breysse, 2003)

Il sera donc possible d'intégrer dans un champ aléatoire la propriété, en l'occurrence l'indice  $N$ , en tenant compte de sa structure de corrélation et d'en reproduire la distribution dans le modèle numérique permettant les simulations.

**ANNEXE 2**

**VARIABILITÉ DE LA RIGIDITÉ D'UN SOL D'INFRASTRUCTURE ET SES  
EFFETS SUR L'UNI DES CHAUSSÉES SOUPLES : APPROCHE  
PROBABILISTE**

## VARIABILITÉ DE LA RIGIDITÉ D'UN SOL D'INFRASTRUCTURE ET SES EFFETS SUR L'UNIDES CHAUSSÉES SOUPLES : APPROCHE PROBABILISTE

Michel Vaillancourt, LUCREB, École de Technologie Supérieure, Montréal, Canada  
Laurent Houy, CDGA, Université Bordeaux 1, 33405 Talence cedex, France  
Denys Breyse, CDGA, Université Bordeaux 1, 33405 Talence cedex, France  
Daniel Perraton, LUCREB, École de Technologie Supérieure, Montréal, Canada

### RÉSUMÉ

Le projet consiste à évaluer l'effet de la variation de l'échelle de fluctuation de la rigidité d'un sol d'infrastructure sur l'uni des chaussées souples exprimé en terme d'IRI. L'échelle de fluctuation, qui définit la structure de la dispersion de la rigidité du sol, a un effet direct sur la longueur d'onde des déformations induites et donc sur la valeur d'IRI évaluée à partir de pseudo-profilés décomposés selon des longueurs d'ondes spécifiques. Il s'agit de : 1) montrer selon une approche numérique et statistique l'influence de la variabilité spatiale inhérente des propriétés du sol sur la chaussée en terme de contrainte et de déplacement ; 2) d'analyser les effets de la déformation du sol sur les valeurs de l'IRI.

### ABSTRACT

This project want to evaluating the effect of the variation of the scale of fluctuation of the rigidity of infrastructure on the roughness of the flexible pavements expressed in term of IRI. The scale of fluctuation, who defines the structure of the dispersion of the rigidity of the infrastructure, has a direct effect over the wavelength of the induced deformations and thus on the value of IRI evaluated from pseudo-profiles broken up according to specific wavelengths. It acts of: 1) to show, according to a numerical and statistical approach, the influence of the inherent space variability of the properties of the infrastructure on the pavement surface in term of stresses and strains; 2) to analyze the effects of the deformation of the ground on the values of the IRI.

### 1. INTRODUCTION

En considérant la variabilité spatiale des matériaux d'infrastructure comme la principale cause des déformations de grandes longueurs d'ondes de l'uni des chaussées souples, il est clair que l'échelle de fluctuation de cette variabilité a une influence directe sur la longueur d'onde des déformations associées à ces matériaux. Cet article propose une approche qui consiste à modéliser numériquement : une structure de chaussée reposant sur un sol dont la rigidité est variable selon diverses échelles de fluctuation. L'impact de cette variabilité est évalué en termes de contrainte, de déplacement et de valeurs d'IRI.

### 2. CARACTÉRISATION DE L'OUVRAGE

La modélisation de la chaussée est représentative d'une section d'autoroute québécoise construite en 2001, ayant fait l'objet d'une investigation approfondie sur un tronçon de 100 mètres. Compte tenu de la stratigraphie du site et de l'élévation prévue du tracé de la route, une couche de matériaux de remblai ( $\approx 2$  m) a été placée sur le sol support avant la mise en œuvre de la structure de la chaussée. Le sol de remblai, provenant des déblais du site, est de la même nature que le sol support : un sable naturel de type SP-SM. L'élévation correspondant à la surface du remblai est la ligne d'infra et les matériaux confinés sous la ligne d'infra représentent le sol d'infrastructure.

La structure de la chaussée se compose d'un enrobé bitumineux (2 couches : couche de base de 80 mm et couche de roulement de 55 mm), et d'une fondation

granulaire (2 couches : 100 mm d'un concassé de 0-20 mm et 205 mm d'un concassé 0-56 mm). Les caractéristiques des matériaux ont été établies par des essais in-situ (essais SPT - *Standard Penetration Test*) et par des essais de laboratoire réalisés à partir d'échantillons prélevés directement sur le site.

Le modèle représentant cette structure de chaussée consiste en une couche rigide combinant les couches d'enrobés bitumineux et de fondation granulaire. Le calcul des couches équivalentes d'Odemark permet de remplacer un système multicouche par une seule couche de module et d'épaisseur unique (Eq.1). Utilisant le rapport des modules de chaque couche ( $E_0/E_1$ ), on détermine une nouvelle épaisseur ( $h_e$ ) de la couche 1 ( $h_1$  et  $E_1$ ) possédant le même module que la couche de référence  $E_0$ . La somme des épaisseurs des couches de même module est réalisée afin d'obtenir une couche unique, corrigé par "r" lié au rapport de rigidité.

$$h_e = fh_1 \left( \frac{E_0}{E_1} \right)^{1/3} \quad [1]$$

### 3. CONCEPT D'UNI ET D'IRI ET DECOMPOSITION DU PSEUDO-PROFIL

#### 3.1 L'uni et le pseudo-profil

Une façon d'évaluer la qualité de service offert aux usagers de la route consiste à évaluer l'uni de la chaussée par la mesure de son profil longitudinal. Le profil longitudinal fluctue de façon continue le long du tracé de

la route mais son appréciation se fait de façon discrète par des mesures ponctuelles de l'élévation de la surface : le pseudo-profil brut longitudinal.

L'uni d'une chaussée est altérée par des défauts de plusieurs natures et de diverses longueurs d'ondes qui se reflètent directement dans le pseudo-profil. Plusieurs publications présentent une description détaillée des défauts observés à la surface des chaussées (OCDE 1984; Tessier 1990; Durand et Doré 1993;). Dans l'ensemble, les détériorations de grandes longueurs d'ondes originent des couches plus profondes, les sols d'infrastructure et la sous-fondation (tassement; soulèvement différentiel; certains types de fissures; ondulation; bombement; gonflement; etc.) alors que les défauts de courtes longueurs d'ondes sont plutôt liés aux couches supérieures de la chaussée (fissures transversales, longitudinales et polygonales; carrelage; lézardes; désenrobage et arrachement de granulats; pelade; etc). Les défauts de courtes longueurs d'ondes sont essentiellement le fruit d'agents externes tel que l'environnement, les charges dynamiques des poids lourds et le vieillissement tandis que les défauts de grandes longueurs d'ondes sont associés principalement à la variabilité spatiale des caractéristiques des matériaux et du site (Breyse 2001).

Plusieurs études ont porté sur la caractérisation des amplitudes et des longueurs d'ondes associées aux défauts de surface et à leurs effets sur la perception de l'usager (Delanne 1999). À partir d'une analyse du pseudo-profil, on peut donc espérer départager les différents défauts à l'origine des fluctuations de l'uni.

### 3.2 Indice de Rugosité International (IRI)

À la fin des années 70, sous l'égide du "National Cooperative Highway Research Program" (NCHRP) un nouvel indicateur de la qualité de l'uni d'une chaussée a été proposé, indépendant de la technique utilisée pour les relevés d'élévation. La méthode d'analyse fut développée, simplifiée et standardisée pour aboutir à la création d'un indicateur de la rugosité de surface, l'IRI. (Sayers et Karamihis 1996).

L'IRI se calcule à partir d'un modèle analogique représentatif de la réponse dynamique d'un véhicule au profil d'une chaussée (Sayers et al. 1986). Le modèle du quart de véhicule simule le mouvement vertical du châssis d'un véhicule par l'entremise d'une masse suspendue, lequel est tributaire de l'action combinée du système couplé roue-essieu sujet aux variations du pseudo-profil (Figure 1). L'IRI constitue la somme des déplacements relatifs entre la masse suspendue et la masse non suspendue (Éq. 2). Les paramètres  $L$  et  $v$  représentent respectivement la longueur de la section à l'étude et la vitesse du véhicule.

Un des avantages du modèle du quart de véhicule est qu'il permet de traduire les effets de la chaussée ressentis par les passagers en tenant compte des caractéristiques spécifiques au véhicule. L'inconfort maximum étant ressenti lorsque la roue ou le châssis du

véhicule atteint leur fréquence de résonance, (10 à 12Hz pour la roue et 1 et 1,5Hz pour le châssis) (Delanne, 1999). Bien que l'analyse du confort du passager à l'aide de ce modèle soit pertinente, il ne permet pas une corrélation entre les défauts et leur localisation et la valeur d'IRI.

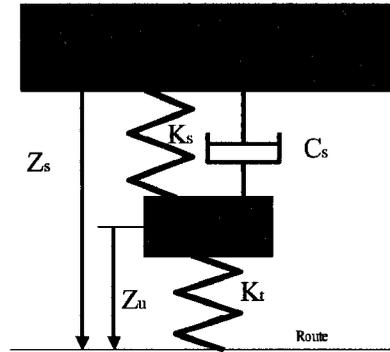


Figure 1. Schématisation du modèle du quart de véhicule possédant les paramètres du véhicule étalon normalisés par rapport à la masse suspendue  $M$ , où :  $m/M = 0,15$ ;  $K_s/M = 653,0$ ; la constante de l'amortisseur de la suspension  $C_s/M = 63,3$ ; la constante de ressort de la roue  $K_r/M = 6,0$ . (Source : Sayers et Karamihis, 1998).

$$IRI = \frac{1}{L} \int_0^{L/v} |\dot{z}_s - \dot{z}_u| dt \quad [2]$$

### 3.3 Approche d'analyse proposée

Parce que le pseudo-profil peut être considéré comme la somme de plusieurs signaux sinusoïdaux de diverses longueurs d'ondes et amplitudes, une approche d'analyse basée sur la décomposition du pseudo-profil brut est proposée de manière à définir des pseudo-profil élémentaires. Chacun de ces pseudo-profil peut alors être traité par le modèle du quart de véhicule afin d'en déterminer l'IRI correspondant, l'IRI<sub>BP</sub>. Il devient possible de cibler les longueurs d'ondes critiques du pseudo-profil brut et d'en évaluer leurs impacts sur la valeur de l'IRI<sub>Brut</sub>. Dans le cadre de l'analyse proposée, le pseudo-profil brut est décomposé selon des longueurs d'ondes spécifiques de manière à mettre en relief l'importance relative de chacune d'elles sur l'IRI.

L'hypothèse sur laquelle repose cette approche suppose que l'IRI<sub>BP</sub>, calculé sur un de ces pseudo-profil élémentaires, est proportionnel à l'impact qu'a sur l'uni les défauts associés à la longueur d'onde correspondante (Doré et al. 2001, Vaillancourt et al. 2003). Les IRI<sub>BP</sub> peuvent être regroupés en famille de longueurs d'ondes : les petites (PO : 0,7m-2,8m), les moyennes (MO : 2,8 m-

11,5 m) et les grandes (GO : 11,5 m- 45,2m) (Delanne, 1999).

#### 4. ANALYSE PROBABILISTE EN FONCTION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES

##### 4.1 Le modèle numérique

La déformation de la chaussée est fonction, entre-autres, du rapport de rigidité entre le sol d'infrastructure et la structure de la chaussée (Breysse, 2001) : dans le cas d'un sol d'infrastructure souple, nettement moins rigide que la structure de la chaussée, le comportement mécanique de la structure s'apparente à celui d'un radier rigide, pratiquement indéformable, et l'échelle de fluctuation des déformations superficielles tend vers l'infini. Par opposition, en présence d'un sol d'infrastructure infiniment rigide vis-à-vis de la structure de la chaussée, l'échelle de fluctuation des déformations superficielles seront tributaires de celles du sol d'infrastructure. En réalité, la valeur du rapport de rigidité est comprise entre ces deux situations extrêmes.

Pour mettre en relief l'importance de la différence de rigidité entre le sol d'infrastructure et la structure de la chaussée sur le pseudo-profil et l'uni, une analyse par éléments finis stochastiques, basée sur la méthode de Monté Carlo, est proposée. Cette méthode consiste à discrétiser le champ aléatoire de la rigidité du sol d'infrastructure et de calculer, de façon déterministe, la réponse du système en terme de contrainte et de déplacement. Par une analyse statistique des résultats des simulations numériques, les risques de dépassement des valeurs critiques (contraintes, déplacement) sont alors estimés pour juger de la performance de l'ouvrage. Cette approche permet d'étudier le comportement dans la direction longitudinale de la chaussée en fonction de la variabilité des propriétés du sol d'infrastructure, en terme de redistribution d'efforts et de déplacement de la chaussée (Elachachi, 2004).

La structure de la chaussée est considérée homogène dans le cadre des simulations numériques alors que la variabilité de la rigidité du sol d'infrastructure est prise en compte. Le comportement de la structure de la chaussée et du sol d'infrastructure est supposé élastique. Or, dans la réalité, les irrégularités du profil longitudinal résultent du cumul des déformations irréversibles sous l'action des charges. Nous faisons l'hypothèse, réaliste, que les structures spatiales des déformations élastiques et des déformations irréversibles sont identiques. Le modèle ne tient pas compte des non linéarités géométriques entre la structure de la chaussée et le sol.

##### 4.1.1 Modélisation du sol et de sa variabilité

Dans un premier temps afin de simuler le comportement du sol d'infrastructure, celui-ci est assimilé à une série de ressorts indépendants, disposés dans l'axe longitudinale, selon le modèle de coefficient de réaction du sol (la transmission des contraintes tangentielles dans le terrain est négligée) (Winkler, 1867).

Le modèle du ressort est décrit par une loi uniaxiale de la forme  $p(x) = k.w(x)$  avec  $p(x)$  correspondant à la pression exercée à l'abscisse  $x$  et  $w(x)$  associé au déplacement dans la direction transversale. Le paramètre  $k$ , la constante de raideur du ressort, représente le coefficient de réaction du sol. La raideur est donc directement fonction de sa position  $x$ .

Différentes formules semi-empiriques permettent de définir la valeur du coefficient de réaction en tenant compte des propriétés du sol et de l'ouvrage. Nous retiendrons la formule proposée par Meyerhof et Baïke. Le coefficient de réaction est calculé en fonction du module  $E_s$  et du coefficient de poisson du sol  $\nu_s$ , et de la largeur  $b$  de l'ouvrage :

$$k = \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)b} \quad [3]$$

Dans un second temps, la variabilité dans la direction longitudinale du coefficient de réaction est modélisée à l'aide de la théorie des champs aléatoires (Vanmarcke, 1977). Cette théorie considère que le champ aléatoire de raideur  $k(x)$  est défini par 3 paramètres : 1) la raideur moyenne du domaine, 2) sa dispersion et, 3) la structure de cette dispersion.

Soit  $k(x)$  le champ aléatoire, si celui-ci est divisé en  $n$  zones  $i$  de taille  $D_i$ , la valeur moyenne  $m$  du champ aléatoire correspond à l'espérance mathématique des moyennes locales  $k(D_i)$  :

$$E[k(D_i)] = m \quad [4]$$

La valeur moyenne est considérée constante dans le champ aléatoire quelle que soit la position de  $x$ . La variance  $\sigma^2$  du champ aléatoire stationnaire est :

$$Var[k(D_i)] = \sigma^2 \gamma(D_i) \quad [5]$$

Vanmarcke (1977) a défini  $\gamma(D_i)$  comme étant la fonction de Variance. Cette fonction permet d'intégrer la dimension du domaine ( $D_i$ ) de la zone  $i$ . En effet,  $\gamma(D_i) = 1$  pour une dimension du domaine nulle, et ce facteur décroît dès lors que la dimension croît. Cette fonction correspond à un facteur de réduction. La fonction de variance dépend de la fonction de corrélation  $\rho(x)$  par l'expression :

$$\gamma(D_i) = \frac{2}{D_i} \int_0^{D_i} \left(1 - \frac{x}{D_i}\right) \rho(x) dx \quad [6]$$

Vanmarcke et Grigoriu (1983) montrent que la fonction de variance dépend de l'échelle de fluctuation, ou longueur de corrélation,  $L_c$ , qui définit la distance à l'intérieur de laquelle les valeurs présentent une forte corrélation.

Les valeurs du champ aléatoires du coefficient de réaction  $k(x)$  sont calculées à l'aide d'un algorithme proposé par Fenton et Vanmarcke (1990) qui génère un vecteur de variables aléatoires de distribution normale, de moyenne nulle et de matrice de covariance [C], en l'adaptant à des variables de distribution LogNormale (car  $k \geq 0$ ).

#### 4.1.2 Modélisation de l'ouvrage

L'ouvrage est modélisé selon deux composantes : la structure de la chaussée et le sol d'infrastructure. La structure de la chaussée est modélisée sur une largeur définie (largeur  $b$ ) et discrétisée en éléments-poutres (type P2) (Figure 2). Le poids de la structure de la chaussée est simulé au moyen d'un chargement uniformément réparti en surface des éléments.

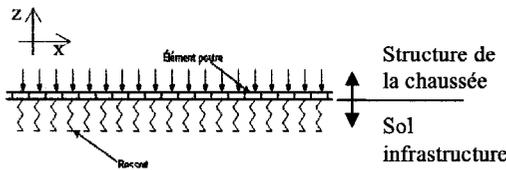


Figure 2. Croquis illustrant le modèle de l'ouvrage

Chaque élément poutre, de longueur  $L_e$ , repose sur un élément ressort, représentatif d'une zone de sol homogène, de raideur constante  $k^e$ . Le calcul de l'énergie de déformation de la structure de la chaussée et du sol d'infrastructure fournit la matrice de rigidité élémentaire (Figure 3). Celle-ci résulte de la combinaison de l'effet de la rigidité de la poutre ( $EI$ ) et de l'effet de l'interaction sol-poutre ( $k^e$ ). Les éléments-poutre sont liés entre eux par des nœuds situés à leurs extrémités. Chaque nœud possède trois degrés de liberté : une translation verticale  $w$  en  $z$ , une rotation  $\theta_g$  autour de l'axe  $y$  de l'extrémité droite de l'élément-poutre situé à gauche du nœud et une rotation  $\theta_d$  autour de l'axe  $y$  de l'extrémité gauche de l'élément-poutre situé à droite du nœud.

Après l'assemblage de la matrice de rigidité [K] et du vecteur de charge {F} de la structure, le système d'équation {F} = [K]{U} est résolu (par la méthode Gauss) afin d'obtenir le vecteur des déplacements nodaux {U}. Ainsi, chaque nœud est défini avec ses trois degrés de liberté. Ensuite, le vecteur des efforts intérieurs {F<sup>e</sup><sub>int</sub>} est calculé aux extrémités des poutres en effectuant le produit matriciel de la rigidité élémentaire [K<sup>e</sup>] et du vecteur des déplacements nodaux {δ<sup>e</sup>}.

$$[K^e] = EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & -\frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix} + \frac{k^e b L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L^e & 54 & -13L^e \\ 22L^e & 4L^{e2} & 13L^e & -3L^{e2} \\ 54 & 13L^e & 156 & -22L^e \\ -13L^e & -3L^{e2} & -22L^e & 4L^{e2} \end{bmatrix}$$

Figure 3. Matrice de rigidité élémentaire de l'élément

#### 4.2 Caractéristiques des simulations

Le tronçon modélisé a une longueur de 120 m et une largeur de 3,7 m. L'épaisseur et le module de rigidité de la structure de la chaussée ont été respectivement fixés à 0,25 m (couche équivalente) et 2,3 GPa. La structure de la chaussée est discrétisée en 480 éléments poutre de 0,25 m de longueur. L'ensemble est soumis à un chargement uniformément réparti  $q = 40$  kN par m. l.

La structure de la chaussée repose sur un sol dont la raideur moyenne est 50 MPa. Le coefficient de réaction du sol moyen est donc de 14,85 MN/m<sup>3</sup> et son coefficient de variation (C.V.) est de 0,45. L'ouvrage (le champs) est analysé suivant différentes tailles de domaines en correspondance aux échelles de fluctuation de la variance spatiale des caractéristiques du sol, soit : 2,12 m ; 4,24 m ; 8,5 m ; 17 m ; 34 m. Le sol est discrétisé en 480 éléments (zones). Pour chaque échelle de fluctuation, 20 réalisations sont effectuées.

Le calcul numérique permet, pour chaque échelle de fluctuation, d'obtenir le déplacement vertical du sol  $W(x)$  (Figure 4) ainsi que les contraintes  $\sigma(x)$  (Figure 5) pour l'ensemble de la section de chaussée simulée. Le programme permet également de tracer la fonction de répartition du déplacement et des contraintes, pour chaque échelle de fluctuation. Ainsi, pour une probabilité  $p$  donnée (50 %, 95 %), la valeur correspondante de déplacement ou de contrainte est obtenue. Cette valeur a une probabilité de  $1-p$  d'être dépassée. L'analyse probabiliste de la réponse de l'ouvrage est effectuée en terme de déformation, via l'IRI, et de contrainte.

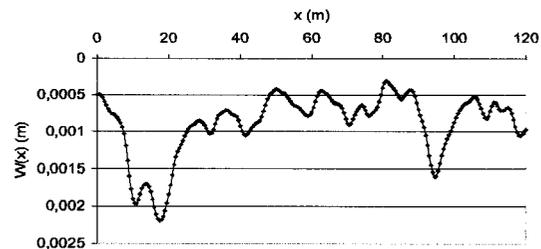


Figure 4. Déplacement vertical  $W(x)$  de la structure de la chaussée (échelle de fluctuation = 8,5 m)

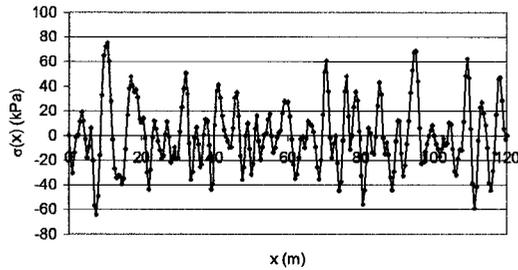


Figure 5. Contraintes  $\sigma(x)$  (échelle de fluctuation = 8,5 m)

## 5. EFFETS DE LA VARIABILITÉ DU SOL SUR LA DÉFORMATION DE L'OUVRAGE

### 5.1 Le rapport de rigidité sol-structure :

#### 5.1.1 Définition du rapport de rigidité :

Les tassements d'ouvrage et l'apparition des désordres dépendent de la rigidité relative de la structure de la chaussée vis-à-vis du sol. La structure de la chaussée, de module  $E$ , est caractérisée par une largeur  $b$  et une hauteur totale  $h$ . La raideur en flexion de la structure de chaussée est  $K_{structure} = \frac{EI}{l^3}$  avec  $l$ , l'inertie de la

chaussée ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ).

Le rapport de rigidité du sol ( $K_{sol}$ ) et de la structure permet de définir le terme  $K_R$ , terme adimensionnel.

$$K_R = \frac{K_{structure}}{K_{sol}} = \frac{EI}{l^3} \frac{1}{K_{sol}} \quad [7]$$

En considérant une longueur de chaussée de 1m.l. :

$$K_R = \frac{K_{structure}}{K_{sol}} = \frac{bE}{12l^3} \frac{h^3}{K_{sol}} \quad [8]$$

Le déplacement ainsi que les moments fléchissant de l'ouvrage peuvent ainsi être définis en fonction du coefficient de rigidité  $K_R$ , lequel est, pour une largeur de voie donnée et un matériau de structure fixée, fonction uniquement du rapport  $\frac{h^3}{K_{sol}}$ .

#### 5.1.2 Contraintes générées

La Figure 6 présente l'influence du rapport de rigidité relative entre le sol et la structure de chaussée en termes de contraintes pour une longueur de corrélation constante ( $L_c = 8,5$  m).

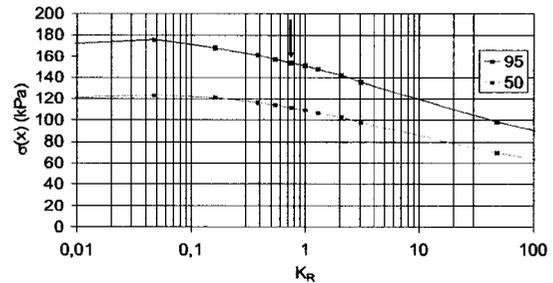


Figure 6. Contraintes en fonction de  $K_R$  pour une longueur de corrélation de 8,5 m (la flèche indique la valeur de référence utilisée dans le dimensionnement).

Les contraintes obtenues dans le cas de référence ( $K_R = 0,75$ ,  $cv = 0,45$ ), signalées par la flèche, ont une valeur moyenne de 112 kPa et une probabilité de 5% de dépasser 153 kPa. Les contraintes générées suivent une loi de type puissance, qui implique des contraintes d'autant plus fortes que le sol est souple vis-à-vis de la structure. Les dimensions de l'ouvrage doivent tenir compte de ce rapport afin de ne pas dépasser les contraintes admissibles de la structure de chaussée.

#### 5.1.3 Mesure du déplacement et calcul d'IRI

L'analyse des pseudo-profil élémentaires et les  $IRI_{BP}$  qui en découle permet de définir la contribution des différentes longueurs d'ondes à l' $IRI_{brut}$  pour différentes rigidités relatives sol-structure. La Figure 7 montre comment fluctue l' $IRI_{brut}$  ainsi que les  $IRI_{BP}$  (PO, MO, GO) en fonction du rapport de rigidité pour une échelle de fluctuation de 8,5 m. La valeur de l' $IRI_{brut}$ , ici normalisé par rapport à l' $IRI_{BP}$  maximum ( $K_R=0,037$ ), diminue avec l'augmentation de  $K_R$ . Les proportions d' $IRI_{BP}$ , exprimé en pourcentage de l' $IRI_{brut}$ , attribuables à chaque bande passante varie avec  $K_R$  :  $IRI_{PO}$  diminuent,  $IRI_{MO}$  passe par un sommet et  $IRI_{GO}$  augmente. Notons que pour une valeur de  $K_R$  donnée, la somme des  $IRI_{BP}$  est 1.

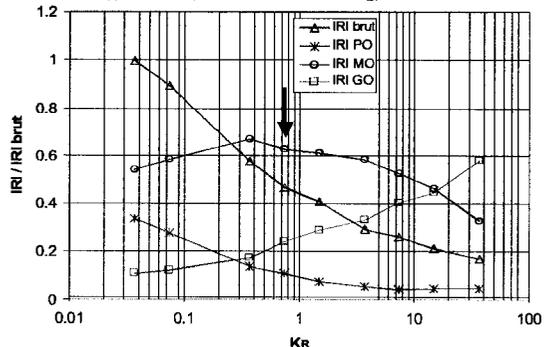


Figure 7. Fluctuation de l' $IRI_{brut}$  normalisé et des  $IRI_{BP}$  (PO, MO, GO) en fonction du rapport de rigidité ( $L_c=8,5$ m).

## 5.2 Dispersion de la rigidité Ksol

### 5.2.1 Contraintes :

La dispersion des valeurs du sol affecte également les redistributions d'efforts (figure 8) selon une relation quasi linéaire des contraintes en fonction du coefficient de variation de la raideur du sol. Le calcul de la droite de régression pour les fractiles à 50 et 95 % fournit un coefficient directeur plus important. Ceux-ci sont respectivement de 221 kPa et 298 kPa. En effet, en tendant vers 1, la dispersion de  $K_{sol}$  est maximale, la structure se déforme fortement et les contraintes extrêmes induites sont éloignées de la valeur moyenne. La constante de la droite de régression est nulle dans les deux cas, en effet, pour un sol homogène (CV nul), la structure ne se déforme pas et les contraintes sont nulles.

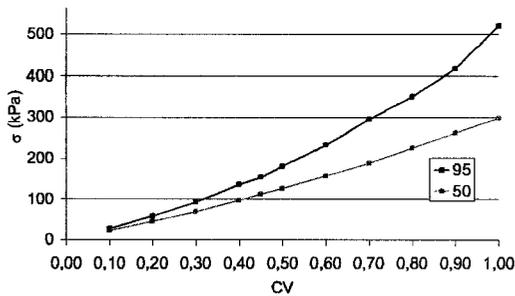


Figure 8. Contraintes  $\sigma_{50}$  et  $\sigma_{95}$  en fonction du coefficient de variation du sol ( $K_R$  de 0,75).

### 5.2.2 IRI :

La dispersion produit une augmentation de l'IRI<sub>Brut</sub> (Figure 9) car elle accentue la variation de pente du pseudo-profil. Toutefois, avec un sol homogène, les tassement sont uniformes et l'IRI<sub>Brut</sub> est nul. La dispersion des valeurs du sol n'affecte pas la proportion d'IRI<sub>BP</sub>.

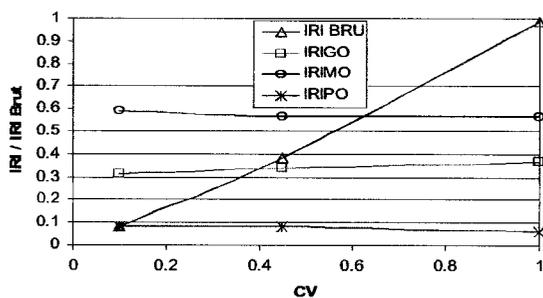


Figure 9. Augmentation de l'IRI<sub>Brut</sub> normalisé et proportion d'IRI<sub>BP</sub> en fonction du CV ( $l_c = 8,5m$ ,  $K_R = 0,75$ )

## 5.3 Structure de la variabilité

### 5.3.1 Relation structure du sol et déformation de la chaussée

La Figure 10 présente les différentes valeurs de déplacements mesurées en fonction de la rigidité correspondante, pour chaque échelle de fluctuation.

Dans le cas d'un sol homogène, la relation entre la raideur locale  $k(x)$  et le déplacement local  $w(x)$  est hyperbolique :  $p = \text{constante} = k \cdot w$  d'où  $w(x) = p(x)/k(x)$ . En présence d'un sol hétérogène, les déplacements obtenus en fonction de la rigidité du sol se présentent sous la forme d'un nuage de points. Quelle que soit l'échelle de fluctuation, pour une même rigidité de sol, différentes valeurs de déplacement sont mesurées. La dispersion du nuage de point diminue lorsque l'échelle de fluctuation (17 et 34 m) augmente. Le nuage de points obéit d'autant plus à une loi hyperbolique que l'échelle de fluctuation est importante, en effet le sol tend à être homogène sur une faible distance.

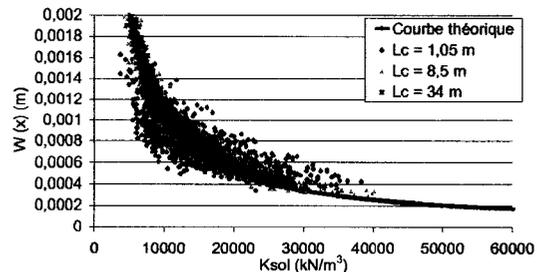


Figure 10. Déplacement vertical  $W(x)$  (m) en fonction de la rigidité  $k(x)$  du sol

Afin, d'étudier la relation entre la structure de la variabilité du sol et la déformation d'ouvrage correspondante, la structure du déplacement vertical du sol est définie par le calcul du semi variogramme. Le semi variogramme décrit la dissemblance entre deux points.

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \text{Var}[Z(u+h) - Z(u)] \quad [9]$$

Le semi variogramme permet de définir la longueur de corrélation au delà de laquelle la propriété du sol ( $Z$ ) n'est plus corrélée entre deux points. L'échelle de fluctuation de la raideur du sol introduite dans le modèle et celle obtenue par calcul du semi variogramme sont identiques (Vanmarcke, 1977; Elkateb, 2002). De manière identique, la structure horizontale de déformation de la chaussée est calculée à l'aide du semi variogramme.

Les figures 11 et 12 présente les longueurs de corrélation de la rigidité du sol et du déplacement vertical de la structure obtenues pour l'échelle de fluctuation 8,5 m.

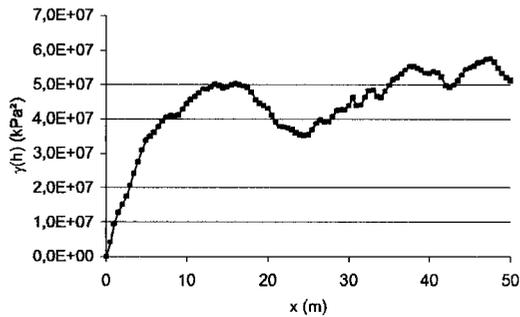


Figure 11. Variogramme de  $K_{sol}$  ;  $l_c = 8,5$  m

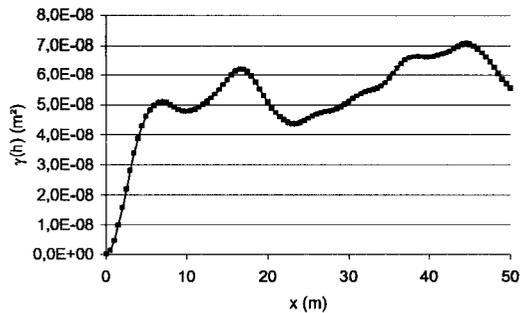


Figure 12. Variogramme de  $W(x)$ ;  $l_c = 8,5$  m

Tableau 1. Longueur de corrélation de déplacement de la structure de chaussée ( $K_R = 0,75$  ;  $h = 0,25$  ;  $K_{solmoyen} = 14850 \text{ kN/m}^3$ ).

$Lc(K_{sol})$ (m)	2,12	4,25	8,5	17	34
$Lc(W(x))$ (m)	6,75	7	9	18	34

La confrontation des longueurs de corrélation met en évidence une différence dans la structuration spatiale de la déformation de la chaussée vis-à-vis de celle des propriétés mécaniques du sol. En effet, pour une rigidité relative fixée, les valeurs de l'échelle de fluctuation de la déformation sont supérieures à celles attribuées au sol pour les faibles valeurs ( $\leq 4,25$  m) ; par contre, pour des longueurs de corrélation plus grandes ( $> 4,25$  m), la structure du déplacement est identique à celle de la raideur du sol. Les valeurs de déplacements obtenus mettent en évidence l'interaction mécanique qui existe entre le sol et la structure.

### 5.3.2 Influence de la structure du sol sur les contraintes

La figure 13 montre les valeurs de contraintes en fonction de la longueur de corrélation pour les fractiles à 50 et à 95%. La contrainte est maximale dès lors que la longueur de corrélation est de 2,1 m. Les contraintes sont fortement modifiées en fonction de la longueur de corrélation, ainsi, pour  $L_c=34$  m, les contraintes sont diminuées de plus de 61% pour le fractile à 95 %, et de 65 % pour le fractile à 50% vis-à-vis des valeurs maximales.

A chaque fois, quel que soit le rapport de rigidité sol-structure, les contraintes sont diminuées de plus de 60%, pour un coefficient de variation semblable.

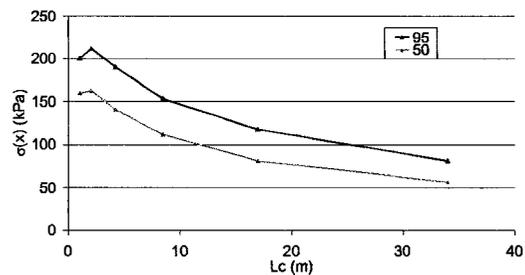


Figure 13. Contraintes  $\sigma_{50}$  et  $\sigma_{95}$  en fonction de la longueur de corrélation pour une chaussée ( $K_R = 0,75$ )

### 5.3.3 Déformation de chaussée et IRI

Cette analyse permet de voir dans quelle mesure la déflexion relevée localement dépend des propriétés du support et de la chaussée. En terme d' $IRI_{Brut}$ , les grandes longueurs de corrélation auront peu d'influence, donc l' $IRI_{Brut}$  relatif est faible (Figure 13), alors que pour des longueurs de corrélation plus petites, l' $IRI_{Brut}$  augmente révélant l'importance des contraintes et déplacements de la chaussée.

La proportion de MO et de PO diminuent avec l'augmentation de  $L_c$  tandis que celle des GO augmente montrant le lien entre la grandeur de la longueur d'onde et l'échelle de corrélation. Notons que la modélisation utilisée ne permet pas de tenir compte de manière réaliste de la proportion de PO car les petites longueurs d'ondes sont surtout issus de défauts à la surface de la chaussée. La ressemblance entre chaque relation évaluée en fonction de la contrainte et de l' $IRI_{Brut}$ , montre l'effet de l'échelle de fluctuation de la rigidité du sol d'infrastructure sur la structure de chaussée. La variabilité de l'échelle de fluctuation agit de la même façon sur la contrainte au sein de la chaussée et sur l' $IRI_{Brut}$ .

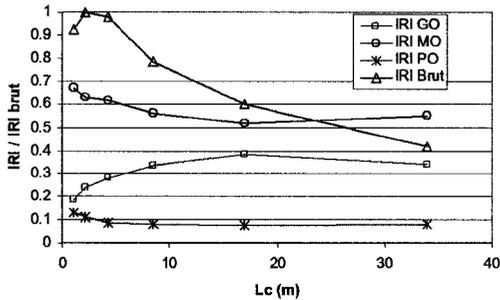


Figure 13 Fluctuation de l'IRI<sub>Brut</sub> et des IRI par bandes passantes (PO, MO, GO) en fonction de la longueur de corrélation.

#### CONCLUSION :

L'analyse de la déformation et des contraintes d'une infrastructure routière est effectuée en fonction des conditions géotechniques. Trois paramètres gouvernent la réponse de l'ouvrage : la rigidité relative du sol; la dispersion de la raideur du sol et l'organisation spatiale de cette dispersion. L'analyse met en évidence le lien entre la déformation de l'ouvrage et la structure du sol d'infrastructure de la structure de la chaussée. En fonction de l'organisation spatiale des valeurs de raideur du sol, les grandes longueurs d'ondes conditionnent les contraintes et la déformation de la chaussée et confirmé par l'IRI<sub>Brut</sub>.

Une première perspective serait de définir le risque de désordres en terme de déformation et de contraintes en fonction des sollicitations et de la résistance de l'ouvrage.

Une seconde perspective sera de distinguer différentes couches superposées, chacune pouvant avoir sa propre échelle de fluctuation, et d'étudier dans quelle mesure les contributions de chaque couche (donc de chaque profondeur) peuvent être distinguées dans l'analyse de l'IRI.

#### Bibliographie :

- Breysse D., 2001. Les enjeux de la modélisation des terrains et des structures pour décrire au mieux l'interaction sol ouvrage, Conf. A. Caquot, Paris, 3/5 Octobre 2001.
- Delanne, Y. 1999. Nouvelles spécifications d'uni en France. Symposium international sur l'impact environnemental des défauts d'uni des routes, Éditeur : Paulo Pereira, Valverde Miranda, Porto, Portugal, 22 au 23 mars 1999 pp. 265-374.
- Doré, G., Flamand, M., Pierre, P. (2001) Analysis of the wavelength content of the longitudinal profiles for C-LTPP test sections, Revue canadienne de génie civil, vol 29, no1 fev. 2002, pp. 50-57

Durand, J.M. et Doré, G. 1993. Manuel d'identification des dégradations des chaussées flexibles. Direction des communications, Ministère des Transports du Québec, Québec, Qc.

Ekateb T., Chalaturnyk R., Robertson K., An Overview of soil heterogeneity: quantification and implications on geotechnical field problem. Canadian Geotechnical Journal, NRC, Vol 40, 15p

Elachachi S.M., Breysse D., Bensafi M., Hamane M., Nedjar D., (soumis 2004) – Comportement longitudinal en flexion d'une conduite enterrée dans un remblai hétérogène, soumis pour publication à la Revue Française de Géotechnique.

Fenton G.A., Vanmarcke E., 1990 – Simulation of Random fields via local average subdivision, Journal of Engineering Mechanics, Vol 116 (8), 1733-1749.

Organisation de coopération et de développement économique. 1984. Caractéristiques de surface des revêtements routiers : leur interaction et leur optimisation. Recherche en matière de route et de transport routiers. Éditeur : OCDE.

Sayers, M.W. et Karamihas, S. M. 1996. Interpretation of road roughness profile data, Final report. Federal Highway Administration, Contract DTFH 61-92-C00143. 164 p.

Sayers, M.W., Gillespie, T.D. et Paterson, W. D. O. 1986. Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurements. Word Bank Technical paper number 46, The world Bank, Washington, D.D. 87 p.

Vaillancourt, M. Perraton, D., Dorchies, P. et Doré, G. 2003. Décomposition du pseudo-profil et analyse de l'indice de rugosité international (IRI), Revue canadienne de génie civil, vol 30, no5 oct. 2003.

Vanmarcke E., 1977 – Probabilistic modeling of soil profiles. Journal of of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 103, n°11: 1227-145

Vanmarcke E., 1983 – Random Fields: analysis and synthesis M.I.T. Press, Cambridge, Massachusetts London, England.

Winkler E., 1867 – Die Lehre von Der Elasticitaet und Festigkeit; Prag, Dominicus.

## **ANNEXE 3**

### **APPROCHES ET MÉTHODES DE MODÉLISATION**

### A.3.1 Approche empirique

De façon générale, les modèles empiriques, qui sont souvent associés à des modèles de "performance" (AMADEUS, 2000), sont basés sur la connaissance historique des détériorations de la chaussée pour des tronçons de routes donnés d'un réseau routier, ou bien à partir de l'expérience d'experts, dans le but d'être corrélé par analyse à d'autres tronçons de routes dont les chaussées ont des structures et des frontières semblables (trafic, climat) (Ekdahl, 1999). À travers cette connaissance particulière de chaque type de détériorations, assemblées par des méthodes statistiques, il est possible de porter un bon jugement sur l'évolution de la performance de la chaussée (Haas et coll., 1994).

Des projets de suivi de comportement de chaussées à grande échelle et sous différentes conditions, comme le programme LTPP (*Long Term Pavement Performance Program*) et son pendant canadien, le C-LTPP, permettent d'accumuler des banques d'informations considérables favorisant ainsi le développement de modèles empiriques fiables.

La méthode empirique de conception de l'*American Association of State Highway Transportation Officials*, (AASHTO, 1986; Huang, 1993), est un bon exemple d'approche empirique. Elle est actuellement très utilisée en Amérique du Nord. Dans cette approche, l'espérance de vie souhaitée de la chaussée, exprimée en termes de viabilité (PSI) est basée sur la performance structurale exprimée par le taux de fissuration de l'enrobé associé à la fatigue, et sur la performance fonctionnelle exprimée en termes d'uni. Le trafic anticipé, principalement le trafic lourd, constitue le principal critère de dimensionnement. Il est exprimé en termes de débit journalier moyen annuel (DJMA) ainsi que par le nombre d'applications d'essieux standards, exprimé en équivalence de charge axiale simple (ÉCAS). Cependant, dans la version 2002 de l'AASHTO, plusieurs modifications importantes sont apportées à ces concepts. La performance de la chaussée est exprimée par la surface sous la courbe de la relation décrivant l'uni de la chaussée, en terme de PSI en fonction du temps (figure A.3.1).

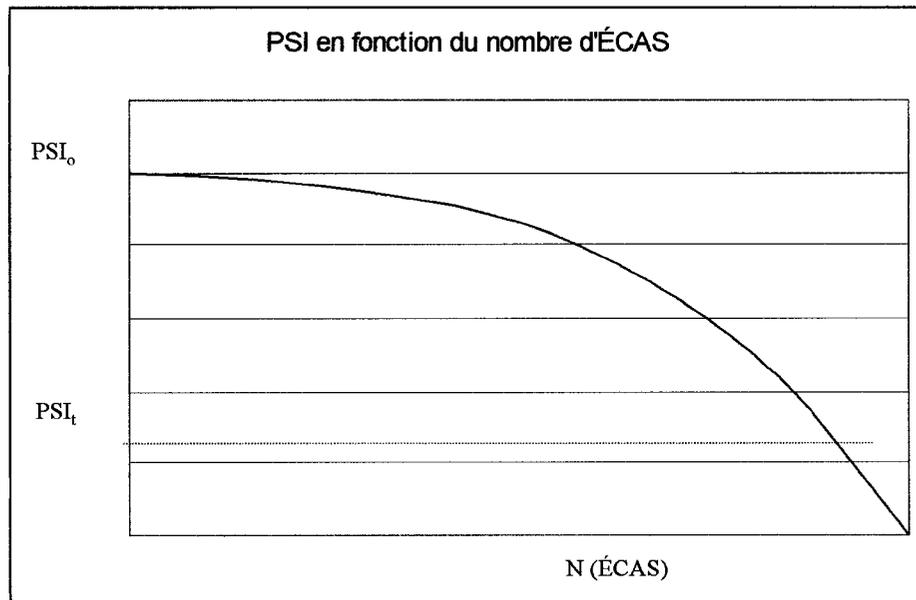


Figure A.3.1 Qualité d'uni en fonction du temps en termes de PSI et du nombre d'ÉCAS où  $PSI_0$  est le PSI en fin de construction et  $PSI_t$  le PSI en de service.

### A.3.2 Approche statistique

Il existe cependant quelques approches strictement statistiques dont voici deux exemples : une première utilise des variables agrégées constituées de relations dérivées de lois de la physique et associées directement à un phénomène de détérioration ciblé (Lytton, 1994); une autre, utilisée dans le cadre du programme C-SHRP, est fondée sur l'approche Bayésienne et utilise la connaissance d'un phénomène a priori comme base dans le processus de modélisation. Cette connaissance peut être sous diverses formes telles que subjective, empirique ou physique. Elle a l'avantage de permettre de travailler avec de petites bases de données (Doré, 1997).

### A.3.3 Approche subjective

L'approche subjective est basée sur l'expérience d'experts qui, à partir de l'état actuel de la chaussée, prédiront son état futur et ce, sans tenir compte de son histoire. Elle utilise

deux techniques pour le traitement de l'information subjective dans le développement de modèles de détérioration de chaussée (Doré 1997) : l'analyse Bayésienne et la technique Markovienne dans laquelle une matrice de transition définit la probabilité que la dégradation de la chaussée suivra une direction donnée en fonction de son état actuel (Haas, 1994). Des entrevues formelles, de type Delphi par exemple, seront menées avec les experts pour le développement de ce type de matrice. On demande aux experts de déterminer, au meilleur de leurs connaissances, la probabilité d'atteindre un niveau de détérioration donné, d'un défaut de la chaussée en particulier, à partir des conditions actuelles.

Les approches utilisées en conception et en évaluation du comportement des chaussées sont surtout des approches combinées, empirique-statistique et analytique-empirique. Cette façon de faire permet des analyses complètes fondées sur les points forts de chacune des approches : les grandes banques de données pour l'approche empirique; leur traitement par les méthodes statistiques; leur compréhension par les approches analytiques.

#### **A.3.4 Approche analytique-empirique**

Certaines approches sont la combinaison de deux ou plusieurs approches. L'approche analytique-empirique est actuellement la plus utilisée. Elle se décompose en deux parties soit, dans un premier temps, le calcul de la réponse des matériaux sous charge établie par des modèles de comportement analytique, et, dans un deuxième temps, par le calcul de l'effet de ces réponses sur les détériorations fonctionnelles de la chaussée (Ek Dahl, 1999). En d'autres termes, le modèle mécaniste-empirique utilise les valeurs réponses de la chaussée sous sollicitation, déterminées analytiquement, en relation avec des modèles de détériorations structurales et fonctionnelles établis à partir d'équations de régression (Haas, 1994). C'est pourquoi nous pouvons qualifier cette approche de type **réponse-performance**.

La plupart des grandes approches de conception et de modélisation de chaussées utilisent l'approche mécaniste-empirique. Citons, à ce niveau, la méthode du *Asphalt Institute* (Huang, 1993) ainsi que la méthode française de construction et de dimensionnement. Dans ces méthodes, la conception d'une chaussée repose en grande partie sur deux critères : la déformation horizontale admissible en tension à la base de la couche de matériau lié (l'enrobé) et la déformation verticale admissible à la ligne d'infrastructure.

La figure A.3.2 présente la schématisation de l'approche mécaniste-empirique (réponse-performance) par Ekdhal (1999).

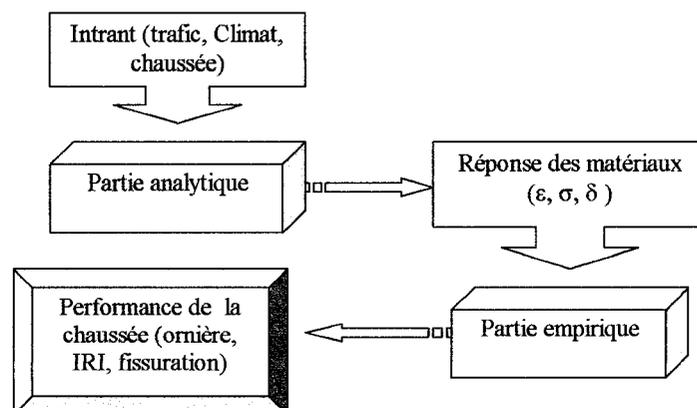


Figure A.3.2 Schématisation de l'approche mécaniste-empirique. (Source : Ekdhal, 1999).

### A.3.5 Indice de qualité des différentes approches

Les indices les plus utilisés pour décrire l'état futur des chaussées dans les modèles de performance font l'objet des paragraphes suivants. Une analyse rapide des différentes approches de modélisation permet de constater que ces indices ou résultats de sortie (output) varient d'une approche à l'autre. D'une façon générale, les approches mécanistes fournissent des résultats de sorties objectifs, résultats de calculs issus des modèles de

comportement rhéologique utilisés, tels que la déformations permanente et l'état des contraintes n'importe où dans la chaussée, la profondeur d'ornièrre en surface, et la déflexion transversale et longitudinale. Les modèles empirique-statistiques fournissent la plupart des résultats de sortie de type agrégés tel que la profondeur d'ornièrre, le PSI, le RCI, la fissuration et la déflexion (Ekdhal 1999). Ils ne peuvent par contre donner de valeurs pour le comportement mécanique de la chaussée. Les modèles de type mécaniste/empirique donnent souvent le même type de résultats de sortie, soit la profondeur d'ornièrre et la fissuration due à la fatigue, et expriment aussi les résultats en termes de contraintes-déformations.

### A.3.5.1 L'ornièrage

La profondeur d'ornièrre est une mesure de la déformation permanente de la chaussée dans la trace des roues. Elle se mesure en unité de longueur (mm, cm, pouce). Elle constitue un des résultats de sortie de plusieurs types de modèles. Elle est évaluée en unités de longueur et son calcul varie d'un modèle à l'autre. Les modèles mécanistes utiliseront la somme des déformations plastiques de chacune des couches pour l'évaluer (Huang et coll. 2001, Mamlouk et coll., 1998). Dans les modèles empiriques, des régressions linéaires utilisant divers facteurs évaluent l'ornièrage futur. Par exemple dans le modèle HDM-4, l'évaluation de l'ornièrage se fait à l'aide de la relation :

$$dRDPD = K_{rpd} * S_{rdpd} (a_0 * YE^4 * Sh^{a1} * HS^{a2} * \Delta t) \quad (A.3.1)$$

$dRDPD$  = Augmentation de la déformation plastique (increase in plastic deformation)

$K_{rpd}$  = Facteur de déformation plastique

$S_{rdpd}$  = Facteur saisonnier de la déformation plastique

$a_0$ - $a_5$  = Paramètres du modèle

$YE$  = Charge équivalente annuelle par essieu

$Sh^{a1}$  = Vitesse du véhicule

$HS^{a2}$  = Épaisseur totale de l'enrobé de surface

$\Delta_t$  = Période de temps dans l'année

Dans les modèles prédictifs de type mécaniste/empirique, l'orniérage pourra être représenté par une équation de type régression utilisant des paramètres mécaniques tels que la déformation verticale, par exemple Harichandran et al. (2001) présente un modèle de prédiction de l'orniérage sous cette forme :

$$RD = (-0.016H_{AC} + 0.033 \ln(SD) + 0.011T_{\text{annuel}} - 0.01\ln(KV)) * (-2.703 + 0.0657(\epsilon_{v,\text{base}})^{0.097} + 0.271(\epsilon_{v,\text{SG}})^{0.883} + 0.258\ln(ESAL_R) - 0.034\ln(E_{AC}/E_{SG})) \quad (A.3.2)$$

RD = profondeur d'ornière

SD = Déflexion de la surface (pouces)

$T_{\text{annuel}}$  = Température ambiante annuelle (°F)

$H_{AC}$  = Épaisseur de la couche d'enrobé (pouces)

$ESAL_R$  = Volume cumulatif du trafic

$\epsilon_{v,\text{base}}$  = Déformation verticale à l'interface fondation-enrobé ( $10^{-3}$ )

$\epsilon_{v,\text{SG}}$  = Déformation verticale à l'interface sol support-enrobé ( $10^{-3}$ )

$E_{AC}$  = Module résilient de l'enrobé (psi)

$E_{SG}$  = Module résilient du sol support (psi)

### A.3.5.2 La fissuration par fatigue

Les modèles de prévision de la fissuration par fatigue sont développés de la même façon que les modèle d'orniérage. Par exemple, le modèle prédictif mécaniste/empirique du début de la fissuration par fatigue de Harichandran et coll., (2001), est basé sur le nombre de cycles avant l'apparition des fissures et se décrit comme suit :

$$\ln(\text{ESAL}_F) = -3.454\ln(\text{SD}) + 0.018\text{FT} - 0.233\ln(\epsilon_t) + 3.477\ln(\text{H}_{AC}) - 3.521\ln(\text{KV}) + 0.053\ln(\text{E}_{AC}) - 1.027\ln(\text{E}_{BS}) - 1.51\ln(\text{E}_{SG}) + 32.156 \quad (\text{A.3.3})$$

$\text{ESAL}_F$  = nombre de charges d'essieu simple équivalent

FT = Pourcentage de la longueur totale d'un site ayant des fissures

$\epsilon_t$  = Déformation de tension à la base de la couche d'enrobé

$\text{E}_{BS}$  = Module de la fondation (psi)

La fissuration par fatigue se mesure en longueur de fissure par unité de surface.

#### A.3.5.3 PSI (Present Serviceability Index)

L'indice de viabilité PSI (*Present Serviceability Index*) est un paramètre subjectif, développé par l'*American Association of State Highway Officials* (AASHO), qui reflète de façon globale l'état de la chaussée au fil des ans. Le terme "*serviceability*" que l'on peut traduire par "viabilité", représente la capacité de la chaussée à "jouer" son rôle de voie de circulation, en termes de confort et de sécurité. Ce paramètre de performance empirique combine les défauts d'uni de la chaussée, la proportion de surface qui est fissurée par fatigue, et la profondeur d'ornière.

$$\text{PSI} = 5,03 - 1,9 \log(1 + \text{SV}) - 0,01 (\text{C} + \text{P})^{1/2} - 1,38 \text{RD}^2 \quad (\text{A.3.4})$$

PSI = Indice de viabilité

SV = Variation de pente (uni longitudinal)

C = Proportion de fissure (pied linéaire par 1000 pi<sup>2</sup> de chaussée).

P = Proportion de rapiéçage (pi<sup>2</sup> par 1000 pi<sup>2</sup>).

RD = Profondeur d'ornière (po)

L'indice PSI prend les valeurs de 0 à 5, où 5 représente la meilleure qualité.

#### A.3.5.4 La variation de pente SV (*Slope Variance*)

La variation de pente de la chaussée (SV) représente la sommation des changements de pente de la chaussée sur une longueur donnée, évaluée suivant la différence d'élévation (Y) entre deux points. Cet indice est d'abord obtenu par mesure au profilomètre, mais peut aussi être estimé numériquement par des approches analytiques (MMOPP, Ullidtz, 1998; Mamlouk et coll., 2001). La relation A.3.5 exprime SV :

$$SV = \frac{\sum Y^2 - (1/n) \left( \sum Y \right)^2}{n-1} \quad (\text{A.3.5})$$

(tiré de Mamlouk et coll.)

#### A.3.5.5 RCI (*Riding Comfort Index*)

L'indice d'évaluation du confort au roulement (RCI) est similaire au PSI mais a été développé par le *Transportation Association of Canada* à la fin des années cinquante (Haas, 1994). Cet indice donne une appréciation de la qualité de l'uni de la chaussée basée sur la moyenne des évaluations subjectives réalisées sur des tronçons de chaussée par des évaluateurs. La valeur du RCI est établie sur une échelle de 10, où la qualité de la chaussée croît avec l'indice.

Notons que la méthodologie de dimensionnement du Ministère des Transports de l'Ontario est basée sur un modèle de type empirique dont l'indice de performance est la valeur du RCI (Tighe et coll., 2001).

Plusieurs études ont donc porté sur la corrélation entre l'IRI et d'autres indices de mesure de la qualité de l'uni (Paterson, 1986; Janoff, 1985 et 1988, cités par Gillespie, 1992). Les équations A.3.6 et A.3.1.7 présentent deux façons d'exprimer le PSI en fonction de l'IRI (po/mi) :

$$\text{PSI} \approx 5,0 - \text{IRI}/100 \quad (\text{A.3.6})$$

(Source : Gillespie, 1992)

$$\text{PSI} \approx 6,52 - 1,79 \log (\text{IRI}) \quad (\text{A.3.7})$$

(Source : AASHTO, 1993).

### **A.3.6 Modèles d'analyse structurale (modèles de type réponse)**

Les modèles analytiques utilisés dans ces méthodologies vont prendre en considération les aspects mécaniques de la structure de la chaussée afin d'en réaliser un dimensionnement répondant aux contraintes imposées en termes de charges anticipées pour des conditions de terrain données. Ils fournissent la réponse à une sollicitation en fonction du dimensionnement de la structure.

Les premiers modèles mécanistes développés dans ce but sont encore très utilisés dans les méthodologies actuelles et sont ici présentés (tableau A.3.1) . L'essor informatique a permis le développement de nouvelles approches de calcul présentées par la suite.

Tableau A.3.1

Synthèse des principaux indices d'évaluation et de performance utilisés dans les approches de modélisation (d'après Haas et coll., 1994)

Indices	Signification	Critère	Détermination	Niveau (Unité)/Échelle	Description/Provenance
Profondeur d'ornièrre (RD, rut depth)	Fluage de l'enrobé Tassement fondation	Défaut de surface	Objective, mesurée quantitativement, calculée	Réseau Projet (mm, pouce)	Dépression longitudinale située dans les pistes de roues
Fissuration par fatigue	Endommagement induit par les véhicules lourds	Défaut de surface	Objective, mesurée quantitativement, calculée	Réseau Projet (m li. / surface)	Fissuration de la couche d'enrobé sous l'effet de la contrainte en tension développée à sa base
Déflexion		Déflexion	Objective, mesurée quantitativement, calculée	Projet (mm, pouce)	Déformation ponctuelle de la chaussée sous l'effet d'une charge
IRI	<i>International Roughness Index</i> Indice international de rugosité	Uni de surface, rugosité	Objective, obtenue de la mesure du pseudo-profil	Réseau, projet (m/km, in/mi) longueur d'onde et amplitude	Déformations cumulatives enregistrées par la roue ou l'essieu d'un véhicule ou remorque par rapport au châssis (NCHRP)
PSI	<i>Present Serviceability Index</i> Indice de viabilité	Uni de surface, rugosité	Subjective, évaluée qualitativement, panel d'experts et quantitativement modèle empirique	Réseau, projet (n/a) De 0 à 5 : 5 = excellent	Évaluation du confort et de la sécurité de roulement (AASHO) Découpe du PSR
PSR	<i>Present Serviceability Rating</i> Évaluation de la viabilité	Uni de surface, rugosité	Subjective, évaluée qualitativement, panel d'experts	Réseau, projet (n/a) Taux de très mauvais à très bon	Moyenne des évaluations individuelles qualitatives (AASHO)
RCI	<i>Riding Comfort Index</i> Indice du confort de roulement	Uni de surface, rugosité	Subjective, évaluée qualitativement, panel d'experts et modèle empirique	Réseau, projet (n/a) De 0 à 10 : 10 = excellent	Ne tient pas compte de la fissuration par fatigue ni de l'ornièrage (TAC)
OPI	<i>Overall Pavement Condition Index</i> Indice des conditions générales de la chaussée	Indice agrégé	Subjective, évaluée qualitativement, panel d'experts et modèle empirique Plusieurs paramètres	Réseau, projet	Indice décrivant plusieurs défauts d'une chaussée en pondérant leurs impacts (Baladi, 1990)
PQI	<i>Pavement Quality Index</i> Indice de la qualité de la chaussée	Indice agrégé	Subjective, évaluée qualitativement, panel d'experts et modèle empirique Plusieurs paramètres (SDI, SAI, RCI)	Réseau, projet (n/a) D'extrêmement pauvre à excellent	Indice regroupant plusieurs indices tels que le RCI, le SAI et le SDI (Karan, 1983)
SDI	<i>Surface Distress Index</i> Indice des défauts de surface	Défaut de surface	Subjective, évaluée qualitativement, panel d'experts et modèle empirique	Réseau, projet (n/a) De 0 à 10 : 10 = excellent	
SAI	<i>Structural Adequacy Index</i> Indice d'aptitude structurale	Déflexion ou portance	Subjective, qualitative, panel d'experts et mesure de déflexion	Réseau, projet (n/a) De 0 à 10 : 10 = excellent	

### A.3.6.1 Modèle de Boussinesq

Boussinesq a résolu en 1885 les équations du comportement d'un solide semi-infini en se basant sur les hypothèses suivantes : équilibre statique, milieu continu et validité de la loi de Hooke. Basé sur ces hypothèses, et en considérant une charge ponctuelle ou circulaire, il propose une relation (éq. A.3.8) qui permet de connaître l'état de contrainte et de déformation dans le sol en fonction de la profondeur. La figure A.3.3 donne graphiquement la solution pour une charge uniforme sur une charge circulaire (LCPC, 1984).

$$\sigma_z = q_0 \left[ 1 - \left( \frac{(z/a)^3}{(1+z^2/a^2)^{3/2}} \right) \right] \quad (\text{A.3.8})$$

- a = surface circulaire (mm<sup>2</sup>)
- z = contrainte à la profondeur (kPa)
- q<sub>0</sub> = charge appliquée sur la surface circulaire a (kN)

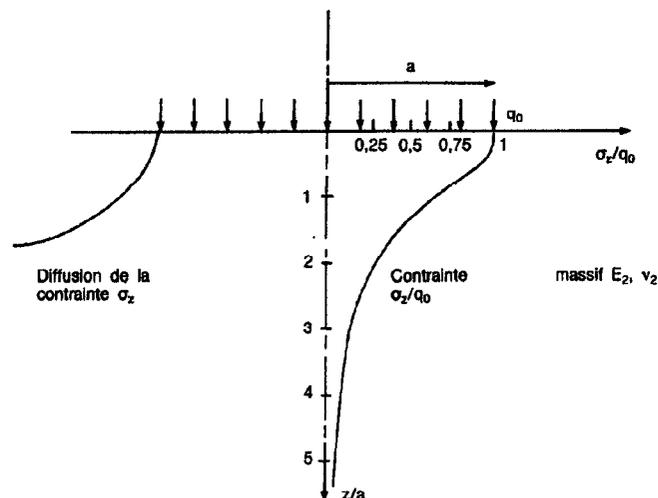


Figure A.3.3 Distribution des contraintes dans un massif élastique, semi-infini, selon le modèle de Boussinesq (LCPC, 1984)

### A.3.6.2 Approche d'Odemark

Odemark a proposé en 1949 une méthode simple qui permet de traiter un système multicouche avec les solutions de Boussinesq. En utilisant le rapport des modules de chaque couche, on détermine une nouvelle épaisseur ( $h_e$ ) de la couche 1 permettant de garder une rigidité équivalente (figure A.3.4). Pour un système multicouche, chaque couche est ainsi transformée de manière à obtenir un module d'Young commun, égal à celui de la couche la plus faible et dont l'épaisseur correspond à la somme des épaisseurs de chaque couche modifiée. L'équation A.3.9 décrit cette relation :

$$h_e = fh_1 \left( \frac{E_1}{E_2} \right)^{1/3} \quad (\text{A.3.9})$$

$h_e$  = l'épaisseur équivalente

$h_1$  = l'épaisseur initiale

$E_1$  = Module de Young initial

$E_2$  = Module de Young de la couche 2 (commun)

$f$  = facteur de correction (variable)

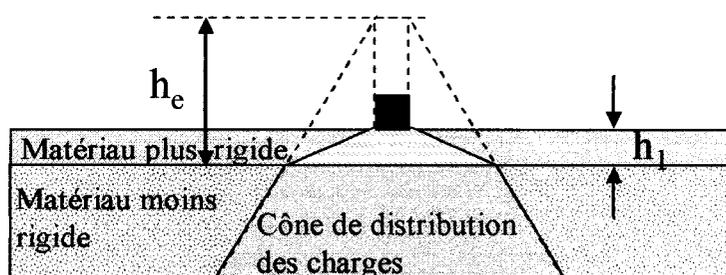


Figure A.3.4 Schématisation du modèle des couches équivalentes d'Odemark (source : Doré, 2001c).

### A.3.6.3 Modèles multicouches de Burminster

Burminster a proposé en 1943 une approche générale encore aujourd'hui largement utilisée (figure A.3.5), permettant de résoudre les problèmes de structure de chaussée à  $n$  couches. Cette approche est particulièrement efficace car :

- elle traite l'ensemble des couches simultanément;
- elle intègre un degré de cohésion aux interfaces de chaque couche;
- elle permet une analyse par cumul de charges élémentaires.

Outre le fait que chaque couche soit traitée de manière élastique, les hypothèses spécifiques de ce modèle sont que les couches sont infinies en plan, ne permettant pas de traiter des effets de bord. Cette hypothèse facilite les calculs dans le cas où la charge appliquée est circulaire, car le problème possède alors une symétrie de révolution et permet l'utilisation des coordonnées cylindriques dans une méthode dite axisymétrique (LCPC, 1984). La figure A.3.5 présente l'application d'une charge sur une structure multicouche axisymétrique. On y montre l'état des contraintes sur un élément cylindrique.

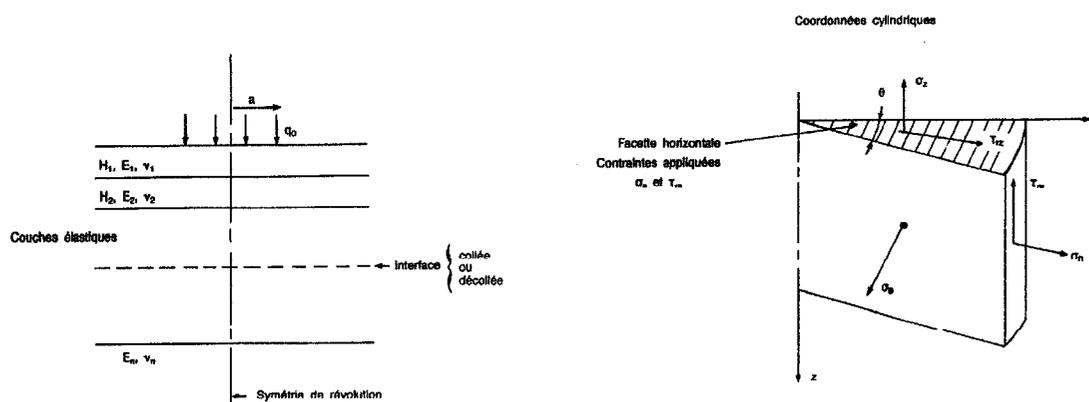


Figure A.3.5 Application d'une charge à l'aide du modèle multicouche de Burminster en coordonnées cylindriques (LCPC, 1984).

### **A.3.7 Modélisation du comportement des chaussées**

Après ce survol des principaux aspects de la modélisation du comportement des chaussées, nous allons présenter quelques programmes et modèles réalisés au cours des dernières années basé sur des approches de type réponse et de type réponse-performance. Il ne s'agit pas d'une revue exhaustive, mais bien de présenter les principales tendances en termes de modèle de comportement et de conception.

#### **A.3.7.1 Modélisation numérique : utilisation de code de calcul**

Parce que la solution analytique des équations différentielles d'un problème est souvent complexe, des méthodes approximatives de résolution ont été introduites. Une des plus populaires actuellement, beaucoup utilisée en modélisation du comportement de plusieurs types d'ouvrages, est la méthode des éléments finis (MEF). La MEF se distingue des autres méthodes approximatives de solution par une approche générale et systématique de réduction des équations différentielles d'un problème à un système d'équations algébriques, et par un traitement facile des conditions limites. Ces avantages, ainsi que les progrès rapides réalisés dans la technologie du calcul électronique depuis le milieu du 20<sup>e</sup>, ont nettement favorisé la MEF (Lahoud, 1998).

La méthode consiste à discrétiser le domaine à l'étude de manière à reproduire sa géométrie de la façon la plus fidèle à l'aide "d'éléments finis". L'effet de chacun des éléments sur le comportement du système est décrit mathématiquement par des matrices et des vecteurs. Un système d'équations algébriques est construit à partir des matrices élémentaires et est caractérisé par une matrice globale, généralement symétrique. La résolution du système d'équations par des techniques efficaces et précises permet la solution aux nœuds des éléments.

Dans la littérature, plusieurs modèles analytiques du comportement mécanique des chaussées (type réponse) sont basés sur des codes de calcul par éléments finis :

ABAQUS, CESAR, FENLAP et SYSTUS (Dawson, 1996b; Brown, 1997; Akou, 1999; Ullidtz, 1995; Chen, 1995; Mamlouk, 1998; AMADEUS 2000). D'autres modèles ont développé une MEF d'une manière plus spécifique aux structures de chaussées, notamment : AXIDIN, NOEL, CAPA-3D, (Jouve, 1994; AMADEUS, 2000).

#### **A.3.7.1.1 Abaqus 3-D**

Abaqus est un code de calcul par éléments finis de plus en plus utilisé au cours des dernières années. Dans les paragraphes qui suivent, nous présentons quelques-unes des analyses dans lesquelles il a été utilisé.

Dans une étude comparative de plusieurs programmes, Chen et coll., (1995) utilisent ABAQUS 3-D avec succès dans les analyses structurales des chaussées. Il est utilisé pour représenter de façon plus réaliste une structure de chaussée et vérifier les résultats obtenus par des calculs axisymétriques et à élasticité multicouche. Il prend en compte les forces gravitaires dû aux poids propres et fait l'analyse en section transversale et en plan. La couche d'infrastructure est modélisée par des éléments infinis à élasticité linéaire. Le modèle FEM tient compte de la non-linéarité des matériaux, car les modules peuvent varier d'une couche à l'autre.

Un concept de modèle de performance basé sur l'approche mécaniste a été développé en considérant l'interaction entre les roues et la chaussée. Un modèle de véhicule dynamique a été utilisé pour estimer la force de la roue sur la chaussée (COMPAS) et un modèle dynamique de chaussée non linéaire par éléments finis fut utilisé pour déterminer la réponse dynamique de la chaussée (ABAQUS 3D). L'objectif est de développer un modèle mécanique pouvant prédire l'évolution de l'uni de la chaussée dans le temps. Le modèle dynamique COMPAS (Florida COMprehensive Pavement Analysis System) est utilisé pour générer un profil de force dynamique de roue pour différentes combinaisons de type de véhicule, de type de suspension, de vitesse et de niveau de rugosité (*roughness*) de la chaussée. L'interaction chaussée véhicule prend en

compte l'effet des défauts de la chaussée sur le comportement du véhicule et l'effet de ces forces développées sur la réponse et la performance de la chaussée.

La performance de la chaussée est mesurée en termes de PSI (*Pavement Serviceability Index*). Plus le PSI d'une chaussée est élevé (route de bonne qualité) moins la variation des forces dynamiques du roulement est grande. Dans le modèle, la chaussée est composée de 3 couches, l'enrobé (comportement viscoélastique), la fondation granulaire et le sol d'infrastructure cohésif. Le modèle Drucker-Prager est utilisé pour modéliser le comportement élastique parfaitement plastique de la base granulaire et du sol d'infrastructure.

Dans l'évaluation de la performance, la notion de variation de la pente (SP, slope variance) est utilisée. Ce paramètre est utilisé dans l'équation empirique du calcul du PSI (Mamlouk et coll 1998). La modélisation est réalisée pour un tronçon de 11 mètres, pour laquelle sur chaque élément est appliquée une charge variable établie par COMPAS. Le temps d'application de la charge est fonction de la vitesse du véhicule.

#### **A.3.7.1.2 ILLI-PAVE-MICH-PAVE**

Le programme ILLI-PAVE fut développé à l'Université d'Illinois. MICH-PAVE fut développé à l'Université du Michigan à partir d'un développement d'ILLI-PAVE. Il s'agit de programmes FEM 2D axisymétriques (solide de révolution). Ils ont été développés pour l'analyse structurale de la chaussée flexible. Ils tiennent compte de l'interaction entre les couches de fondation et les sols d'infrastructure. Les propriétés liées à la contrainte (*stress-dependent properties*) sont prises en compte par le module résilient (comportement non linéaire du matériau). Le critère de rupture est pris en compte pour les matériaux granulaire et les sols fins (Chen et coll., 1995). La distance autour de la charge égale de 10 à 12 fois le rayon de la charge. Le modèle de comportement mécanique qui établit la relation contrainte-déformation et déflexion dans la structure de

chaussée est le modèle K- $\theta$ . La différence principale entre les deux programmes consiste en une frontière flexible (pour MICH-PAVE) plutôt que rigide (pour ILLI-PAVE) située sous la ligne d'infrastructure à une profondeur égale à 50 fois le rayon de la charge circulaire appliquée. L'usage d'une frontière flexible diminue de beaucoup le nombre de degré de libertés et réduit ainsi le temps de calcul. L'espace semi-infini sous la frontière flexible est considéré homogène et à élasticité linéaire. Le programme inclut deux fonctions de transfert de type empirique pour évaluer l'usure par fatigue et l'orniérage (AMADEUS 2000).

#### **A.3.7.1.3 FENLAP (Finite Element Non-Linear Analysis Program)**

Développé à l'université de Nottingham, ce programme d'analyse de structure utilise une approche élastique non linéaire dans un système axisymétrique à plusieurs couches.

Dans le cadre d'une analyse paramétrique, Dawson et coll., (1996b) évaluent l'orniérage excessif et la fissuration de l'enrobé, qui sont des manifestations de la rupture. Ces détériorations sont dues à plusieurs modes de ruptures internes tels que :

1. la fatigue en tension dans la couche d'enrobé, caractérisée par une déformation en tension;
2. la déformation permanente de la couche d'agrégat, caractérisée par une contrainte permise maximum à la surface de cette couche;
3. la déformation permanente du sol support, caractérisée par une contrainte permise maximum à la surface de cette couche.

L'analyse des structures est réalisée à l'aide d'un programme par éléments finis non linéaire élastique (FENLAP). Il s'agit d'une analyse par couche élastique. Le maillage est en 2-d axisymétrique. L'analyse est réalisée pour représenter le comportement de la chaussée en cours de construction et en fin de construction. Le modèle de Boyce est

utilisé pour modéliser le comportement non-linéaire de la couche granulaire. Le sol support peut être soit souple, ferme ou rigide, avec un module variant avec l'épaisseur.

#### **A.3.7.1.4 AXIDIN**

Modèle initialement développé pour l'analyse à rebours des résultats de déflectomètre à masse tombante par *Laboratorio Nacional de Engenharia Civil* de Lisbonne au Portugal. Il fut utilisé par la suite pour l'analyse de l'effet d'une charge dynamique produite par un véhicule en mouvement. Il s'agit d'une approche axisymétrique par éléments finis qui permet l'analyse de la réponse de la chaussée sous charge dynamique. Le maillage est constitué de couches horizontales, d'épaisseur constante, homogènes et isotropes. À cause de la modélisation axisymétrique, la charge est supposée circulaire et uniformément distribuée sur la surface.

#### **A.3.7.1.5 VEROAD**

VEROAD est un programme multicouche viscoélastique linéaire développé en Norvège. La théorie derrière le programme est analytique et basée sur le principe de correspondance. Ceci signifie qu'un problème viscoélastique dans le domaine du temps devient un problème élastique dans le domaine des fréquences. Des techniques de transformé de Fourier sont utilisées pour faire la correspondance. Les modèles de comportement utilisés dans VEROAD font varier le module de cisaillement en fonction de la fréquence. Le programme nécessite les données suivantes :

- détails sur la charge tels que la surface de contact, la contrainte et la vitesse de contact. La contrainte de contact est dépendante du temps et représente donc un effet dynamique.
- des détails sur la géométrie de la structure, tels que le nombre et l'épaisseur des couches.

- les propriétés des matériaux tels que le module volumétrique, le module de cisaillement, la rigidité, etc.

Les résultats obtenus sont les contraintes et déformations en 15 points qui peuvent être données en fonction du temps. On peut déterminer la dissipation d'énergie viscoélastique dans la chaussée. Finalement on peut estimer les risques de rupture plastique à l'aide du critère de Mohr-Coulomb.

### **A.3.7.2 Approches multicouches**

#### **A.3.7.2.1 DAMA**

Programme développé par l'université du Maryland et qui a été utilisé pour développer les abaques de conception structurale inclus dans la neuvième conférence du *Asphalt Institute*. Tient compte de la non-linéarité des matériaux granulaires. (Chen et coll., 1995). Développé pour des analyses élastiques multicouches par cumul des dommages incluant les charges de roue simple et double. La couche d'enrobé et la couche d'infrastructure sont considérées à élasticité linéaire. Les matériaux granulaires non liés de la fondation sont considérées à élasticité non linéaire.

#### **A.3.7.2.2 ALIZE**

Programme développé par Autret (1982) et basé sur l'approche multicouche de Burminster. Il s'agit d'une approche à élasticité linéaire qui représente la structure de chaussée de manière axisymétrique en plusieurs couches homogène et isotrope. Akou et coll. (1999) implantent le modèle à élasticité non-linéaire de Boyce dans le programme ALIZE pour tenir compte de la non linéarité des paramètres élastiques en fonction de la contrainte dans la couche de fondation granulaire.

#### **A.3.7.2.3 ELSYM5**

Développé à partir de modèle LAYER de l'Université de Californie, ELSYM5 est un modèle axisymétrique multicouche à élasticité linéaire. Comme les autres modèles multicouches, il suppose des couches homogènes infinies dans le plan horizontal et sous l'infrastructure. Le chargement est aussi conventionnel et est représenté par une charge circulaire simple ou multiple appliquant une contrainte verticale. La version 5 permet un plan de glissement entre la couche d'infrastructure et la couche immédiatement au-dessus.

#### **A.3.7.2.4 KENLAYER**

Programme développé à l'Université du Kentucky pour l'analyse et la conception des chaussées souples. Ce programme considère la chaussée flexible comme un système multicouche élastique sous une charge circulaire. Possibilité d'analyse sous charge multiple, stationnaire ou mobile. Chaque couche peut être considérée avec une élasticité linéaire. Les couches granulaire peuvent être considérées à élasticité non linéaire et les couches liées (enrobé) avec une visco-élasticité modélisée par une approche itérative (Chen et coll., 1995, AMADEUS 2000). Le programme offre la possibilité d'évaluation des dommages à différentes périodes de l'année. Les dommages peuvent être cumulés sur 24 périodes pour évaluer l'espérance de vie de la chaussée. Les déformations permanentes sont estimées sur la base des déformations en compression à la surface de la couche d'infrastructure. Les dommages attribuables à la fatigue sont calculés sur la base du *Asphalt Institute*.

### **A.3.7.3 Approche mécaniste-empirique (M-E)**

#### **A.3.7.3.1 MFPDS (Michigan Flexible Pavement Design System)**

Le logiciel MFPDS (*Michigan Flexible Pavement Design System*) fut développé pour le *Michigan Department Of Transportation* (MDOT). Ce logiciel utilise une approche mécaniste-empirique (M-E). Il permet de faire la conception de chaussées et le calcul de resurfaçage en effectuant une analyse linéaire ou non linéaire, la prédiction empirique de la déformation par fatigue et de l'orniérage, et inclut une réponse mécanique à une sollicitation et le calcul à rebours des modules des couches de matériaux in situ. Il utilise 4 modules distincts, soit:

- Module de design AASHTO : utilisant la méthode de conception empirique de l'AASHTO pour permettre une meilleur transition vers la conception analytique pour les concepteurs et pour comparer la méthode AASHTO avec la méthode M-E;
- Module d'analyse mécanique (*mechanistic*) : utilisant le programme par élément finis non linéaire MICHEPAVE ou le programme d'analyse multicouche linéaire élastique CHEVRONX;
- Module de calcul à rebours : Le programme MICHEBACK permet le calcul à rebours pour évaluer les modules de chaussée existante;
- Module de conception mécaniste : permet le calcul des couches d'enrobé ou le calcul de la couche de resurfaçage en intégrant les valeurs limites d'orniérage et de fatigue; l'analyse est fait par CHEVRONX.

Les modèles d'orniérage et de fissuration par fatigue sont empiriques et sont basés sur des données provenant du Michigan et du LTPP. Dans le calcul à rebours, la correction du module de l'enrobé pour la température est réalisé soit à partir d'une relation empirique, soit d'un modèle thermodynamique complexe qui nécessite plusieurs paramètres.

En principe, la méthode de conception M-E doit permettre la conception de la chaussée dans son entier : toutes les couches ainsi que les sections transversales. Mais au Michigan l'épaisseur des couches de fondation est dictée par la protection contre le gel. C'est pourquoi la méthode M-E focalise sur la conception des couches d'enrobé aussi bien pour les chaussées neuves que pour le resurfacing.

#### **A.3.7.3.2 VAGDIM 95**

Ce programme fut développé comme un outil convivial de conception de chaussée flexible. Tient compte de la capacité portante et de l'effet du gel basé sur les dernières méthodes de conception suédoise. Pour le calcul de la capacité portante on utilise le programme CHEVRON basé sur l'élasticité linéaire d'un système multicouche.

#### **A.3.7.3.3 WESLEA (Waterways Experiment Station Layered-Elastic Analysis)**

Programme conventionnel multicouche à élasticité linéaire développé par l'armée américaine. Il inclut un système à cinq couches isotropes. Les contraintes normales et tangentielles ainsi que les déplacements peuvent être calculés pour des points spécifiques (plus de 50). Ce logiciel peut analyser 4 couches de la structure de chaussée, infinies horizontalement et reposant sur un demi-espace semi-infini. Chaque couche peut posséder ses propres paramètres mécaniques. Les couches peuvent être complètement liées, partiellement liées ou non liées. L'utilisateur peut fixer des conditions spécifiques de chargement pour jusqu'à 20 charges circulaires (AMADEUS 2000).

Timm et coll. (1998) présentent un modèle de conception de chaussée mécaniste-empirique développé au Minnesota et dont la partie mécaniste est assurée par le programme WESLEA. La partie empirique utilise les réactions observées de la chaussée pour prédire la vie de la chaussée sur la base des performances actuelles. Les avantages de la modélisation M-E par rapport à la procédure empirique traditionnelle sont:

- La prise en compte du changement de type de chargement
- Une meilleure caractérisation et utilisation des matériaux disponibles
- Une amélioration de la prédiction des performances

La procédure du Minnesota se décrit comme suit : les propriétés des matériaux, l'épaisseur des couches initiales et la configuration des charges sont introduites dans le logiciel mécaniste WESLEA qui calcule les contraintes et déformations pour des points critiques. Ces valeurs sont utilisées pour évaluer le nombre de cycles permis jusqu'à la rupture. Dans le processus, des itérations saisonnières sont réalisées pour tenir compte de la variation des propriétés des matériaux selon la température et les cycles de chargement saisonnier. D'autres considérations concernant l'espacement des roues et la variation saisonnière du trafic sont prises en compte.

Le logiciel WESLEA est au cœur du modèle. Il est utilisé pour le calcul des contraintes et déformations sous chargement. Des fonctions de transfert sont utilisées pour transformer ces contraintes/déformation en détérioration de la chaussée. Les composantes empiriques se trouvent au niveau de ces fonctions de transfert, qui permettent d'évaluer la fissuration de fatigue et l'orniérage. L'hypothèse de Miner est utilisée pour la sommation des dommages cumulés à chaque saison. La fonction de transfert détermine le nombre de charges disponibles avant que ne se produise la rupture avec les matériaux actuels. Les dommages à un moment donné s'évaluent comme le rapport entre la charge cumulée jusqu'à maintenant et la charge disponible.

#### **A.3.7.3.4 MMOPP (Mathematical Model Of Pavement Performance)**

Ce modèle basé sur une approche mécaniste-empirique permet d'évaluer la dégradation de la chaussée dans le temps, sur un tronçon virtuel, en tenant compte de l'effet du chargement dynamique, des effets du climat et du temps. Il utilise un modèle conventionnel multicouche élastique qui simule les chargements simples ou doubles.

La première phase du programme consiste en la construction d'une chaussée "virtuelle" constituée d'éléments de 300mm de long dont l'épaisseur, la rigidité élastique, les paramètres plastiques et de résistance varient d'un élément à l'autre. La variation n'est pas aléatoire, mais basée les valeurs des éléments avoisinants dont la dépendance est assurée par une fonction d'autocorrélation.

MMOPP travail en termes d'incrément de temps, tels qu'une saison ou un mois. Pour chaque incrément, l'effet de la température et les effets saisonniers comme le gel et la présence d'eau sur les propriétés des matériaux granulaires, sont d'abord calculés. Les chargements statique et dynamique sont ensuite appliqués. Le calcul des déformations permanentes est basé sur les caractéristiques élastiques et plastiques des matériaux. Les paramètres élastiques permettent de déterminer l'état des contraintes, et les paramètres plastiques d'établir les déformations permanentes issus de ces états de contraintes. Les déformations plastiques sont supposées proportionnelles à un nombre de cycles de chargement  $N$ .

**ANNEXE 4**

**DÉTAILS SUR LE CODE DE CALCUL FLAC**

#### A.4.1 Formulation numérique aux différences finies : Cycle de calcul

Tiré de Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens (D. Billiaux et P. Cundall, 1993).

Dans un référentiel lagrangien, la loi de Newton peut s'exprimer par l'équation différentielle suivante :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (\text{A.4.1})$$

$\rho$  = la masse volumique

$t$  = le temps

$\dot{u}$  = le vecteur vitesse

$x$  = le vecteur position

$g$  = l'accélération due aux forces de volume (en général, accélération de la pesanteur)

$\sigma$  = le tenseur des contraintes

De plus, l'étude d'un solide déformable fait intervenir sa loi de comportement, écrite ici de manière incrémentale :

$$\sigma := M(\sigma, \dot{e}, K) \quad (\text{A.4.2})$$

Où  $M()$  est la fonctionnel définissant la loi

$\dot{e}$  est le tenseur des déformations

$K$  est un paramètre dépendant de l'histoire des matériaux

$$\dot{e}_{ij} = 1/2 \left( \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{A.4.3})$$

Dans FLAC, le milieu continu solide est maillé par des quadrilatères qui sont subdivisés en deux paires d'éléments triangulaires à déformation uniforme, tel que présenté à la figure A.4.1. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

Les équations aux différences finies sont tirées du théorème de Gauss :

$$\int n_i f ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (\text{A.4.4})$$

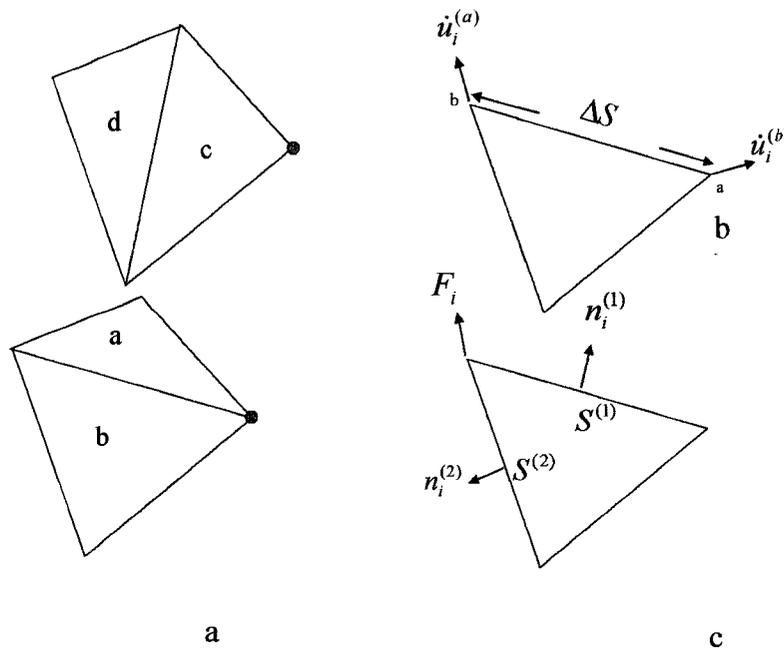


Figure A.4.1 Discretisation mixte a) Quadrilatères superposés; b) Vecteurs vitesse; c) Vecteurs force nodale. (Tiré de Billaux et coll., 1993)

Appliquée à un élément triangulaire, la valeur du gradient de  $f$  sur  $A < \frac{\partial f}{\partial x_i} >$ , en fonction de valeurs de  $f$  sur le périmètre  $s$ , devient :

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (\text{A.4.5})$$

Où  $\langle f \rangle$  est la valeur moyenne de  $f$  sur un côté du triangle.

$\Delta s$  est la longueur du côté.

L'équation A.4.5 nous permet d'écrire le tenseur du taux de déformation  $\dot{\epsilon}$  en fonction des vitesses aux noeuds :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong 1/2A \sum ( \dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} ) n_j \Delta s \quad (\text{A.4.6})$$

Une fois les composantes de  $\dot{\epsilon}$  calculées, la loi de comportement (équation A.4.2) est utilisée pour déduire le nouveau tenseur de contrainte.

En utilisant la notation de la figure A.4.1 c), la force appliquée au triangle sur son côté (1) est :

$$F_i = \sigma_{ij} n_j^{(1)} S^{(1)} \quad (\text{A.4.7})$$

Cette force est répartie de manière égale entre les deux noeuds aux extrémités du côté et la force appliquée à un noeud est donc :

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad (\text{A.4.8})$$

Pour chaque paire, les forces aux noeuds dues aux deux triangles sont additionnées. La force résultante est présumée égale à la moyenne des forces trouvées pour les deux paires. Pour trouver la force totale appliquée à un noeud, les forces dues à tous les

quadrilatères dont il fait partie sont additionnées. Le vecteur résultant ( $\Sigma f_i$ ), inclut également des chargements éventuels (conditions aux limites), et les forces de volume dues à la gravité.

$\Sigma f_i$  étant la force nette non équilibrée appliquée au nœud, il reste à appliquer la formulation en différences finies de la loi de Newton :

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \Delta t / m \quad (\text{A.4.8})$$

Où les indices supérieurs indiquent l'instant où la variation est évaluée.

#### A.4.2 Amortissement et pas de temps critique

Tout d'abord, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) avec un minimum de cycles. Ensuite, il faut déterminer le pas de temps le plus grand possible, ce qui élimine les risques d'instabilité numérique.

Afin de réaliser l'amortissement, une force d'amortissement est imposée à chaque nœud. Cette force possède un module qui est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. L'équation A.4.8 est remplacée par :

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left( \sum F_i^{(t)} - \alpha (F_i^{(t)} \text{signe}(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)})) \right) \Delta t / m \quad (\text{A.4.9})$$

Où  $\alpha$  est une constante fixée à 0,8.

Condition de stabilité pour un solide élastique discrétisé en éléments de taille  $\Delta x$  :

$$\Delta t < \Delta x / C \quad (\text{A.4.10})$$

Où  $C$  est la vitesse maximum de propagation de l'information – typiquement la vitesse de l'onde de compression,  $C_p$ , avec :

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (\text{A.4.11})$$

Où  $K$  est le module volumique

$G$  est le module de cisaillement

## **ANNEXE 5**

### **DÉCOMPOSITION DU PSEUDO-PROFIL ET ANALYSE DE L'IRI**

# Décomposition du pseudo-profil et analyse de l'indice de rugosité international (IRI)

Michel Vaillancourt, Daniel Perraton, Pierre Dorchies et Guy Doré

**Résumé :** Cherchant à utiliser au maximum les données provenant d'un pseudo-profil et à développer de façon accrue le concept d'indice de rugosité international (IRI), une nouvelle approche d'interprétation de l'IRI est présentée. Elle est basée sur la décomposition du pseudo-profil initial d'une chaussée en pseudo-profils élémentaires selon différentes longueurs d'onde bien déterminées. L'hypothèse sous-jacente à cette approche est que l'IRI calculé sur ces pseudo-profils élémentaires est proportionnel à la contribution de chacun d'eux à l'état de la chaussée. À partir de cette hypothèse, différentes techniques d'analyse du pseudo-profil sont présentées. Quelques définitions et mises en contexte sont d'abord présentées. L'approche est ensuite décrite : (i) La technique de filtrage; (ii) Le calcul de l'IRI des pseudo-profils élémentaires; (iii) Les outils d'analyse complémentaires. Finalement, un exemple d'application décrit la démarche.

**Mots clés :** indice de rugosité international (IRI), filtrage, pseudo-profil, chaussée, défaut, longueur d'onde, bande passante, profilomètre, uni.

**Abstract:** In order to get the most out data from a pseudo-profile and to further develop an international roughness index (IRI) concept, a new interpretation approach of the IRI is presented. It is based on the breakdown of the initial pseudo-profile of a pavement into elementary pseudo-profiles based on various well-defined wavelengths. The underlying hypothesis to this approach is that the IRI calculated on these elementary pseudo-profiles is proportional to the contribution of each one to pavement condition. From this hypothesis, various pseudo-profile analytical techniques are presented. A few definitions and context are presented first. The following approach is then described: (i) filtering technique, (ii) calculation of the IRI for elementary pseudo-profiles, (iii) additional analytical tools. Finally, an application example describes the approach.

**Key words:** IRI, filtering, pseudo-profile, pavement, defect, wavelength, bandwidth, profilometre, evenness.

[Journal Translation]

## Introduction

Dans le cadre d'un projet de recherche sur le développement d'un modèle prédictif du comportement et de la dégradation des chaussées souples mis sur pied par le Laboratoire Universitaire sur les Chaussées, les Routes et les Enrobés Bitumineux de l'École de Technologie Supérieure et en col-

laboration avec Sintra, cet article propose une approche d'interprétation de la valeur de l'indice de rugosité international (IRI) et présente un outil d'analyse développé sur l'application Excel.

Dans cet article, il sera question dans un premier temps de la définition de l'IRI, ses origines et ses applications et des principales techniques d'interprétations utilisées. Dans un deuxième temps l'approche d'analyse et l'outil développé seront présentés. Les hypothèses, les étapes de calcul et les analyses sont décrites. Également, un exemple d'application sera traité en détail suivant l'approche d'analyse proposée.

Reçu le 19 décembre 2002. Accepté le 27 juillet 2003. Publié sur le site Web des Presses scientifiques du CNRC, à <http://regc.cnr.ca>, le 8 Octobre 2003.

**M. Vaillancourt**<sup>1</sup>. Département de génie de la construction, École de technologie supérieure, Université du Québec à Montréal, QC H3C 1K3, Canada.

**D. Perraton**. Département du génie de la construction, École de technologie supérieure, Université du Québec à Montréal, QC H3C 1K3, Canada.

**P. Dorchies**. Développement, Sintra inc., Montréal, QC H4P 2M9, Canada.

**G. Doré**. Département de génie civil, Université Laval, Québec, QC G1K 7P4, Canada.

Les commentaires sur le contenu de cet article doivent être envoyés au directeur scientifique de la revue avant le 29 février 2004.

1. Auteur correspondant (courriel : [michel.vaillancourt5@sympatico.ca](mailto:michel.vaillancourt5@sympatico.ca)).

## L'uni au Québec

Une des meilleures façons d'évaluer la qualité de service offert aux usagers de la route demeure la mesure de l'uni de la chaussée évaluée par la mesure de son profil longitudinal. Dans plusieurs pays, l'IRI est adopté comme indice d'uni en temps réel, comme outil de gestion. Le choix de cet indicateur a d'abord permis de répondre aux besoins d'inventaire et de gestion des travaux de réfection. Par la suite, l'IRI est utilisé comme procédure de contrôles de l'uni et comme critère d'acceptation de travaux de revêtement neufs, permettant ainsi la mise en application de bonus ou de pénalité pour certains types de contrats. Au Québec, au cours des an-

nées 1998 et 1999, l'ensemble des critères d'acceptation d'un lot de 1 km de route se présentait comme suit :

IRI  $\leq$  1,2 pour sept sous-lots de 100 m sur 10 m

IRI  $\leq$  1,4 pour neuf sous-lots de 100 m sur 10 m

IRI  $>$  1,7 pour aucun sous-lots.

Il est clair que la mise en application de tels critères, représentatifs de la qualité de l'uni, doit être fondée sur des mesures réalisées sans ambiguïté. En 1994, le ministère des Transports du Québec (MTQ) se dote alors d'un profilomètre inertiel haut de gamme et à grand rendement, le Road Surveyor T-6500 (Ministère des Transports du Québec 1997). Avec cet appareil, on peut établir une image du profil longitudinal d'une chaussée, le pseudo-profil, selon un intervalle d'échantillonnage fixé à 50 mm. Cet appareil permet également le calcul de l'IRI pour chaque 100 m selon la méthode décrite dans le *World Bank Technical Paper n° 46*.

Pour les entrepreneurs routiers québécois, cette nouvelle approche de gestion basée sur l'IRI donne une appréciation globale de la qualité du profil de la route sans fournir les détails nécessaires pour palier à une anomalie. Les besoins de détailler la notion de l'IRI et de développer un outil d'analyse à partir du pseudo-profil permettant de cibler les actions à prendre pour corriger les non-conformités s'avèrent actuellement indispensables.

### La qualité de l'uni décrite par les ondes

La qualité de l'uni d'une chaussée est altérée par des défauts de plusieurs natures qui vont se refléter dans le relevé des élévations, le pseudo-profil. Plusieurs publications présentent une description des défauts observés à la surface des chaussées (Organisation de coopération et de développement économiques 1984; Tessier 1990; Durand et Doré 1993; Huang 1993; Haas 1999). Dans l'ensemble, les détériorations de surface de grande longueur d'onde sont associées aux couches d'infrastructure et de sous-fondation (tassement; soulèvement différentiel; certains types de fissure; ondulation; bombement; gonflement; etc.) alors que les défauts liés aux couches supérieures de la chaussée se traduisent par des variations de l'uni sur de courte longueur d'onde (certains types de fissures transversales, longitudinales et polygonales; carrelage; lézardes; ondulation à ondes courtes; désenrobage et arrachement de granulats; pelade; etc).

Plusieurs de ces études ont porté sur la caractérisation des amplitudes et des longueurs d'onde associées aux défauts de surface et à leurs effets sur la perception de l'utilisateur. Notamment, Delanne (1999) a mis en relief que l'inconfort ressenti par les usagers varie avec la vitesse du véhicule dans une gamme de longueurs d'ondes comprises entre 0,7 et 45,2 m. L'inconfort maximum étant ressenti lorsque la roue ou le châssis du véhicule atteint sa fréquence de résonance, se situant entre 10 et 12 Hz pour la roue et entre 1 et 1,5 Hz pour le châssis (Delanne 1999). Globalement, il a été constaté que les longueurs d'ondes critiques, tant du point de vue de la sécurité que du confort de l'utilisateur, augmentent avec la vitesse du véhicule (tableaux 1 et 2). Cet état de fait a donné lieu à la description de limites spécifiées en regard aux longueurs d'onde acceptables pour assurer le confort des usagers (tableau 3).

En définitive, à partir du pseudo-profil on peut départager les différents défauts à l'origine des fluctuations de l'uni,

**Tableau 1.** Gamme de longueur d'onde liée au confort et à la sécurité (Organisation de coopération et de développement économiques 1984).

Vitesse (km/h)	Longueurs d'onde liées à la sécurité (m)	Longueurs d'onde liées au confort (m)
40-60	0,6-1,6	3,7-16,6
90	1,25-2,5	8,3-25,0
130	1,8-3,5	12,0-25,0

puisque le pseudo-profil traduit les variations d'élévations du profil longitudinal de la chaussée. D'un point de vue analytique, ces variations peuvent être avantageusement associées à une fonction périodique des variables de temps et d'espace : les ondes. Dans le domaine routier, le pseudo-profil (fig. 1) d'une chaussée représente donc un signal discontinu aléatoire décrit dans le domaine amplitude/distance.

On peut utiliser les concepts liés à l'analyse des ondes pour traiter les données d'un pseudo-profil de manière à mettre en relief la relation entre les défauts observables et les différentes caractéristiques du pseudo-profil dont notamment les différentes longueurs d'onde caractéristiques qui le composent. En fait, le pseudo-profil peut être considéré comme la somme de plusieurs fonctions sinusoïdales de diverses longueurs d'ondes et d'amplitudes. Une analyse approfondie du pseudo-profil par décomposition du signal en plusieurs signaux élémentaires représente une approche d'analyse permettant de cerner les domaines problématiques du tracé et d'énoncer les causes potentielles à l'origine de ces problèmes de manière à proposer des mesures correctrices localisées.

Dans le domaine routier, il est conventionnel d'écrire la fréquence de l'onde d'une fonction sinusoïdale en terme de cycles par mètre, associée au « wave number » plutôt que de l'exprimer en cycles/seconde. Évidemment, la relation entre la fréquence exprimée en cycle/m et celle exprimée en cycle/s est tributaire de la vitesse du véhicule de telle sorte que, connaissant la vitesse du véhicule, il est possible de transposer les cycles/m en cycles/s ( $f = V/\lambda$ ) ou vice-versa.

### Indice de rugosité international (IRI)

À la fin des années 1970, des recherches menées sous l'égide du « National Cooperative Highway Research Program » (NCHRP) ont donné naissance à un nouvel indicateur de la qualité de l'uni d'une chaussée : l'IRI. L'objectif principal de ce programme de recherche était de développer un outil d'étalonnage des systèmes de mesures de type réponse (« response type road roughness measured system » (RTRRMS)) de manière à obtenir un indicateur caractéristique de l'uni de la chaussée, indépendant de la technique utilisée pour les relevés d'élévation. Plus spécifiquement, les objectifs visaient :

- (1) de décrire la vibration du véhicule sans être lié à la performance du véhicule;
- (2) de transposer mathématiquement le profil de la route tout en restant stable dans le temps;
- (3) d'être mesurable par le plus grand nombre possible d'instruments (règle, niveau, profilomètre, RTRRMS);
- (4) d'être transposable à l'échelle internationale.

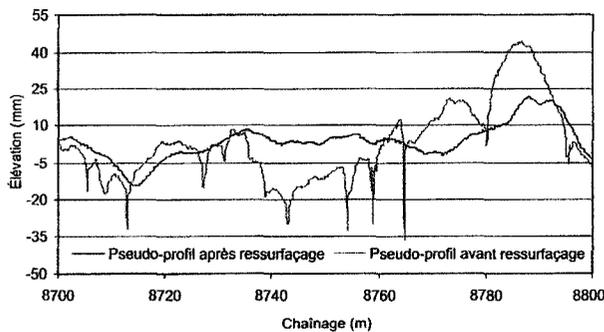
**Tableau 2.** Amplitudes maximales acceptables (Organisation de coopération et de développement économiques 1984).

	Ondes courtes (1,0–3,3 m)	Ondes moyennes (3,3–13,0 m)	Ondes longues (13–40 m)
Seuil d'acceptabilité (mm)	2,0	4,0	14,0
Seuil d'inacceptabilité (mm)	3,0	8,5	27,0

**Tableau 3.** Longueurs d'onde correspondant aux fréquences de résonance en fonction de la vitesse.

Vitesse	Longueur d'onde (m) en fonction de la fréquence 1–1,5 Hz	Longueur d'onde (m) en fonction de la fréquence 10–12 Hz
36 m/s (130 km/h)	24–36	3–3,6
25 m/s (90 km/h)	16,5–25	2–2,5
14 m/s (50 km/h)	9–14	1,2–1,4

**Fig. 1.** Signal discontinu aléatoire représentant un pseudo-profil avant et après une opération de ressurfaçage pour le chaînage 8+700 à 8+800 de la route 158 au Québec.

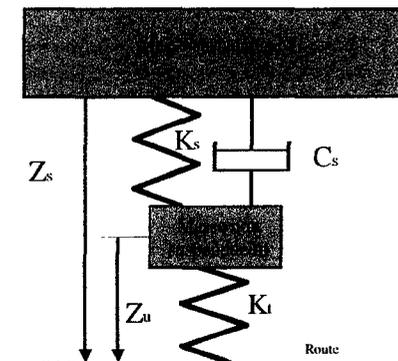


La méthode d'analyse fut développée, simplifiée et standardisée sous la supervision de la Banque Mondiale pour aboutir à la création d'un indicateur de la rugosité de surface, l'IRI (Sayers et Karamihas 1996).

L'IRI se calcule à partir d'un modèle mathématique représentatif de la réponse dynamique d'un véhicule au profil d'une chaussée. Le modèle simule le mouvement vertical du châssis d'un véhicule par l'entremise d'une masse suspendue (fig. 2), lequel est tributaire de l'action combinée du système couplé roue-essieu sujet aux variations du profil longitudinal de la chaussée. Dans ce modèle, de manière à prendre en compte le mécanisme de suspension du véhicule, l'essieu est associé à une masse non suspendue et liée à la masse suspendue par le jeu combiné d'un ressort et d'un amortisseur, alors que les composantes de la roue sont associées à un ressort, lequel assure dans le modèle le lien entre la chaussée et la masse non suspendue.

Le modèle du quart de véhicule permet donc de simuler les effets dynamiques permettant d'évaluer les vibrations subies par le châssis du véhicule en réponse aux variations d'élévation du profil de la chaussée. Le modèle du quart de véhicule agit comme un filtre à partir duquel on impose les variations d'élévation du profil de la chaussée, le pseudo-profil, pour calculer le déplacement vertical perceptible de l'intérieur du véhicule, lequel est décrit par le déplacement

**Fig. 2.** Schématisation du modèle du quart de véhicule possédant les paramètres du véhicule étalon normalisés par rapport à la masse suspendue  $M$ , où : la masse non suspendue  $m/M = 0,15$ ; la constante de ressort de la suspension  $K_s/M = 653,0$ ; la constante de l'amortisseur de la suspension  $C_s/M = 63,3$ ; la constante de ressort de la roue  $K_r/M = 6,0$ . (Source : Sayers et Karamihas 1998).



vertical relatif de la masse suspendue dans le modèle. La réponse dynamique est décrite par quatre variables mettant en relation le pseudo-profil aux mouvements relatifs des éléments du système :

où  $Z_s$  est la position de la masse suspendue;  $\dot{Z}_s$  est la vitesse de la masse suspendue;  $Z_u$  est la position de la masse non suspendue;  $\dot{Z}_u$  est la vitesse de la masse non suspendue.

L'IRI peut donc s'écrire comme :

$$[1] \quad IRI = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n |Z_s - Z_u|$$

où  $n$  = nombre de points dans le pseudo-profil et  $L$  = longueur du pseudo-profil.

Les calculs utilisés pour déterminer l'IRI sont décrits en détail dans le *World Bank Technical paper n° 46, Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurement* (Sayers et al. 1986).

Puisque le modèle du quart de véhicule agit comme un filtre sur le pseudo-profil pour produire l'IRI, le filtrage du pseudo-profil s'effectue avec une certaine altération du signal original. Bien que considéré comme étant linéaire, ce filtre amplifie certaines fréquences et en atténue d'autres. Cette modification du signal d'entrée (pseudo-profil) est exprimée en terme de gain par une fonction de transfert variant selon la fréquence du signal d'entrée. La figure 3 présente la relation entre le gain et la fréquence du signal d'entrée dans le cas du « golden car » suivant un intervalle d'échantillonnage de 150 mm. Le filtre agit sur une plage effective de fréquences comprises entre 0,5 et 100 cycles/m et se comporte différemment selon la fréquence du signal d'entrée. Notamment, pour les fréquences du signal inférieures à 0,033 cycle/m et supérieures à 0,8 cycle/m, correspondantes à des longueurs d'onde de 30 m et 1,25 m respectivement, le modèle du quart de véhicule atténue le signal d'entrée de plus de la moitié. Par ailleurs, dans la partie centrale, pour des fréquences comprises entre 0,045 et 0,6 cycle/m le modèle amplifie le signal avec des pointes aux fréquences de 0,065 et 0,42 cycle/m, lesquelles correspondent aux fréquences de résonance du modèle, soit les longueurs d'onde d'environ 15 m et 2,4 m respectivement.

Un des avantages du modèle du quart de véhicule est qu'il permet de traduire les effets de la chaussée ressentis par les passagers en tenant compte des caractéristiques spécifiques au véhicule : le pneumatique ( $K_t$ ) et le système de suspension ( $K_s$  et  $C_v$ ), (fig. 2). Le modèle permet également de tenir compte du phénomène de résonance subi par le véhicule et transmis au passager. Par conséquent, l'analyse du confort du passager à l'aide du modèle du quart de véhicule est tout à fait pertinente. Par contre, le modèle ne permet pas une corrélation directe entre les défauts de la chaussée et leur localisation et la valeur d'IRI.

### Interprétation du pseudo-profil

L'IRI étant un indicateur global de l'état de la chaussée, pour en savoir plus sur les séries de défauts qui sont à son origine, son étude doit être approfondie par une analyse détaillée du pseudo-profil. L'objectif visé de cette analyse est de mettre en relief les anomalies de la chaussée, les défauts récurrents, leur localisation et leur importance. Jusqu'à maintenant, certaines méthodes ont été proposées pour l'exploitation et l'analyse d'un pseudo-profil. Néanmoins, de la plus simple, qui se limite à l'analyse visuelle par représentation graphique du pseudo-profil, à d'autres plus complexes, telle que l'analyse par densité spectrale de puissance, l'ensemble de ces méthodes demeure plus ou moins conviviale.

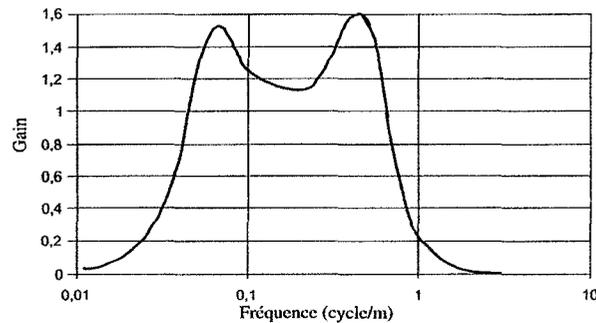
### Méthodes d'analyse d'un pseudo-profil

Les paragraphes suivants présentent quelques méthodes d'analyse et d'interprétation du pseudo-profil dont l'efficacité varie selon l'expérience et les connaissances de l'analyste.

#### Analyse visuelle

L'observation graphique des données du pseudo-profil est importante pour avoir, dans un premier temps une vue d'ensemble du tronçon à l'étude. Elle permet, pour un œil exercé, de localiser une zone plus critique du tronçon. Cette

Fig. 3. Fonction de transfert du modèle du quart de véhicule.



analyse demeure toutefois sommaire et ne permet pas un diagnostic élaboré.

#### Filtrage du pseudo-profil : Aspects généraux

Comme nous l'avons souligné, un profil de chaussée est considéré comme un signal aléatoire continu. En physique des ondes, la principale caractéristique de ce type de signal réside dans la variation aléatoire de son amplitude avec le temps. Dans le cas du pseudo-profil, le signal est discontinu et varie avec la distance, de sorte que l'amplitude ne peut s'exprimer de façon déterministe comme une fonction mathématique. Les connaissances et l'expérience permettent de prédire l'évolution d'un tel signal avec une certaine probabilité mais pas de façon exacte pour un moment précis.

On peut simplifier l'analyse en exploitant les concepts élaborés par les mathématiciens. Un signal aléatoire complexe est composé d'une multitude de signaux élémentaires et d'un spectre continu de fréquences. On peut comparer un signal aléatoire à la lumière blanche traversant un prisme qui dévoile ainsi un spectre continu de couleurs.

Pour la décomposition d'un signal, la fonction sinus est très importante en analyse spectrale, car plusieurs signaux aléatoires complexes peuvent être représentés par une somme de fonctions sinusoïdales : un signal sinusoïdal pur est composé d'une seule fréquence. Mathématiquement, un signal aléatoire continu peut être construit à partir de l'addition de plusieurs fonctions sinusoïdales élémentaires de longueur d'onde, d'amplitude et de phase différentes. Un nombre croissant de fonctions sinusoïdales élémentaires permet d'augmenter la résolution du signal décomposé. Pour ce faire, plusieurs filtres utilisent les transformés de Fourier qui permettent de décrire dans le domaine fréquentiel un signal provenant du domaine temporel.

#### Filtrage par moyenne mobile

La moyenne mobile appliquée sur les données du pseudo-profil permet différentes visualisations graphiques des caractéristiques du profil de la chaussée. Le lissage consiste à retrancher de la base de données du pseudo-profil celles qui sont liées aux petites longueurs d'onde, en remplaçant chaque donnée par une valeur moyenne des points adjacents. Selon le nombre de données utilisées dans le calcul de la moyenne, le lissage retranchera du profil les longueurs d'onde correspondantes. Par exemple, pour un pseudo-profil dont la base de données est constituée d'un échantillonnage au 15 cm, une moyenne calculée sur 21 données (10 données de part et d'autre du point considéré) permet de retrancher

du profil toutes les longueurs d'onde plus petites que 3 m. Cette technique a été utilisée par Flamand (2000) pour la décomposition des pseudo-profil.

Par ailleurs, un filtre anti-lissage permettra d'éliminer les grandes longueurs d'onde du signal de manière à mettre alors en évidence les petites longueurs d'onde. Pour produire ce type de filtrage on soustrait du profil initial le profil filtré par lissage.

#### **Filtrage par bandes passantes**

Le filtre Butterworth est un filtre très utilisé en analyse spectrale dans l'étude des signaux aléatoires. Il est basé sur l'approche des transformés de Fourier et est du type à réponse à impulsion infinie aussi appelé récursif. Ce filtre est caractérisé par sa fréquence de coupure. Il est utilisé en passe-bas, passe-haut et passe-bande. Un filtre passe-bas permet aux basses fréquences de passer en éliminant les plus hautes. À l'inverse un filtre passe-haut permet aux hautes fréquences de passer en éliminant les plus basses. Le filtre passe-bande utilise ces deux approches pour permettre le passage d'une bande de fréquence.

Le filtre Butterworth permet d'atténuer rapidement un signal. Il a comme constance, cependant, qu'à la fréquence de coupure choisie, le signal d'entrée est atténué d'une valeur de -3 dB ou à 0,707 fois son amplitude. Par exemple, pour un filtre passe-bas, un signal d'entrée d'amplitude 1 et dont la fréquence de coupure choisie est de 100 Hz verra son amplitude atténuée à 0,707 à la fréquence de coupure choisie, les fréquences supérieures à 100 Hz seront atténuées plus ou moins rapidement en fonction de la courbe de gain (fonction de transfert) déterminé par l'ordre du filtre. L'utilisation d'un ordre 6 permet une atténuation très rapide du signal à partir de la fréquence de coupure.

La figure 4 présente le pseudo-profil de la figure 1 décomposé à partir du filtre Butterworth pour diverses bandes passantes. Cette approche d'analyse par décomposition par bandes d'onde du pseudo-profil permet de faire une analyse pour des groupes d'onde que l'on considère plus critiques.

#### **Densité spectrale de puissance**

Lorsqu'on représente la variance (moyenne arithmétique des carrés des écarts à la moyenne) de chaque sinuséide obtenue des transformés de Fourier en relation avec sa fréquence d'analyse, on obtient la densité spectrale de puissance (DSP) (Sayers et al. 1998). La variance s'exprime par :

$$[2] \quad \text{Variance} = \frac{n \sum x^2 - (\sum x)^2}{n^2}$$

Cette notion est issue d'application en électronique où la variance du voltage est proportionnelle à la puissance dans la résistance et dont la densité spectrale de puissance représente la distribution de la puissance électrique selon la fréquence. La même approche est utilisée pour l'analyse des profils de chaussée. Le voltage au carré est remplacé par l'élévation au carré ( $\text{mm}^2$ ) et la fréquence en cycles/seconde est remplacée par la fréquence en cycles/m.

Cette approche permet une visualisation pour un profil donné des longueurs d'onde dominantes. Les unités sont exprimées en  $\text{mm}^2/\text{m}/\text{cycle}$  soit la variance ( $\text{mm}^2$ ) sur la fré-

quence (cycles/m). La variance peut être prise sur l'élévation ou sur la pente du profil. Les courtes fréquences, c'est-à-dire les grandes longueurs d'onde sont représentées par de fortes amplitudes du DSP. Inversement, les grandes fréquences sont représentées par de petites amplitudes. De manière générale, pour une chaussée de qualité, l'amplitude de la fonction DSP devrait être proportionnelle à l'inverse du carré de la fréquence. Lorsqu'on observe des fluctuations dans cette relation pour un profil donné, on peut évaluer l'importance de certaines fréquences par rapport à d'autres.

#### **Approche d'analyse proposée**

Dans la perspective de cibler les longueurs d'onde critiques à partir des données d'un pseudo-profil et d'en évaluer leurs effets sur la valeur de l'IRI, une approche d'analyse basée sur la décomposition du signal en bande passante est proposée. Le pseudo-profil est décomposé selon des bandes passantes spécifiques de manière à mettre en relief l'importance relative de chacune d'elles sur l'indice de la qualité globale du profil de la route fourni par la valeur de l'IRI.

L'hypothèse générale sur laquelle repose cette approche fut proposée par Flamand (2000) et suppose que l'IRI calculé sur un pseudo-profil élémentaire est proportionnel à l'impact qu'ont sur l'uni les défauts associés à ce pseudo-profil élémentaire. En d'autres termes, les défauts de diverses longueurs d'onde qui contribuent à la détérioration de l'uni doivent ressortir dans les mêmes proportions dans des IRI calculés pour ces mêmes longueurs d'onde.

Globalement, la démarche proposée consiste dans un premier temps au calcul de l'IRI brut à partir du pseudo-profil initial. Dans un deuxième temps, les pseudo-profil élémentaires sont obtenus par filtrage du pseudo-profil initial. L'IRI est ensuite calculé pour chacun des pseudo-profil élémentaires et distribué selon les bandes passantes utilisées pour le filtrage. Finalement une analyse détaillée est réalisée à l'aide d'outils plus spécifiques. L'approche proposée met à profit les outils d'exploitation d'un tableur de calcul pour les opérations séquentielles répétitives dans le traitement des données d'un pseudo-profil.

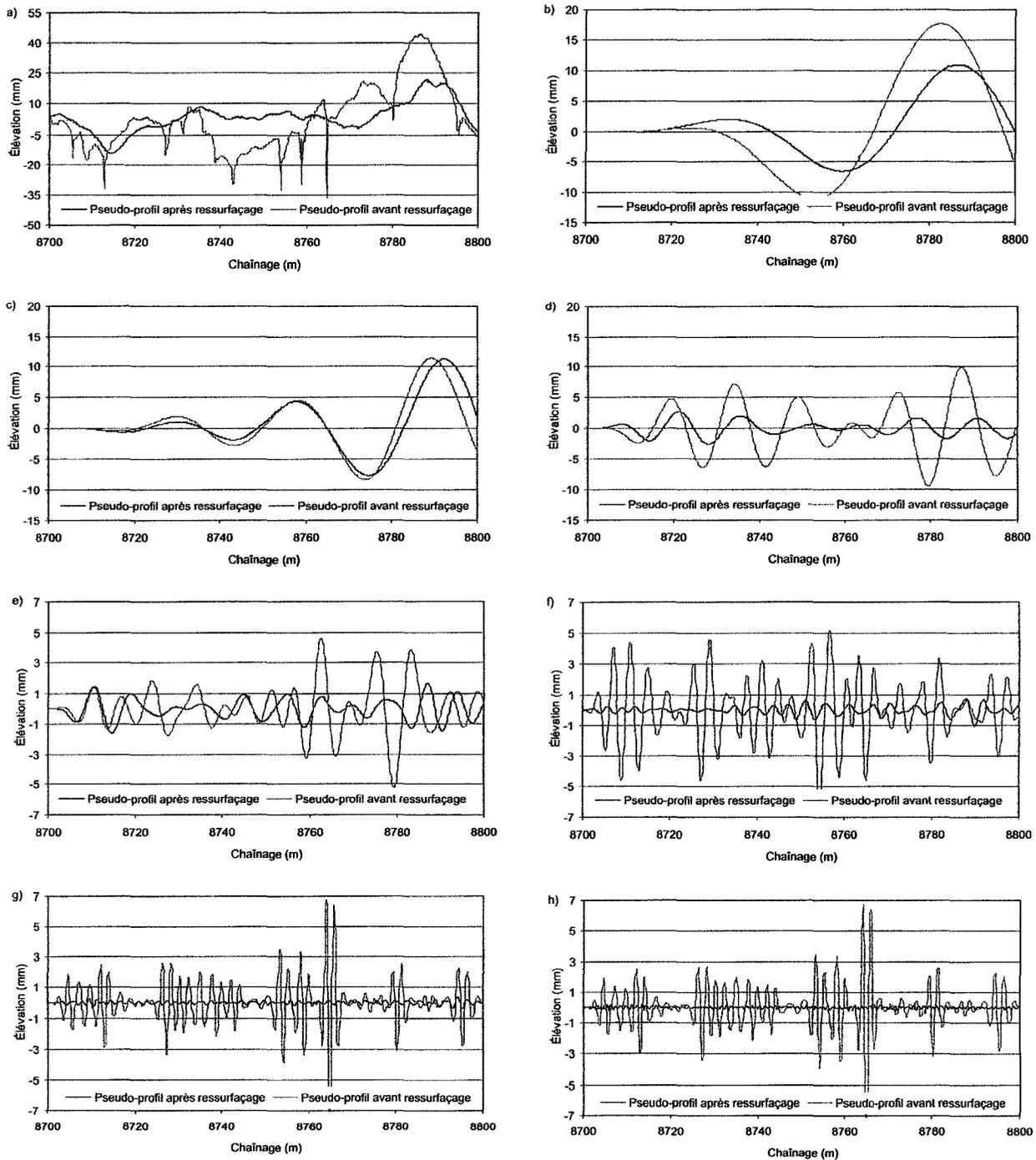
#### **Méthodologie**

L'analyse d'un pseudo-profil par décomposition en bandes passantes élémentaires nécessite le traitement de bases de données. L'approche proposée a été élaborée à partir d'une application Excel pour permettre des ajustements faciles et de bénéficier d'un support graphique adéquat. La méthodologie de traitement se dessine autour de quatre étapes principales :

- (1) La collecte et la distribution des données : Tableau des données;
- (2) Le filtrage du pseudo-profil et les bandes d'ondes associées : Filtrage du pseudo-profil;
- (3) Le calcul de l'IRI brut ( $\text{IRI}_B$ ) et de l'IRI par bande passante ( $\text{IRI}_{BP}$ ) : Calcul et décomposition de l'IRI;
- (4) Le développement de divers outils d'analyse : Outils d'analyses.

Dans les sections suivantes, nous exposerons les différentes hypothèses sous-jacentes à chacune de ces étapes ainsi que les particularités principales.

**Fig. 4.** Pseudo-profil brut, avant et après ressuffaage, décomposé à l'aide du filtre Butterworth selon les bandes passantes suivantes : (a) pseudo-profil brut; (b) 90,5–45,2; (c) 45,2–22,6; (d) 22,6–11,3; (e) 11,3–5,6; (f) 5,6–2,8; (g) 2,8–1,4; (h) 1,4–0,7.



**Tableau des données**

Les données obtenues directement du profilomètre sont converties et insérées dans un tableau permettant une distribution préliminaire de l'information. Le pseudo-profil initial est reproduit sous forme graphique pour une première ana-

lyse visuelle. Ce tableau sert de base aux calculs subséquents.

**Filtrage du pseudo-profil**

Le filtrage du pseudo-profil se fait selon l'hypothèse qu'il

est possible de décomposer un signal aléatoire en plusieurs signaux sinusoïdaux élémentaires d'amplitudes et de longueurs d'onde variables et dont la somme permet de reconstituer le signal d'origine.

Pour le filtrage du pseudo-profil, le filtre Butterworth, d'ordre 6, est utilisé pour décomposer le pseudo-profil en plusieurs bandes passantes.

Le filtrage s'effectue par sections de 100 m. Afin d'améliorer la qualité du filtrage et éviter les coupures brusques en bout de section, 10 m de données supplémentaires sont insérés en début et en fin de section. De cette manière, l'IRI sera évalué sans ambiguïté sur la portion centrale du tronçon de 100 m à l'étude. Pour effectuer un filtrage efficace, sans perdre d'information, on se doit de couvrir la plus grande gamme possible de longueurs d'onde dans une limite définie par la longueur du tronçon étudié, en l'occurrence fixée à 100 m. Or, bien que le domaine des longueurs d'onde ayant une incidence sur l'IRI se situe entre 0,7 et 45 m (Organisation de coopération et de développement économiques 1984), nous avons convenu de balayer le domaine des longueurs d'onde comprises entre 0,35 et 90,5 m, (entre 2,8 et 0,011 cycle/m) divisé en huit bandes passantes couvrant chacune un octave et dont la fréquence centrale est le double de la précédente. Cette approche s'explique par deux raisons : (i) Pour que le filtrage soit le plus exact possible, il faut couvrir l'ensemble des fréquences comprises dans la section à l'étude; (ii) Selon Delanne (1999) faisant référence à une importante étude (Parsons et Griffin 1983), « les énergies d'uni par bandes d'octave sont les indices qui permettent d'établir un modèle précis ( $r^2 > 0,80$ ) pour la prévision de la sollicitation vibratoire moyenne des occupants d'un véhicule routier ». Le tableau 4 présente les fréquences centrales ainsi que les limites supérieures et inférieures de chaque bande d'octave choisie.

Dans la feuille de calcul Excel que nous avons développé pour la décomposition du pseudo-profil à partir du filtre Butterworth, il est possible de modifier au besoin les bandes passantes pour répondre à une analyse spécifique. Suite à la décomposition du pseudo-profil initial, la feuille de calcul développée permet la représentation graphique du pseudo-profil initial jumelé à celle du pseudo-profil reconstitué, lequel représente la somme des élévations de chacun des pseudo-profils élémentaires obtenus après filtrage (fig. 5). Également, la représentation graphique de chacun des pseudo-profils élémentaires permet de réaliser une première analyse du tronçon étudié.

### Calcul et décomposition de l'IRI

Dans l'approche d'analyse proposée et mise en forme suivant l'application Excel, le calcul de l'IRI s'effectue de deux manières distinctes :

- (1) Calcul de l'IRI brut ( $IRI_B$ )
- (2) Calcul de l'IRI par bande passante ( $IRI_{BP}$ )

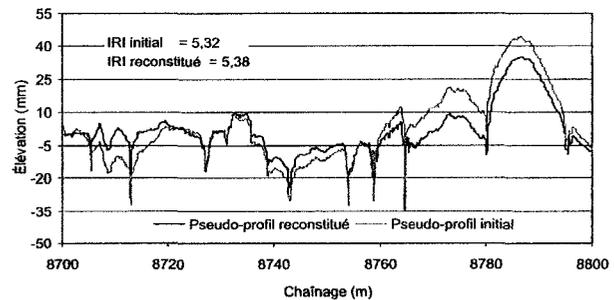
#### Calcul de l'IRI brut

L'IRI brut est calculé à partir des données de pseudo-profils introduites dans le tableau des données. Le calcul de l'IRI brut s'effectue selon les hypothèses mentionnées précédemment, et les paramètres de calculs sont les mêmes que ceux utilisés par le MTQ : un intervalle de 150 mm entre les mesures de pseudo-profil, une vitesse de 80 km/h ou

**Tableau 4.** Fréquences limites utilisées (cycles/m) pour le filtre Butterworth.

Fréquence centrale visée	Fréquence de coupure inférieure (passe-haut)	Fréquence de coupure supérieure (passe-bas)
2,0	1,4144	2,828
1,0	0,707	1,4144
0,5	0,3536	0,707
0,25	0,1768	0,3536
0,125	0,0884	0,1768
0,0625	0,0442	0,0884
0,03125	0,0221	0,0442
0,015625	0,01105	0,0221

**Fig. 5.** Graphique avant resurfacement présentant le pseudo-profil initial et le pseudo-profil reconstitué.



22,2 m/s et les paramètres du système de suspension du véhicule standardisé « golden car ». L'intervalle de mesure, la vitesse du véhicule, les coefficients du système de suspension sont autant de paramètres qui peuvent être ajustés à partir de la feuille de calcul développée.

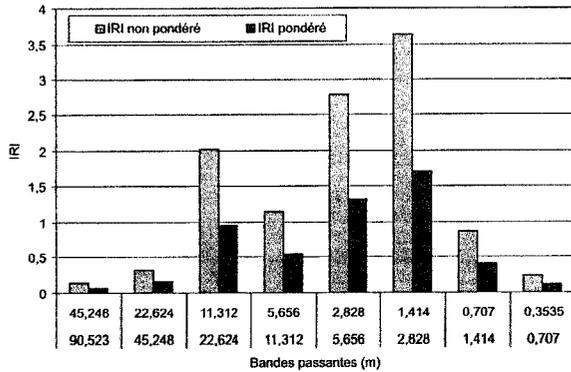
#### Calcul de l'IRI par bande passante

Comme nous l'avons évoqué à la section précédente, le pseudo-profil est décomposable, et chacun des pseudo-profils élémentaires est représentatif d'une portion réelle du pseudo-profil initial. De ce fait, il est proposé d'exploiter le modèle du quart de véhicule pour calculer l'IRI correspondant à chacun des pseudo-profils élémentaires,  $IRI_{BP}$ , dans le but d'évaluer leur performance relative à l'IRI<sub>B</sub>, représentatif de l'uni du tronçon étudié.

En prenant pour hypothèse que l'IRI calculé sur un pseudo-profil décomposé suivant une bande passante spécifique est proportionnel à la détérioration de l'uni correspondant à cette bande passante, l'approche proposée va permettre d'associer directement les défauts d'uni à des longueurs d'ondes spécifiques, propres à chacun des pseudo-profils élémentaires. Dans cette optique, la somme des IRI calculés pour chaque pseudo-profil élémentaire devrait être égale à l'IRI<sub>B</sub>. De plus, l'IRI calculé sur la somme des pseudo-profils élémentaires ( $IRI_{reconstitué}$ ) devrait aussi être égal à l'IRI<sub>B</sub>.

Sur la base de l'ensemble des analyses effectuées selon l'approche proposée, quelques observations d'ordre général sont ici présentées et expliquées. La figure 5 présente un pseudo-profil initial, et le pseudo-profil reconstitué qui y est associé. Non seulement les deux pseudo-profils sont semblables, mais les IRI correspondants sont très voisins. En fait,

Fig. 6. Distribution d'IRI par bande passante pour le chaînage 8+700 à 8+800 avant resurfacement. Comparaison entre l'IRI brut et l'IRI pondéré.



l'écart relatif entre l' $IRI_{reconstitué}$  et l' $IRI_B$  est rarement plus grand que 5 %.

La figure 6 présente un graphique de la distribution de l'IRI par bande passante. Une première remarque porte sur les valeurs limites de la distribution qui, bien que possédant un certain pourcentage de l'IRI brut, ne sont pas significatives comme valeurs, puisque le filtre du quart de véhicule atténue presque complètement le signal pour ces longueurs d'onde.

Toujours selon la figure 6, en effectuant la somme des IRI par bande passante (IRI non pondéré) on trouve une valeur de 10,54 qui correspond approximativement au double de la valeur d' $IRI_B$ . Ce phénomène s'explique par l'effet du filtre du quart de véhicule sur un signal sinusoïdal. En effet, lorsque le pseudo-profil initial est filtré par le filtre Butterworth, il en résulte plusieurs signaux de type sinusoïdal avec comme longueur d'onde moyenne la valeur centrale de la bande passante. Par la suite, ces signaux sinusoïdaux sont filtrés par le filtre du quart de véhicule qui a pour effet d'amplifier ou d'atténuer l'amplitude de leur pente moyenne selon leur longueur d'onde (Sayers et Karamihas 1998). Le rapport entre l'amplitude de la pente moyenne du signal sinusoïdal d'entrée et l'amplitude de la pente moyenne du signal sinusoïdal de sortie permet de construire la fonction de transfert du filtre du quart de véhicule (fig. 3). Cette amplitude de la pente moyenne du signal de sortie correspond à la valeur d'IRI de chaque pseudo-profil élémentaire. Ceci nous permet d'affirmer que si après filtrage il est possible de retracer la fonction de transfert du filtre d'IRI, fréquence par fréquence, l'IRI associé à chaque fréquence constitue réellement une partie de l' $IRI_B$ . La somme des IRI par bande passante ainsi obtenus correspond environ au double de l' $IRI_B$ , ce qui est conforme à ce que l'on retrouve dans la littérature (Sayers et Karamihas 1998). Les IRI calculés sur chaque pseudo-profil élémentaire sont donc proportionnels à leurs effets sur l'uni, et on peut estimer leurs valeurs en pourcentage de l' $IRI_B$ .

La figure 6 montre la distribution des IRI par bande passante avant (IRI non pondéré) et après (IRI pondéré) pondération.

#### Outils d'analyse

Quelques outils d'analyse ont été développés pour per-

mettre une analyse plus détaillée des pseudo-profil élémentaires, soit :

- (1) Analyse de sensibilité;
- (2) Calcul d'énergie (approche française);
- (3) Calcul de l'IRI par sous-section de 10 m.

#### Analyse de sensibilité

L'analyse de sensibilité vise à détecter pour une section de 100 m de chaussée, les zones les plus sensibles à une modification du pseudo-profil permettant ainsi de cibler les zones à problèmes et d'élaborer des actions correctives. L'approche proposée se fonde sur le principe que la valeur d'IRI est proportionnelle à l'état de la chaussée (Sayers et Karamihas 1998) : l'IRI est nul pour une chaussée parfaitement lisse et augmente linéairement avec les valeurs d'élévation du pseudo-profil.

L'analyse de sensibilité consiste à subdiviser en 10 sous-sections de 10 m le tronçon à l'étude et de corriger virtuellement chaque sous-section de façon alternée et d'en quantifier les effets. Les effets de chaque action corrective sur l' $IRI_B$  et sur l' $IRI_{BP}$  sont alors calculés et insérés dans un tableau de compilation (tableau 5). En colonne, les résultats du tableau 5 présentent l'effet de la correction sur l' $IRI_{BP}$  et permettent d'évaluer les bandes passantes dont l'IRI est le plus atténué par rapport à l' $IRI_{BP}$  initial (deuxième colonne) pour ainsi situer approximativement la profondeur de la chaussée la plus sensible à une action corrective. En ligne, ce tableau permet de visualiser d'un coup d'œil les sous-sections de 10 m les plus sensibles à une réparation. L'analyse du tableau 5 permet de constater qu'une réparation de la chaussée (simulée ici par un lissage) aurait plus d'effet dans les faibles bandes passantes correspondant à des défauts de surface et dans la portion centrale du tronçon de 100 m.

#### Calcul d'énergie (approche française)

Dans le but de comparer la contribution des bandes passantes à la qualité de l'uni et valider ainsi nos résultats, la notion d'énergie propre aux bandes passantes est utilisée. Cette approche a été développée par les chercheurs français pour évaluer la qualité de l'uni de la chaussée (Corté 1999). Le calcul s'effectue à partir de trois pseudo-profil élémentaires obtenus par filtrage du pseudo-profil initial selon trois bandes passantes couvrant les longueurs d'onde entre 0,7 et 45,3 m : les « petites ondes » (PO, comprises entre 0,71 et 2,8), les « moyennes ondes » (MO, comprises entre 2,8 et 11,3) et les « grandes ondes » (GO, comprises entre 11,3 et 45,2). L'énergie pour chaque pseudo-profil élémentaire est évaluée par intégration discrète, c'est-à-dire que la somme des carrés des échantillons (données du pseudo-profil) est multipliée par la longueur du tronçon de calcul. Cette énergie par bande passante est transformée en note de bande d'onde couvrant une échelle de qualité progressive de 1 à 10. À partir de ces notes, il est possible d'évaluer la contribution de chaque bande passante à la qualité globale de la chaussée.

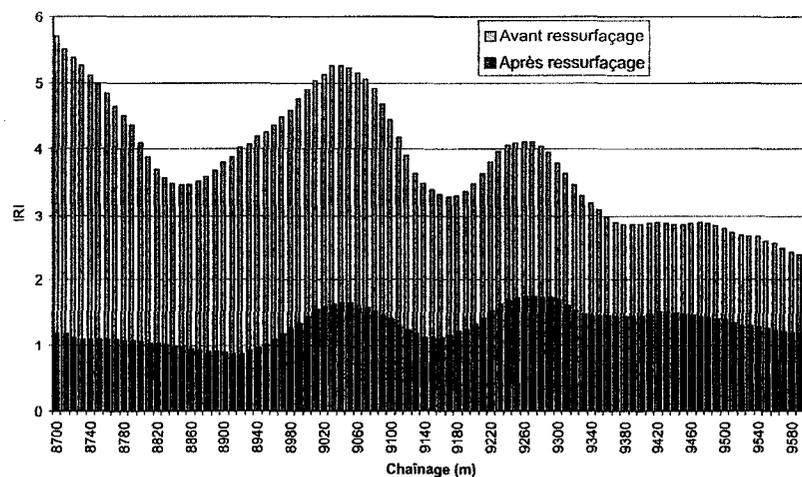
#### Calcul de l'IRI par sous-section

Une autre application permet d'estimer l'IRI par tranche de 10 m de chaque kilomètre de données. L'IRI obtenu consiste en une approximation de l'IRI réel mais fournit un ordre de grandeur permettant de cibler rapidement des ré-

**Tableau 5.** Analyse de sensibilité pour le chaînage 8+700 à 8+800 avant ressurlage.

Bande	IRI <sub>BP</sub>										
	initiale	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
90,52	0,15	0,16	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
45,25	0,37	0,4	0,37	0,38	0,38	0,37	0,37	0,38	0,38	0,38	0,37
22,62	1,12	1,12	<b>1,11</b>	1,12	<b>1,1</b>	<b>1,11</b>	<b>1,11</b>	<b>1,07</b>	1,18	<b>1,07</b>	1,12
11,31	1,17	1,17	1,22	1,17	1,18	<b>1,13</b>	1,18	1,18	<b>1,12</b>	1,23	1,17
5,66	2,90	<b>2,87</b>	<b>2,8</b>	<b>2,77</b>	<b>2,85</b>	<b>2,75</b>	<b>2,77</b>	<b>2,89</b>	2,92	2,9	2,9
2,83	3,68	<b>3,49</b>	<b>3,42</b>	<b>3,44</b>	<b>3,63</b>	<b>3,39</b>	<b>3,3</b>	<b>3,61</b>	<b>3,53</b>	<b>3,57</b>	<b>3,67</b>
1,41	0,82	0,82	0,82	<b>0,79</b>	0,83	<b>0,77</b>	<b>0,69</b>	0,82	0,85	0,85	0,84
0,71	0,24	0,25	0,24	<b>0,23</b>	0,23	<b>0,2</b>	<b>0,2</b>	0,24	0,24	0,24	0,24
Total	5,32	<b>5,17</b>	<b>5,14</b>	<b>5,06</b>	<b>5,26</b>	<b>5,12</b>	<b>4,91</b>	<b>5,19</b>	5,36	<b>5,22</b>	5,35

Nota : Valeurs soulignées = diminution d'IRI.

**Fig. 7.** Distribution de l'IRI aux 10 m avant et après ressurlage pour un tronçon de 1 km.

gions plus névralgiques. La technique consiste à construire une table à partir des valeurs d'IRI calculées sur des sections de 100 m et glissant de 10 m à la fois à chaque étape de calcul. Ceci fait en sorte qu'à chaque 10 m il y a une nouvelle valeur d'IRI. Les valeurs obtenues sont copiées dans 10 cases adjacentes représentant chacune 10 m d'une section. Pour un 100 m donné, il y aura 10 sous-sections avec dans chacune la même valeur d'IRI. Une moyenne est réalisée pour chaque sous-section, contenant chacune 10 valeurs d'IRI différentes, procurant ainsi une valeur approximative de l'IRI. La figure 7 présente pour un tronçon de 1 km, la distribution d'IRI.

#### Exemple d'analyse

Pour présenter les possibilités de l'application développée, une analyse est réalisée sur des données de pseudo-profil provenant de la route 158, dans la région de Joliette. Elles nous ont été gracieusement fournies par le ministère des Transports du Québec (1999). Ces données (dossier MTQ : 0158-02-202(31)99) représentent le pseudo-profil d'un tronçon de 8,864 km mesuré à l'aide du profilomètre inertiel « road surveyor T-6500 ». L'analyse porte plus spécifiquement sur une partie de ce tronçon, comprise entre les chaînages 8+700 et 9+700 dans la direction est et ouest, pour la trace de roue gauche, avant et après des opérations de ressurlage. La figure 1 présente le pseudo-profil obtenu pour les

premiers 100 m de ce chaînage avant et après la réparation. La figure 7 indique, pour ce chaînage, l'IRI obtenu, 10 m par 10 m, avant et après ressurlage.

Pour ce tronçon, deux sections de 100 m ont été retenues à cause de la différence des résultats obtenus. La première section va du chaînage 8+700 à 8+800. Le pseudo-profil est présenté à la figure 1 avant et après ressurlage. Une première inspection visuelle permet de constater des cycles de rebond de 2 à 5 m ainsi qu'une région centrale plutôt endommagée. À droite on remarque une bosse importante due à une route transversale. Une analyse du pseudo-profil décomposé par bande d'onde permettra de déterminer dans un premier temps la longueur d'onde des principaux défauts ainsi que leur localisation. L'amplitude de ces longueurs d'onde nous donne une idée de l'importance relative de ces défauts. La figure 4 montre le pseudo-profil décomposé en plusieurs longueurs d'onde avant et après ressurlage. Avant ressurlage, on remarque que les amplitudes des petites longueurs d'onde sont du même ordre de grandeur que l'amplitude des moyennes et des grandes, ce qui signifie une importance accrue des petites longueurs d'onde dans la valeur de l'IRI. De plus, la grande amplitude de ces ondes dans la zone centrale indique soit une surface très abîmée, soit une défaillance du profilomètre.

Une analyse de l'IRI par bande d'onde permettra de quantifier la contribution à l'IRI de chaque bande d'onde pour

**Tableau 6.** Décomposition de l'IRI selon les bandes d'onde pour le chaînage 8+700 à 8+800 avant ressurlaçaage.

Bandes passantes	(m)	IRI pondéré	IRI filtré	% IRI	
90,52	45,25	0,08	0,15	1,4	
45,25	22,62	0,19	0,38	3,6	GO
22,62	11,31	0,57	1,11	10,6	15,6
11,31	5,66	0,60	1,17	11,1	MO
5,66	2,83	1,49	2,93	27,8	38,9
2,83	1,41	1,88	3,69	35,0	PO
1,41	0,71	0,44	0,87	8,2	45,6
0,71	0,35	0,12	0,24	2,3	
Somme		5,32	10,54		

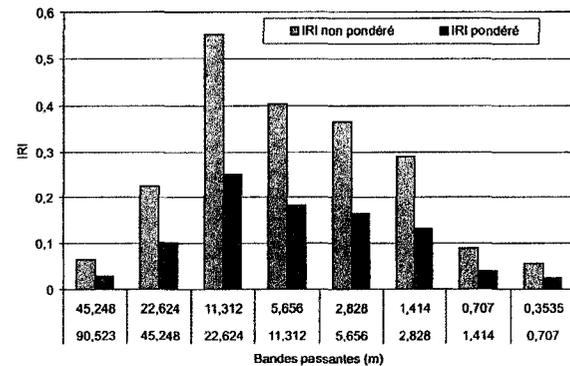
Nota : IRI pondéré, 5,32; IRI reconstitué, 5,38; IRI MTQ, 5,32.

une analyse plus approfondie. La figure 6 nous donne graphiquement cette distribution d'IRI. On voit nettement la contribution des petites longueurs d'onde à l'IRI. On conclut que les défauts de la chaussée pour cette section sont des défauts de surface et de couche de roulement. Le tableau 6 donne les valeurs détaillées ainsi que le pourcentage de contribution de chaque bande d'onde à l'IRI. La valeur d'IRI<sub>reconstitué</sub> est très voisine de la valeur initiale de 5,32. En pourcentage, les petites ondes contribuent pour 45 % de l'IRI, les moyennes ondes pour 39 % et les grandes pour 16 %. À la lumière de ces informations, et pour cette section on peut penser qu'un ressurlaçaage est suffisant pour améliorer considérablement la qualité d'uni.

Dans une analyse plus fine on pourrait continuer avec une analyse de sensibilité sur cette section de 100 m pour obtenir de façon plus précise quelle portion est la plus sensible à une réparation. Le tableau 5 présente les résultats de cette analyse de sensibilité. Dans ce tableau les valeurs soulignées correspondent pour chaque bande d'onde et chaque portion de 10 m à une valeur plus faible de l'IRI que la valeur initiale. On y remarque que la grande majorité des zones en surface sont sensibles à une atténuation du profil.

Une analyse des résultats après ressurlaçaage pour la même section confirme les observations précédentes. Observons d'abord le pseudo-profil après ressurlaçaage à la figure 1. On remarque d'emblée une diminution des élévations. À la figure 4, on se rend compte que c'est à partir des longueurs d'onde moyennes que l'amplitude du signal diminue significativement, confirmant l'effet du ressurlaçaage sur ce type d'onde. Les défauts de fissuration de tous types sont réparés, par contre les défauts issus des couches plus profondes de la chaussée ne sont pas modifiés et apparaissent dans les grandes longueurs d'onde. Ceci se confirme quantitativement dans le graphique de la figure 8 où l'IRI pour chaque bande d'onde a diminué, ce qui met en évidence les grandes longueurs d'onde. Enfin, le tableau 7 nous indique que les pourcentages de distribution d'IRI se sont inversés pour devenir 23 % pour les petites ondes, 44 % pour les moyennes et 34 % pour les grandes ondes.

La seconde section étudiée est en direction ouest entre les chaînages 10+300 et 10+200. Cette section a aussi été réparée par ressurlaçaage, mais dans ce cas on constate que ce n'est pas suffisant. Une analyse au 10 m montre le faible gain d'uni obtenu par ressurlaçaage pour la section consi-

**Fig. 8.** Distribution d'IRI par bande passante pour le chaînage 8+700 à 8+800 après ressurlaçaage.**Tableau 7.** Décomposition de l'IRI selon les bandes d'onde pour le chaînage 8+700 à 8+800 après ressurlaçaage.

Bandes passantes	(m)	IRI pondéré	IRI filtré	% IRI	
90,52	45,25	0,04	0,06	43,3	
45,25	22,62	0,14	0,24	12,6	GO
22,62	11,31	0,19	0,34	17,4	33,4
11,31	5,66	0,27	0,48	25,0	MO
5,66	2,83	0,21	0,37	19,8	44,0
2,83	1,41	0,17	0,30	15,3	PO
1,41	0,71	0,05	0,09	4,5	22,5
0,71	0,35	0,03	0,05	2,8	
Somme		1,10	1,93		

Nota : IRI pondéré, 1,10; IRI reconstitué, 1,10; IRI MTQ, 1,18.

**Tableau 8.** Décomposition de l'IRI selon les bandes d'onde pour le chaînage 10+300 à 10+200 avant ressurlaçaage.

Bandes passantes	(m)	IRI pondéré	IRI filtré	% IRI	
90,52	45,25	0,05	0,10	1,4	
45,25	22,62	0,35	0,62	9,1	GO
22,62	11,31	0,46	0,89	13,0	23,7
11,31	5,66	0,64	1,23	18,0	MO
5,66	2,83	1,00	1,91	28,0	46,05
2,83	1,41	0,81	1,56	22,8	PO
1,41	0,71	0,21	0,41	5,9	30,4
0,71	0,35	0,06	0,11	1,7	
Somme		3,56	6,83		

Nota : IRI pondéré, 3,56; IRI reconstitué, 3,56; IRI MTQ, 3,56.

dérée, ceci suppose que le problème d'uni n'est pas uniquement dû aux défauts de surface. L'analyse proposée aurait permis d'anticiper ce résultat, puisque le tableau 8 confirme que se sont surtout les moyennes et grandes ondes qui contribuent à l'IRI avec 69 % pour celles-ci contre 31 % pour les petites ondes. Après ressurlaçaage, comme les petites ondes ont été atténuées, les proportions passent à 77 % pour les grandes et moyennes ondes et 23 % pour les petites, et l'IRI total sur la section passe de 3,57 à 2,77.

## Conclusion et perspectives de recherche

L'approche développée permet d'établir des liens clairs entre l'IRI brut d'une chaussée et les défauts de surface qu'on y retrouve. En décomposant l'IRI pour différentes bandes passantes, on peut établir pour chacune leur contribution à l'IRI brut de manière simple et sans équivoque. Par cette analyse, il est donc possible de détecter dans le cas des chaussées neuves des défauts de construction (mise en œuvre des différentes couches de la structure, compaction, épandage), de cibler de façon précise les zones à réparer ayant le plus d'incidence sur l'IRI, mais aussi, pour les chaussées existantes, d'analyser les causes d'un IRI de mauvaise qualité et de déterminer des stratégies d'intervention optimum, et le tout par l'analyse de simples données de profilomètre.

Dans cet ordre d'idée, l'approche proposée permettrait une étude détaillée des défauts de surface rencontrés sur la chaussée en relation avec les bandes passantes qu'ils affectent. Selon leur fréquence et leur amplitude, ils seraient associés à des bandes passantes, et ainsi, à des profondeurs spécifiques. Cette étude déboucherait sur une meilleure compréhension de la détérioration globale d'une structure de chaussée et sur l'influence mutuelle des couches les unes par rapport aux autres.

## Bibliographie

- Corté, J.-F. 1999. Exigences d'uni pour les chaussées : Évolution et conséquences. Symposium international sur l'impact environnemental des défauts d'uni des routes, 22 au 23 mars 1999, Porto, Portugal. Sous la direction de P. Periera et V. Miranda. p. 61-76.
- Delanne, Y. 1999. Nouvelles spécifications d'uni en France. Symposium international sur l'impact environnemental des défauts d'uni des routes, 22 au 23 mars 1999, Porto, Portugal. Sous la direction de P. Periera et V. Miranda. p. 265-374.
- Durand, J.M., et Doré, G. 1993. Manuel d'identification des dégradations des chaussées flexibles. Direction des communications, ministère des Transports du Québec, Québec, Qué.
- Flamand, M. 2000. Prédiction de la détérioration hivernale de l'uni à partir de la variabilité du sol d'infrastructure. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, Québec, Qué.
- Groupe national "Caractéristiques de surfaces des chaussées". 1993. L'uni longitudinal des chaussées. S.E.T.R.A., note d'information, Bagneux, France. Chaussée-Dépendances n° 76.
- Haas, R. 1999. Roughness trends at C-SHRP LTPP sites. Final project report prepared for Transportation Association of Canada (TAC). Department of civil engineering of Waterloo, Waterloo, Ont.
- Huang, Y.H. 1993. Pavement analysis and design. Prentice-Hall, New York.
- Ministère des Transports du Québec. 1997. La mesure d'uni au moyen du profilomètre inertiel. Bulletin d'information technique, vol. 1, n° 2, février 1997, Québec, Qué.
- Ministère des Transports du Québec. 1999. Spécification d'uni et traitement des données d'IRI. Bulletin d'information technique, vol. 4, n° 4, avril 1999, Québec, Qué.
- Organisation de coopération et de développement économiques. 1984. Caractéristiques de surface des revêtements routiers : leur interaction et leur optimisation. Recherche en matière de route et de transport routiers. Organisation de coopération et de développement économiques, Paris.
- Parsons, K.C., et Griffin, M.J. 1983. Methods for predicting passenger vibration discomfort. Society of automotive engineers, Inc. Passenger car meeting, juin 1983, Society of automotive engineers, Mich. rapport 831029. 19p.
- Sayers, M.W., et Karamihas, S.M. 1996. Interpretation of road roughness profile data, Final report. Federal Highway Administration, Contract DTFH 61-92-C00143. 164p.
- Sayers, M.W., et Karamihas, S.M. 1998. The little book of profiling. The University of Michigan Transportation Research Institute (UMTRI). Disponible à <http://www.umtri.umich.edu/erd/roughness/litbook.html>.
- Sayers, M.W., Gillespie, T.D., et Paterson, W.D.O. 1986. Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurements. World Bank Technical Paper 46, The world Bank, Washington, D.C.
- Tessier, G.R. 1990. Guide de construction et d'entretien des chaussées. Association québécoise du transport et des routes, Québec, Qué.

## **ANNEXE 6**

### **MODÉLISATION DANS FLAC DU MODÈLE ÉLASTOPLASTIQUE DE ADAM**

Peu de textes font état de l'effet de la machinerie sur le sol d'infrastructure. Lambe et Whitman (1969) décrivent l'effet de la compaction par vibration d'un rouleau compacteur standard (force appliquée de 55,6 kN) sur l'augmentation de la densité d'un sol en fonction du nombre de passages du rouleau. Bien que cette approche puisse représenter un point de départ, elle devient difficile à appliquer dans un contexte de variabilité spatiale horizontale et en profondeur des propriétés du sol. Adam (1999) développe une approche très complète reliant le nombre de passages d'un rouleau vibrant aux déformations plastiques produites dans les sols granulaires et cohésifs. Une adaptation de cette approche va permettre d'associer la portion de déformation plastique au module élastique.

Comme on l'a mentionné, un sol granulaire est un matériau écrouissable dont la rigidité augmente avec la densité. Pour un sol lâche, l'augmentation de la densité est directement liée aux déformations permanentes cumulées. La figure 36 présentait les essais en compression confinée réalisés dans le cadre de la thèse. La relation y est décrite en termes de contrainte-indice des vides. Pour une contrainte donnée, le sol atteint une valeur d'indice des vides définie par la pente de la relation.

La figure A.6.1a montre la relation contrainte-indice des vides pour un matériau qui subit le compactage par vibration en supposant une contrainte verticale constante. Le trait bleu montre le comportement normal sous chargement statique, bien décrit à la section 3.4.3.1.3. Le trait pointillé montre le comportement "présumé" sous chargement dynamique. Le tassement initial en mode dynamique (A-A') est plus grand que celui en mode statique (A-B). Ensuite, le déchargement, en mode dynamique, entraîne un rebondissement (A'-B') moins grand que celui en mode statique (B-C). De plus, pour chaque passage supplémentaire du rouleau vibrant, il y a diminution de l'indice des vides liée à l'effet dynamique, bien que l'on demeure dans le domaine surconsolidé. La droite (B-D) représente le tassement en mode statique, lorsque la contrainte verticale est augmentée au-delà de la contrainte de pré-consolidation.

La figure A.6.1b montre une modélisation de la relation contrainte-déformation pour le cas du chargement dynamique. À chaque passage du rouleau, la déformation totale diminue et les proportions de déformation plastique et élastique qui y sont associées sont déduites de la relation de Adam (1999) décrivant le coefficient de plastification (section 3.4.4.1.2). On constate sur cette figure que la pente représente le module élastique et que ce dernier augmente à chaque passage du rouleau. C'est ainsi que sera modélisée numériquement la déformation plastique.

Chaque passage de rouleau est représenté par une étape de calcul. En ajustant l'incrément du module élastique à chaque étape de calcul, on peut reproduire la déformation plastique cumulée. Pour reproduire le tassement plastique proposé par l'approche de Adam, on utilise : le coefficient de plastification  $C^P$ ; la relation contrainte-déformation de la figure A.6.1b; l'hypothèse que  $\sigma_v = \text{constante}$ .

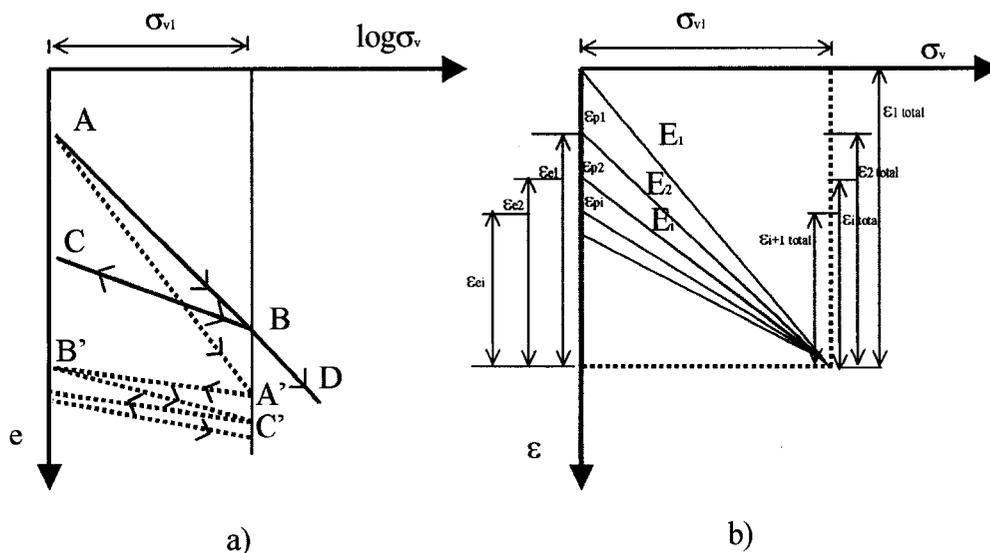


Figure A.6.1 Représentation du comportement modélisé d'un chargement dynamique à contrainte verticale constante.

$$C^P = \varepsilon_e / (\varepsilon_e + \varepsilon_p) \quad (2.23)$$

$$\sigma_v = \varepsilon_{1\text{total}} E_1 = \varepsilon_{2\text{total}} E_2 = \varepsilon_{i\text{total}} E_i = \varepsilon_{i+1\text{total}} E_{i+1} \quad (A.6.1)$$

$$E_i / E_{i+1} = \varepsilon_{i+1 \text{ total}} / \varepsilon_{i \text{ total}} \quad (\text{A.6.2})$$

Cependant, selon la figure A.6.1b

$$\varepsilon_{i+1 \text{ total}} = \varepsilon_{ei}$$

et  $\varepsilon_{i \text{ total}} = (\varepsilon_{ie} + \varepsilon_{ip})$

$$\text{Alors, } E_i / E_{i+1} = \varepsilon_{ei} / (\varepsilon_{ie} + \varepsilon_{ip}) = C^p \quad (\text{A.6.3})$$

L'incrément du module à chaque passage du rouleau est décrit par le coefficient de plastification. La figure A.6.2 montre l'accroissement du module à chaque passe du rouleau vibrant. Cette approche permet d'estimer les déformations permanentes ainsi que la déformation réversible en fonction du nombre de passages de rouleau compacteur et de la contrainte appliquée.

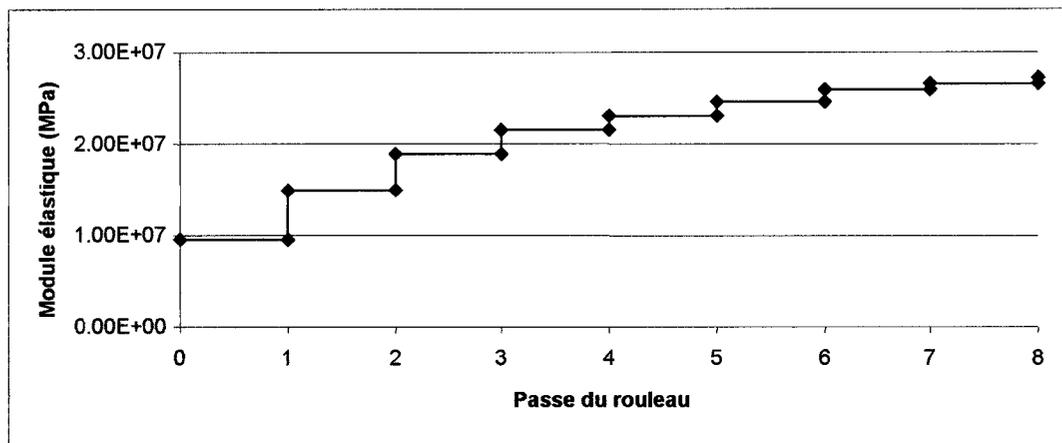


Figure A.6.2 Augmentation du module élastique par incrément pour chaque passage du rouleau compacteur

### Contrainte due à la machinerie

À cet égard, le domaine des contraintes verticales possibles appliquées sur chacune des couches en cours de construction peut être estimé en considérant l'effet produit par divers rouleaux compacteurs vibrants utilisés à cet fin. À chaque bout du spectre,

considérons un modèle : le Bomag (BW 177) et le Bomag (BW 225) dont les caractéristiques sont résumées au tableau A.4.1.

Les calculs servant à produire le tableau A.4.2 et ayant servi à établir le domaine de contraintes utilisé à la figure 36 sont les suivants:

Masse du rouleau : 7,0 tonnes

Largeur du rouleau : 1,69 m

Surface de contact : 1,69 m \* 0,3 m = 0,51 m<sup>2</sup>

Un passage d'un rouleau compacteur vibrant de 7000 kg correspond à une force de :  $F=ma$  où "a" égale 2 fois la force gravitationnelle "g", soit l'effet de la vibration (Lambe et coll., 1969).

$F=140,0$  kN.

Et à une contrainte de  $\sigma = F/A = 140 \text{ kN}/0,51 \text{ m}^2 = 275 \text{ kPa}$ .

Tableau A.4.1

Caractéristiques de deux rouleaux compacteurs (Bomag) servant à la compaction des sols d'infrastructure

	Bomag 177	Bomag 225
Masse (kg)	7000	25000
Largeur de tambour (m)	1,69	2,13
Surface de contact min (m <sup>2</sup> )	0,2535	0,3195
Surface de contact max (m <sup>2</sup> )	0,507	0,639
Contrainte min appliquée (kPa)	276	782
Contrainte max appliquée (kPa)	552	1565

## RÉFÉRENCES

AASHTO. (1986) *Proposed AASHTO Guide for Design of Pavement Structure*, NCHRP Report 20-7/24, American Association of State Highway and Transportation Officials.

Adam, D. (1999) *Elastic plastic modelling of homogeneous and layered soil under dynamic loading*, Summary of the Workshop on: "Modelling and Advanced Testing for UGM", IST, Lisbon, p. 169-176.

Affleck, R.T., Shoop, S.A. (2001) *Spatial analysis of thaw depth*, Technical Report, ERDC/CRREL TR-01-01, US Army Corps of Engineers, 18 p.

Akou, (1999) *Modelling of flexible pavements using the finite element method and a simplified approach* Summary of the Workshop on: "Modelling and Advanced Testing for UGM", IST, Lisbon, p. 207-220.

AMADEUS, Projet dirigé par "The European Commission Under the Transportation RTD Program of the 4<sup>th</sup> Framework Program (2000) *AMADEUS (Advanced Models for Analytical Design of European pavement Structures)*, <http://www-ext.lnec.pt/AMADEUS/>, 178 p.

Autret, P., Baucheron de Boissoudy, A., Marchand, J.P. (1982) *Alize III Practice*. Proceedings Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement. Delft, Norvège, 23-26 août 1982.

Ayres, M. et Witczak, M.W. (1998) *AYMA, Mechanistic Probabilistic System to Evaluate Flexible Pavement Performance*. Transportation Research Board, no 1629, p. 137-148.

Baillon, J.P., Dorlot, J.M., Haenny, L., Masounave, J., Rigaud, M. (1980) *Palissy, Des matériaux*, Édition de l'école Polytechnique de Montréal, 474 p.

Balay, J., Gomes Correia, A., Jouve, P., Hornych, P., Paute, J.-L. (1998) *Étude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. Dernières avancées*, Bulletin des Laboratoires des ponts et chaussées, Paris, n° 216, p. 3-18.

Barksdale, R.D. (1972) *Laboratory évaluation of rutting in base course of material*, Proceedings Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, vol 1, Londres, pp. 161-174.

Barnes, R.J. (1993) *Geostatistics for subgrade characterisation*, Rapport 94-06, Center of Transportation studies, University of Minnesota, 26 p.

- Bazergui, A., Bui-Quoc, T., Biron, A., McIntyre, G., Laberge, C. (1985) *Résistance des matériaux*, Édition de l'école Polytechnique de Montréal, 477 p.
- Behzadi, G., Yandell, W. O. (1996) *Determination of Elastic and Plastic Subgrade Soil Parameters for Asphalt Cracking and Rutting Prediction*, Transportation Research Record, n° 1540, p. 97-104.
- Billiaux, D., Cundall, P., (1993) *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens*, Revue française Géotechniques, no 63, avril 1993, pp. 9-21.
- Boivin, P., Touma, J. (1988) *Variabilité spatiale de l'infiltrabilité d'un sol mesurée par la méthode du double anneau*, Cah. OSTROM, sér. Pédol., vol. XXIV, no 3, p. 227-234.
- Bowles, J.E., (1979) *Physical and Geotechnical Properties of Soils*, McGraw-Hill Book Company, 478 p.
- Boyce, H. R. (1980) *A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading*, International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, p. 285-294.
- Breysse, D., Frappa, M. (1998) *Interactions sol-ouvrage : pour une approche améliorée de la variabilité des terrains*, Fiabilité de matériaux et des structures, novembre 1998, Ed. Mebraki-Boissier-Breysse, Actes JN Fiab' 98, Hermes, Paris, p. 219-228.
- Breysse, D., Elachachi, M., Boukhoulda, H. (2002) *Modélisation des désordres dans les réseaux enterrés consécutifs à l'hétérogénéité des sols*, JNGG octobre 2002, Nancy, 11p.
- Breysse D. (2003) *Entretien personnel*, Centre de développement des Géosciences Appliquées, Université Bordeaux I, Talence.
- Brown, S. F., Spell, P.S., (1967) *An experimental investigation of stresses, strains and deflexions in a layered pavement structure subjected to dynamic loads*, Second International Conference on Structure Design of Asphalt Pavement, Ann Arbor, Michigan, États-Unis, pp. 280-504.
- Brown, S. F. (1979), *The characterization of cohesive soils for flexible pavement design*, Proceedings of 7<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, pp. 15-22.
- Brown, S.F. (1997) *Achievements and challenges in asphalt pavement engineering*, ISAP – International Conference on Asphalt Pavements – Seattle, 23 p.
- Canadian Strategic Highway Research Program (2001) *C-SHRP Bayesian Modelling : A User's Guide*, [en ligne] <http://www.cshrp.org/products/bayesian/guide/gtoc.htm>.

- Chen, D-H, Zaman, M., Laguros, J., Soltani, A. (1995) *Assessment of Computer Programms for Analysis of Flexible Pavement Structure*, Transportation research record, n° 1482, pp. 123-133.
- Cook, W.D., Kazakov, A. (1987) *Pavement performance prediction and risk modelling in rehabilitation budget planning : a markovian approach*, Proceedings of the Second North American Conference on Managing Pavement, Toronto, Canada, vol. 2, p. 2.63-2.75.
- Corté, J.F., (1999) *Exigences d'uni pour les chaussées : Évolution et conséquences*, Symposium international sur l'impact environnemental des défauts d'uni des routes, Porto, pp.61-76.
- Correia, A. G. et Gillett, S., (1996), *Resilient behaviour of soils*, Flexible pavement, Gomes Correia, Balkema, pp. 105-112.
- Cundall, P., Board M. (1988) *A microcomputer program for modeling large strain plasticity problems*, Numerical Methods in Geomechanics, 6th International Conference, Innsbruck, Austria, avril, p. 2101-2108.
- Darve, F., (2000) *Rhéologie des géomatériaux*, Note de cours, Institut national polytechnique de Grenoble, 150 p.
- Das, B. M., (1995) *Principles of Foundation Engineering*, PWS Publishing Company, 828 p.
- Dawson, A. R., Gomes Correia, A. (1996a) *The effects of subgrade clay condition on the structural behaviour of road pavements*, Flexible pavement Gomes Correia (ed), Balkema, Rotterdam, p. 113-119.
- Dawson, A. R., Plaistow, L.C. (1996b) *Parametric Study – Flexible Pavements*, Flexible pavement Gomes Correia (ed), Balkema, Rotterdam, p. 229-237.
- De Corte, W., De Winne, E. (2000) *Pavement Management Systems through Europe: Similarities and differences*, [en ligne][http://www.deighton.com/library/Budapest\\_8.pdf](http://www.deighton.com/library/Budapest_8.pdf), pp. 1-8.
- Delanne, Y. (1999) *Nouvelles spécifications d'uni en France*, Symposium international sur l'impact environnemental des défauts d'uni des routes, Porto, 22-23 mars, p.265-274.
- Doré, G. (1997) *Détérioration des chaussées en conditions de gel : Une nouvelle approche prévisionnelle*, Thèse de doctorat, Département de génie civil, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, Québec, 301 p.

Doré, G., Flamand, M., Pierre, P. (2001a) *Analysis of the wavelength content of the longitudinal profiles for C-LTPP test sections*, Revue canadienne de génie civil, vol. 29, no1 fev. 2002, pp. 50-57

Doré, G., Flamand, M., Tighe, S. (2001b) *Prediction of winter roughness based on the analysis of subgrade soil variability*, Transportation Research Record, no 1755, Washington, pp.81-89.

Doré, G., Roy, M., Konrad, J.M. (2001c) *Outils d'analyse des chaussées en région froide*, Note de cours intensif organisé par la société canadienne de géotechnique, section Montréal, mai 2001, 250 p.

Durand, J.M., Doré, G. (1993) *Manuel d'identification des dégradations des chaussées flexibles*, Direction des communications, ministère des Transports du Québec, 43 p.

Ekdahl, P. (1999) *A Sensitivity Test of Two Deterioration Models for Flexible Pavements*, Department of Technology and Society, Lund Institute of Technology, Lund University Sweden, 100 p.

Elachachi, S.M., Breysse, D., Bensafi, M., Hamane, M., Nedjar, D. (2003) *Comportement longitudinal en flexion d'une conduite enterrée dans un remblai hétérogène*, Centre de développement des Géosciences Appliquées, Université Bordeaux I, Talence, soumis pour publication à la Revue Française de Géotechnique.

Flamand, M. (2000) *Prédiction de la détérioration hivernale de l'uni à partir de la variabilité du sol d'infrastructure*. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, Québec, 109 p.

Gagné, D., (1982) *Étude sur l'application géostatistique des propriétés mécaniques et structurales des roches*, Projet de fin d'études, no 6SCT00604, Université du Québec à Chicoutimi, 38 p.

Gagnon, S. (1996) *Caractérisation de la variabilité spatiale des paramètres hydrogéologiques provenant des sources d'information existantes*, INRS-eau, Sainte-Foy, 96 p.

Gallenne, M.-L. (1999) *Effet des techniques de mise en œuvre sur l'uni - expérience française*, Symposium international sur l'impact environnemental des défauts d'uni des routes, p. 107-120.

Garrigues, J. (2002) *Mécaniques des milieux continus*, École Supérieure de Mécanique de Marseille, [http : // esm2.imt-mrs.fr/gar/](http://esm2.imt-mrs.fr/gar/), 73 pages.

- Gestin, F., Combarieu, O., Gandon, X. (1999) *Influence de la construction de grands remblais routiers sur une voie ferrée existante. Calculs en éléments finis et constatations*, Bulletin des Laboratoires des ponts et chaussées, Paris, n° 222, p. 31-40.
- Gillespie, T. D. (1992) *Everything you always wanted to know about the IRI, but were afraid to ask*, Congrès « Road Profile Users Group Meeting », University of Michigan, p. 12.
- Haas, R., Hudson, W.R., Zaniewski, J. (1994) *Modern Pavement Management*, Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, 583 p.
- Harichandran, R.,S., Buch, N., Baladi, G. Y. (2001) *Flexible Pavement Design in Michigan : Transition from empirical to mechanistic methods*, Transportation Research Board, 80<sup>th</sup> Annual Meeting, 7-11 janvier, n° ?, Washington D.C., 10 p.
- Hisher, P.Y., Shao, J.F. (2002) *Élastoplasticité des sols et des roches, Modèles de comportement des sols et des roche 1*, Paris, Hermès Science Publication, 230 p.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D. (1981) *Introduction à la géotechnique*, Édition de l'École polytechnique de Montréal, 808 p.
- Hornych, P., Corté, J.F., Paute, J.L. (1993) *Étude de la déformation permanente sous chargements répétés de trois graves non traitées*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussée, Paris, n° 184 .
- Huang, Y. H. (1993) *Pavement Analysis and Design*, Prentice-Hall, 805 p.
- Huang, B. Mohammad, L., N., Rasoulilian, M. (2001) *3-D Numerical Simulation of Asphalt pavement at Louisiana Accelerated Loading Facility*, Transportation Research Board, 80<sup>th</sup> Annual Meeting, 7-11 janvier, Washington D.C., n° 3039, 24 p.
- Illston, J.M., Dinwoodie, J.M., Smith, A.A., (1979) *Concrete Timber & Metals U. K.* Publication Van Nostrand Reinhold co., 467 p.
- Irvine, T. (2001) *Vibrationdata.com*. [en ligne] [http : // www.vibrationdata.com/ Course\\_ materials.htm](http://www.vibrationdata.com/Course_materials.htm).
- Jeuffroy, G. Sauterey, R. (1984) *Cours de routes, dimensionnement des chaussées*, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 216 p.
- Journel, A.G. (1989) *Fundamentals of geostatistics in five lessons*, Library of Congress Cataloging-in-Publication Data, Washington DC, 40 p.

- Jouve, P. et Elhannani, M., (1994) *Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples*, Bulletin de liaison du LCPC, no 190, mars-avril 1994, ref 3795, p. 39-55
- Konrad, J.M., Roy, M. (2000) *Flexible pavements in cold regions : a geotechnical perspective*, Journal canadien de géotechnique, no 37, p. 689-699.
- Lahoud, A. E., (1998), *Méthode des éléments finis*, Note du cours GCI-770, Faculté des sciences appliquées, Université de Sherbrooke, 200 p.
- Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1969) *Soil Méchanics*, John Wiley & Son's, inc. 552 p.
- Langlois, Y., (1991) *Caractérisation de la variabilité spatiale des propriétés physiques des sols par échantillonnage aléatoire simple*, Mémoire de maîtrise présenté à l'Institut national de la recherche scientifique, Université du Québec, 71 p.
- LCPC et SETRA (1994) *Conception et dimensionnement des structures de chaussée*, Publié par le LCPC, ISBN 2-7208-7010-2.
- Leroueil, S., Magnan, J.P., Tavenas, F. (1984) *Remblais sur argiles molles*, LCPC et Technique et Documentation, Lavoisier, 342 p.
- Leroueil, S., (1998) *Mécanique des sols avancée*, notes du cours GCI-60327, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, 400 p.
- Liu, C., Evett, J.B. (1998) *Soils ans Foundations*, 4<sup>iem</sup> Édition, Prentice Hall, 504 p.
- Lytton, R. L. (1994) *Clusters of terms Relevant to Pavement Performance Prediction*, SHRP-P-393 (Sensitivity Analysis for Selected Pavement Distress) Appendix B, Washington D.C., p. 247-274.
- Mamlouk, M.S., Sarofim, R.T. (1989) *Modulus of Asphalt Mixtures- An Unresolved Dilemma*, Transportation Research Record, n° 1171, p. 193-198.
- Mamlouk, M.S., Mikhail, M.Y. (1998) *Concept for Mechanistic-Based Performance Model for Flexible Pavements*, Transportation Research Record, n° 1629, p. 149-158.
- Matheron, G., (1962) *Traité de géostatistique appliquée*, Mémoire du bureau de recherches géologiques et minières, no 14, Édition Technip, 333p.
- Mestat, P. (1998a) *Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, conseils et recommandations*, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, no 212, novembre –décembre 1997, pp. 39-64.

- Mestat, P. (1998b) *État des contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis*, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, no 215, mai-juin 1998, pp. 15-32.
- Mohammad, L. N., Puppala, A.J., Alavilli, P. (1995) *Resilient properties of laboratory compacted subgrade soils*, Transportation Research Record, n° 1504, p.87-102.
- Monismith, C.L. (1992) *Analytically Based Asphalt Pavement Design and Rehabilitation : Theory to Practice, 1962-1992*, Transportation Research Record, n° 1354, p. 5-26.
- Mrawira, D.M., Wile, C.S. (2001) *Roughness progression model based on historical Data : case study from New Brunswick*, Transportation Research Board, 80<sup>th</sup> Annual Meeting, January 7-11, 2001, Washington D.C., paper no 01-2133, 15 p.
- Mydlivec, A. (1979) *Soil settlement under repeated loading*, Design parameters in geotechnical engineering, BGS, London, vol.1, p. 223-226.
- Noureldin, S. (1994) *Influence of stress levels and seasonal variations on in situ pavement layer properties*, Transportation Research Record, n° 1448, p.16-24.
- OCDE (1984) *Caractéristiques de surface des revêtements routiers : leur interaction et leur optimisation*, Recherche en matière de route et de transport routiers, Organisation de coopération et de développement économique, Paris, 212 p.
- Paute J.L., Hornych P., Benaben J.P., (1994) *Comportement mécanique des graves non traitées* Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées , LCPC 190, mars-avril 1994, ref 37-93, pp. 27-38.
- Paute, J.L., Hornych, P. (1996) *Influence of water content on the cyclic behaviour of a silty sand*, Flexible pavement Gomes Correia (ed), Balkema, p. 121-134.
- Peyronne, C. et Caroff, G., (1984), *Dimensionnement des chaussées*, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 216 pages.
- Sanglerat, G., (1965) *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*, Édition Dunot, Paris, 230 p.
- Sayers, M.W., Gillespie, T.D., Paterson, W. D. O. (1986) *Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurements*. Word Bank Technical paper number 46, The World Bank, Washington, D.D. 87 p.
- Sayers, M.W., Karamihas, S. M. (1996) *Interpretation of road roughness profile data, Final report*. Federal Highway Administration, Contract DTFH 61-92-C00143. 164 p.

- Sayers, M. W., Karamihas, S. M. (1998) *The little book of profiling*, The University of Michigan Transportation Research Institute (UMTRI), <http://www.umtri.umich.edu/erd/roughness/litbook.html>, [en ligne], 100 p.
- Tavenas, F. Leroueil, S. (1979) *Clay behaviour and the selection of design parameters*, Design parameters in geotechnical engineering, vol. 1, p. 281-291.
- Tessier, G.R., (1990), *Guide de construction et d'entretien des chaussées*, Association québécoise du transport et des routes, p.393
- Thomas, H. R., He, Y. (1998) *Modelling the Behaviour of Unsaturated Soil Using an Elastoplastic constitutive model*, Géotechnique, vol. 48, n° 5, p.589-603.
- Tighe, S., He, Z., Haas, R. (2001) *Environmental deterioration model for flexible pavement design : an Ontario example*, Transportation Research Board, 80<sup>th</sup> Annual Meeting, January 7-11, 2001, Washington D.C., paper no 01-2756, 17 p.
- Timm, D., Birgisson, B., Newcomb, D. (1998) *Development of Mechanistic-Empirical Pavement Design in Minnesota*, Transportation Research Record, n° 1629, p. 181-188.
- Ullidtz, P. (1987) *Pavement Analysis, (Mathematical Model of Pavement Performance MMOPP)*, Developments in civil engineering, 19, Elsevier. p.100-143.
- Ullidtz, P. (1993) *Mathematical Model of Pavement Performance Under Moving Wheel Load*, Transportation Research Record n° 1384, p. 94-99.
- Ullidtz, P. et Coetzee, N.F. (1995) *Analytical Procedures in nondestructive testing pavement evaluation*, Transportation Research Record no.1482, pp. 61-66
- Ullidtz, P. (1998) *Modelling Flexible Pavement Response and Performance*, Polyteknisk Forlag, 205 p.
- Vaillancourt, M. Houy, L. Breysse, D. Perraton, D. (2004) Variabilité de la rigidité d'un sol d'infrastructure et ses effets sur l'uni des chaussées souples : approche probabiliste, GeoQuebec 2004, 57e GCC/5e IAH Conference, 24-28 octobre 2004.
- Vaillancourt, M. Perraton, D., Dorchies, P. et Doré, G. (2003) *Décomposition du pseudo-profil et analyse de l'indice de rugosité internationale (IRI)*, Revue canadienne de génie civil, vol. 30, n° 5, oct. 2003.
- Vanmarcke E., (1983) *Random Fields : Analysis and Synthesis* M.I.T. Press, Cambridge, Massachusetts London, England.

Wood, D.M., (1990) *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, 462 p.

Yoder, E.J., Witzak, M.W. (1975) *Principles of Pavement Design*, 2<sup>iem</sup> édition, John Wiley & son's, inc. 736 p.