

SIMON GRENIER

# ANALYSE DYNAMIQUE DU DÉFLECTOMÈTRE À MASSE TOMBANTE

## TOME I

Thèse présentée  
à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval  
dans le cadre du programme de doctorat en génie civil  
pour l'obtention du grade de Philosophiae Doctor (Ph.D.)

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE GÉNIE  
UNIVERSITÉ LAVAL  
QUÉBEC

2007

## Résumé

Cette thèse s'inscrit en continuité avec les recherches antérieures menées pour développer l'analyse des essais du déflectomètre à masse tombante (FWD) par des méthodes dynamiques où la nature transitoire de son chargement est considérée. D'une part, un programme, nommé ADCES, a été développé à l'aide de la méthode des éléments spectraux pour modéliser efficacement la propagation des ondes dans un milieu multicouche axisymétrique sollicité en surface par l'impact du FWD. Chaque couche est considérée isotrope et représentée par un élément spectral viscoélastique linéaire avec amortissement hystérétique ou visqueux. De plus, le problème inverse a été résolu avec le programme UCODE où la méthode Levenberg-Marquardt est utilisée pour minimiser la somme des moindres carrés entre les historiques de déflexion mesurés et calculés afin de déterminer les modules élastiques inconnus des couches de la chaussée. La précision et l'efficacité de la méthodologie d'inversion ADCES – UCODE a été étudiée avec des données synthétiques et expérimentales du FWD.

D'autre part, il a été démontré que la méthode dynamique est opérationnelle pour l'analyse des essais FWD, en confrontant les historiques de déflexion prédits avec ceux mesurés indépendamment par six accéléromètres installés en surface dans les champs proche et éloigné. Les essais FWD ont été effectués sur deux chaussées flexibles construites sur un site expérimental près de la ville de Québec, Canada. Les meilleures coïncidences entre les déflexions prédites et mesurées ont été observées lorsque le comportement du revêtement était modélisé avec le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh. La capacité de prendre en compte le comportement visqueux du revêtement constitue un net avantage de la méthode dynamique. Finalement, cette recherche a montré que les modules élastiques du sol obtenus par calcul inverse selon la méthode dynamique sont plus réalistes que ceux fournis par l'approche statique traditionnelle.

## Abstract

This thesis contributes to the field of research dealing with the development of dynamic methods for falling weight deflectometer (FWD) tests analysis where the transitory nature of its loading is considered. On the one hand, a program, named ADCES, was developed using the spectral element method to efficiently model the propagation of waves in an axisymmetric layered medium subjected to an impact on its surface. Each layer is considered isotropic and represented by a linear viscoelastic spectral element with hysteretic or viscous damping. Moreover, the inverse problem was solved with the program UCODE where the Levenberg-Marquardt method is used to minimize the sum of least squares between the measured and computed time deflection histories in order to backcalculate unknown layer elastic moduli. Accuracy and efficiency of the ADCES – UCODE inversion methodology was studied with synthetic and experimental FWD data.

On the other hand, this study demonstrates that the dynamic method is operational for the analysis for FWD tests by confronting the predicted time deflection histories with those measured independently by six accelerometers installed in the near and far fields. FWD tests were carried out on two flexible pavements built in an experimental test facility near Quebec City, Canada. Best agreements between computed and measured deflections were observed when the behaviour of the asphalt concrete surface is modeled with the viscoelastic Huet-Sayegh model. The capacity to take into account the viscous behaviour of the asphalt concrete surface constitutes a clear advantage of the dynamic method. Finally, this research shows that the elastic moduli of the subgrade obtained by backcalculation with the dynamic method are more realistic than those provided by the traditional static approach.

## Avant-Propos

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche Jean-Marie Konrad, professeur au département de génie civil de l'Université Laval, pour sa clairvoyance et ses judicieux conseils qui m'ont aidés dans l'orientation de cette thèse. Je me dois de lui exprimer ma profonde gratitude pour sa confiance dont il m'a fait part tout au long de mon cheminement doctoral.

Je tiens également à remercier vivement mon co-directeur Denis LeBœuf, également professeur au département de génie civil de l'Université Laval, pour ses précieux conseils, sa rigueur scientifique et ses encouragements.

Mes remerciements vont particulièrement à l'endroit du professeur José Roësset de l'Université A&M du Texas qui m'a fait l'honneur d'accepter d'être l'examineur externe de cette thèse.

Je tiens aussi à remercier le professeur Guy Doré et le professeur Adolfo Foriero, professeur au département de génie civil de l'Université Laval, qui ont bien voulu accepter d'être les examinateurs de mon travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à François Gilbert, ingénieur de laboratoire, pour son aide et ses conseils au développement de l'instrumentation. Ce travail doit évidemment beaucoup au soutien de David Beaulieu, ingénieur aux Entreprises P.E.B. Ltée., pour la construction des planches d'essais. De plus, je tiens à remercier Denis St-Laurent, ingénieur au service des Chaussées, et Félix Doucet, ingénieur au laboratoire des Matériaux d'infrastructure, du ministère des Transports du Québec pour les essais FWD avec l'appareil Dynatest et les essais en laboratoire. Je me dois aussi de souligner la collaboration de Bob Munlemvo Mayemba pour les essais en laboratoire à l'Université Laval.

Ce projet a été réalisé grâce à l'aide financière du fond FCAR du Québec (bourse doctoral du ministère des Transport du Québec) et au soutien financier de la Chaire industrielle de Recherche en Exploitation des Infrastructures soumises au Gel subventionnée en partie par le CRSNG du Canada.

*À ma famille*

# Table des matières

## TOME I

<b>RÉSUMÉ</b> .....	<b>I</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>II</b>
<b>AVANT-PROPOS</b> .....	<b>III</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES</b> .....	<b>VI</b>
<b>Liste des tableaux</b> .....	<b>XIII</b>
<b>Liste des figures</b> .....	<b>XIX</b>
<b>Liste des symboles et abréviations</b> .....	<b>XXXVIII</b>
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
1.1 <b>CONTEXTE</b> .....	<b>1</b>
1.2 <b>PROBLÉMATIQUE</b> .....	<b>3</b>
1.3 <b>OBJECTIFS DE LA RECHERCHE</b> .....	<b>7</b>
1.4 <b>ORGANISATION DE LA THÈSE</b> .....	<b>8</b>
<b>CHAPITRE 2 LE DÉFLECTOMÈTRE À MASSE TOMBANTE : UN APPAREIL D'ÉVALUATION STRUCTURALE DES CHAUSSÉES</b> .....	<b>11</b>
2.1 <b>INTRODUCTION</b> .....	<b>11</b>
2.2 <b>LE DÉFLECTOMÈTRE À MASSE TOMBANTE</b> .....	<b>11</b>
2.2.1 <i>Historique du FWD</i> .....	<b>13</b>
2.2.2 <i>Description de l'appareil FWD actuel</i> .....	<b>21</b>
2.2.3 <i>Procédures d'essai</i> .....	<b>23</b>
2.2.4 <i>Étalonnage du FWD</i> .....	<b>26</b>
2.2.5 <i>Vérification des mesures du FWD</i> .....	<b>27</b>
2.2.6 <i>Simulation de l'impact du FWD et interaction FWD – chaussée</i> .....	<b>31</b>
2.3 <b>INTERPRÉTATION STATIQUE DES ESSAIS FWD</b> .....	<b>34</b>
2.3.1 <i>Bassin de déflexion</i> .....	<b>35</b>
2.3.2 <i>Paramètres de déflexion</i> .....	<b>35</b>
2.3.3 <i>Concept de la ligne d'influence</i> .....	<b>37</b>
2.3.4 <i>Concept du module de Boussinesq</i> .....	<b>38</b>
2.3.5 <i>Profondeur au roc ou d'une couche rigide apparente</i> .....	<b>42</b>
2.3.6 <i>Interprétation des mesures de déflexion</i> .....	<b>43</b>

2.4	INTERPRÉTATION DYNAMIQUE DES ESSAIS FWD .....	45
2.4.1	<i>Fonction de réponse fréquentielle du système</i> .....	46
2.4.2	<i>Solutions analytiques pour une vibration harmonique à la surface d'un milieu semi-infini</i> ....	48
2.4.3	<i>Vibrations à la surface d'un milieu multicouche simple</i> .....	53
2.4.4	<i>Discussion</i> .....	72
2.5	ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ STRUCTURALE DES CHAUSSÉES À L'AIDE DU FWD SELON L'APPROCHE STATIQUE .....	76
2.5.1	<i>Détermination des modules élastiques</i> .....	76
2.5.2	<i>Évaluation de la capacité structurale de la chaussée</i> .....	81
2.6	LIMITATIONS DE L'ANALYSE STATIQUE DES ESSAIS FWD : VERS UNE APPROCHE DYNAMIQUE .....	82
2.6.1	<i>Méthodes d'analyse dynamique des essais FWD</i> .....	85
2.6.2	<i>Comparaison des résultats d'analyses statique et dynamique des essais FWD</i> .....	90
2.7	COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX ROUTIERS .....	95
2.7.1	<i>Concept d'état critique et d'état limite</i> .....	97
2.7.2	<i>Définitions des modules</i> .....	98
2.7.3	<i>Modélisation du comportement élastique non linéaire des matériaux granulaires et des sols</i> .....	99
2.7.4	<i>Comportement mécanique des enrobés bitumineux</i> .....	106
2.8	CONCLUSION .....	107
 <b>CHAPITRE 3 PROPAGATION DES ONDES DANS UN MILIEU SOLIDE MULTICOUCHE</b>		
<b>AXISYMÉTRIQUE : MÉTHODE DES ÉLÉMENTS SPECTRAUX .....</b>		<b>110</b>
3.1	INTRODUCTION .....	110
3.2	PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS SPECTRAUX APPLIQUÉE À LA PROPAGATION DES ONDES DANS UN MILIEU MULTICOUCHE AXISYMÉTRIQUE .....	111
3.2.1	<i>Justification du choix de la méthode des éléments spectraux</i> .....	113
3.2.2	<i>Transformée de Fourier</i> .....	114
3.2.3	<i>Définition du problème dynamique de l'essai FWD en conditions axisymétriques</i> .....	117
3.2.4	<i>Solutions particulières des potentiels scalaire et vectoriel</i> .....	118
3.2.5	<i>Formulation des éléments spectraux axisymétriques élastiques</i> .....	119
3.2.5.1	Élément spectral de couche .....	120
3.2.5.2	Élément spectral de couche semi-infinie .....	125
3.2.6	<i>Conditions aux frontières</i> .....	128
3.2.7	<i>Double sommation spectrale</i> .....	131
3.2.8	<i>Expressions des déplacements, des contraintes et des déformations spectraux élémentaires</i> .....	133
3.2.9	<i>Résolution du problème pour un système multicouche</i> .....	136
3.2.10	<i>Coefficients de distribution spatiale du chargement sur une plaque circulaire</i> .....	139
3.2.10.1	Coefficient de distribution spatiale $F_m$ pour une plaque flexible .....	141
3.2.10.2	Coefficient de distribution spatiale $F_m$ pour une plaque rigide .....	142



3.2.11	<i>Amortissement hystérétique</i> .....	143
3.2.11.1	Forme spectrale des nombres d'ondes en direction radiale.....	144
3.2.12	<i>Éléments spectraux axisymétriques viscoélastiques</i> .....	147
3.2.13	<i>Implémentation de la méthode des éléments spectraux</i> .....	151
3.3	PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIES – FLAC.....	153
3.3.1	<i>Procédure de résolution</i> .....	154
3.3.2	<i>Pas de temps minimum</i> .....	155
3.3.3	<i>Types de frontières</i> .....	156
3.3.4	<i>Transmission des ondes</i> .....	157
3.3.5	<i>Amortissement mécanique</i> .....	158
3.3.6	<i>Méthodologie de simulation dynamique des essais FWD</i> .....	160
3.4	VÉRIFICATION DES MÉTHODES DE CALCUL DYNAMIQUE.....	162
3.4.1-	<i>Modélisation de la chaussée à l'aide du programme ADCES</i> .....	163
3.4.1.1	Choix des paramètres de discrétisation spatiale R et M.....	164
3.4.2-	<i>Modélisation de la chaussée à l'aide du programme FLAC</i> .....	166
3.4.3-	<i>Vérification des résultats</i> .....	168
3.4.3.1	Vérification des historiques de déflexion pour un milieu multicouche.....	168
3.4.3.2	Vérification des contraintes et des déformations pour un milieu multicouche.....	169
3.5	CONCLUSION .....	180

## CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE D'INVERSION APPLIQUÉE À L'ANALYSE DYNAMIQUE

<b>DES ESSAIS FWD</b> .....	<b>182</b>	
4.1	INTRODUCTION .....	182
4.2	SCHÉMAS ET TECHNIQUES D'INVERSION.....	183
4.2.1	<i>Inversion à l'aide d'un modèle d'analyse dynamique du FWD</i> .....	187
4.3	FORMULATION DU PROBLÈME INVERSE .....	189
4.3.1	<i>Éléments du problème inverse</i> .....	189
4.3.2	<i>Interrelation entre les observations mesurées et calculées</i> .....	193
4.3.3	<i>Fonction objective du système</i> .....	197
4.3.4	<i>Identification des observations</i> .....	199
4.3.4.1	Historiques de déflexion .....	202
4.3.4.2	Fonctions de complaisance.....	207
4.4	MINIMISATION DE LA FONCTION OBJECTIVE .....	208
4.4.1	<i>Description du programme UCODE</i> .....	209
4.5	PROBLÉMATIQUES D'INVERSION .....	211
4.5.1	<i>Unicité de la solution et conditionnement du problème</i> .....	212
4.5.2	<i>Calcul des sensibilités</i> .....	213
4.5.3	<i>Sources d'erreurs pour l'évaluation des paramètres inconnus</i> .....	213

4.6	IMPLÉMENTATION NUMÉRIQUE – PROGRAMME ADCES-INVERSE .....	215
4.7	VÉRIFICATION DE LA MÉTHODOLOGIE D'INVERSION À L'AIDE DE DONNÉES SYNTHÉTIQUES .....	218
4.8	APPLICATION DE LA MÉTHODOLOGIE D'INVERSION AUX ESSAIS FWD .....	223
4.8.1	<i>Correction des historiques mesurés</i> .....	225
4.8.2	<i>Évaluation de la performance de la correction proposée</i> .....	230
4.8.3	<i>Comparaison des schémas d'inversion</i> .....	235
4.8.4	<i>Choix du schéma d'inversion</i> .....	242
4.9	CONCLUSION .....	243
<b>CHAPITRE 5 SITE EXPÉRIMENTAL ET MÉTHODES D'ESSAIS .....</b>		<b>246</b>
5.1	INTRODUCTION .....	246
5.2	DESCRIPTION DU SITE EXPÉRIMENTAL.....	247
5.2.1	<i>Localisation</i> .....	247
5.2.2	<i>Caractérisation géotechnique des sols</i> .....	250
5.2.2.1	Essais géotechniques in situ.....	250
5.2.2.2	Description des sols.....	252
5.3	CONSTRUCTION DES PLANCHES D'ESSAIS .....	254
5.3.1	<i>Opérations de construction et de contrôle</i> .....	255
5.4	MODÈLE DE CHAUSSÉE SUR LES PLANCHES D'ESSAIS .....	258
5.5	PROGRAMME D'ESSAI.....	262
5.5.1	<i>Programme d'essai in situ</i> .....	262
5.5.2	<i>Programme d'essai en laboratoire</i> .....	265
5.6	PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES MATÉRIAUX .....	267
5.6.1	<i>Sable d'infrastructure et matériau granulaire MG-20</i> .....	268
5.6.2	<i>Enrobé bitumineux EB-14</i> .....	268
5.7	INSTRUMENTATION .....	270
5.8	CARACTÉRISATION IN SITU DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX .....	273
5.8.1	<i>Essais cross-hole</i> .....	273
5.8.2	<i>Essais de plaque</i> .....	278
5.8.3	<i>Essais FWD</i> .....	284
5.8.3.1	Mesures d'accélération verticale .....	287
5.9	CONCLUSION .....	289
<b>CHAPITRE 6 CARACTÉRISATION EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX .....</b>		<b>292</b>
6.1	INTRODUCTION .....	292
6.2	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES MATÉRIAUX GRANULAIRES .....	292

6.3	CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT ÉLASTIQUE NON LINÉAIRE DES MATÉRIAUX GRANULAIRES SOUS CHARGEMENTS RÉPÉTÉS .....	295
6.3.1	<i>Essais triaxiaux à chargements répétés</i> .....	296
6.3.2	<i>Détermination des paramètres des modèles empiriques simples du module réversible <math>M_r</math></i> .....	302
6.4	CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT VISCOÉLASTIQUE DE L'ENROBÉ BITUMINEUX SOUS DES CHARGEMENTS RÉPÉTÉS .....	305
6.4.1	<i>Détermination des paramètres de la courbe maîtresse</i> .....	309
6.4.2	<i>Détermination des paramètres du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh</i> .....	314
6.5	DISCUSSION .....	318
6.6	CONCLUSION .....	322
<b>CHAPITRE 7 VÉRIFICATION DES MÉTHODES D'ANALYSE DES ESSAIS FWD SUR CHAUSSÉES FLEXIBLES.....</b>		<b>324</b>
7.1	INTRODUCTION .....	324
7.2	MÉTHODOLOGIE .....	325
7.2.1	<i>Cas d'étude</i> .....	328
7.2.2	<i>Planches d'essais et localisation des points de mesure</i> .....	329
7.2.3	<i>Champ proche et champ éloigné</i> .....	331
7.3	MÉTHODE STATIQUE : MODÈLE ÉLASTOSTATIQUE.....	332
7.3.1	<i>Détermination des modules d'Young équivalents avec MODCOMP 5</i> .....	332
7.3.1.1	Discussion des résultats .....	333
7.3.2	<i>Prédiction des déflexions</i> .....	338
7.3.3	<i>Conclusions sur le modèle élastostatique</i> .....	341
7.4	MÉTHODE DYNAMIQUE : MODÈLE ÉLASTODYNAMIQUE HYSTÉRÉTIQUE .....	343
7.4.1	<i>Détermination des modules d'Young équivalents avec ADCES-INVERSE</i> .....	343
7.4.1.1	Discussion des résultats .....	348
7.4.2	<i>Prédiction de la réponse de la chaussée</i> .....	351
7.4.2.1	Historiques d'accélération verticale et de déflexion.....	351
7.4.2.2	Déflexions maximales dans le champ proche.....	361
7.4.3	<i>Étude de sensibilité</i> .....	363
7.4.3.1	Influence des modules .....	364
7.4.3.2	Influence de l'amortissement .....	366
7.4.4	<i>Conclusions sur le modèle élastodynamique hystérétique</i> .....	367
7.5	MÉTHODE DYNAMIQUE : MODÈLE VISCO-ÉLASTO-DYNAMIQUE .....	370
7.5.1	<i>Détermination des modules d'Young équivalents avec ADCES-INVERSE</i> .....	370
7.5.1.1	Discussion des résultats .....	371
7.5.2	<i>Prédiction de la réponse de la chaussée</i> .....	376
7.5.2.1	Historiques d'accélération verticale et de déflexion.....	376
7.5.2.2	Déflexions maximales dans le champ proche.....	385

7.5.3	<i>Conclusions sur le modèle visco-élasto-dynamique</i> .....	387
7.6	ÉVALUATION DES MÉTHODES D'ANALYSE DES ESSAIS FWD.....	388
7.7	APPLICATION DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES ESSAIS FWD POUR L'ÉVALUATION STRUCTURALE DES CHAUSSÉES.....	392
7.7.1	<i>Données de référence</i> .....	393
7.7.2	<i>Détermination des modules d'Young équivalent</i> .....	394
7.7.3	<i>Prédiction des déformations critiques</i> .....	395
7.8	CONCLUSION.....	399

## TOME II

<b>TABLE DES MATIÈRES</b> .....	<b>I</b>
<b>CHAPITRE 8 INTERPRÉTATION DES ESSAIS FWD</b> .....	<b>403</b>
8.1 INTRODUCTION.....	403
8.2 ANALYSE ÉLASTIQUE LINÉAIRE DES ESSAIS FWD.....	404
8.2.1 <i>Comparaison des modules rétrocalculés</i> .....	404
8.2.1.1 Correction de température.....	405
8.2.1.2 Résultats des analyses inverses.....	406
8.2.1.3 Tests statistiques.....	409
8.2.1.4 Exactitude des modules.....	411
8.2.1.5 Précision des résultats.....	415
8.2.2 <i>Contribution des couches aux bassins de déflexions calculées</i> .....	416
8.2.3 <i>Profil de contraintes et de déformations verticales</i> .....	421
8.2.4 <i>Synthèse des résultats</i> .....	423
8.3 ANALYSE VISCOÉLASTIQUE DES ESSAIS FWD.....	425
8.3.1 <i>Influence du pulse de chargement du FWD</i> .....	426
8.3.1.1 Analyse paramétrique.....	426
8.3.1.2 Analyse des mesures expérimentales du FWD.....	433
8.3.2 <i>Influence de la température</i> .....	435
8.3.2.1 Analyse paramétrique.....	436
8.3.2.2 Analyse des mesures expérimentales du FWD.....	438
8.4.3.1 Détermination des modules à l'aide des essais FWD.....	446
8.4.3.2 Prédiction des bassins de déflexion sous sollicitations statiques.....	447
8.5 CONCLUSION.....	454
<b>CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS</b> .....	<b>459</b>
9.1 RÉSUMÉ.....	459
9.2 CONCLUSIONS.....	465

9.3 RECOMMANDATIONS.....	469
<b>REFERENCES.....</b>	<b>473</b>
<b>ANNEXE A SITE EXPÉRIMENTAL ET MÉTHODES D'ESSAIS .....</b>	<b>504</b>
<b>ANNEXE B DONNÉES DE TEMPÉRATURE DU REVÊTEMENT.....</b>	<b>531</b>
<b>ANNEXE C BASSINS DE DÉFLEXION DES ESSAIS FWD .....</b>	<b>536</b>
<b>ANNEXE D RÉSULTATS DES ESSAIS MÉCANIQUES EN LABORATOIRE .....</b>	<b>540</b>
<b>ANNEXE E RÉSULTATS DE LA VÉRIFICATION DE LA MÉTHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE DES ESSAIS FWD .....</b>	<b>557</b>
<b>ANNEXE F RÉSULTATS D'ANALYSE DYNAMIQUE INVERSE DES ESSAIS FWD.....</b>	<b>606</b>
<b>ANNEXE G THÉORIE ÉLASTODYNAMIQUE .....</b>	<b>691</b>
<b>ANNEXE H DÉTERMINATION DES SOLUTIONS PARTICULIÈRES AUX POTENTIELS SCALAIRE ET VECTORIEL DE LA DÉCOMPOSITION D'HELMHOLTZ DÉMONSTRATION DES ÉQUATIONS DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX UNITAIRES EN DIRECTIONS RADIALE ET VERTICALE.....</b>	<b>708</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau 2.1 :</b>	Principaux paramètres du bassin de déflexion de l'essai du FWD.....	37
<b>Tableau 2.2 :</b>	Condition structurale de la chaussée selon les paramètres de déflexion $A_N$ et $D_0$ (Mahoney et al. 1991).....	44
<b>Tableau 2.3 :</b>	Rigidité des couches de la chaussée (Michalak et Scullion 1995).....	45
<b>Tableau 2.4 :</b>	Fonctions de réponse fréquentielle (selon Hoffmann et al. 2003).....	47
<b>Tableau 2.5 :</b>	Paramètres du modèle de chaussée.....	67
<b>Tableau 2.6 :</b>	Modèles $M_r$ existants utilisés pour décrire le comportement élastique non linéaire des matériaux granulaires de fondations.....	101
<b>Tableau 2.7 :</b>	Modèles $M_r$ existants utilisés pour décrire le comportement élastique non linéaire des sols cohérents.....	102
<b>Tableau 3.1 :</b>	Propriétés des couches de la chaussée.....	163
<b>Tableau 3.2 :</b>	Variation des déflexions selon M pour R = 150 m.....	166
<b>Tableau 3.3 :</b>	Variation des déflexions selon M pour R = 300 m.....	166
<b>Tableau 3.4 :</b>	Comparaison des bassins de déflexion pour le cas 1) semi-infini.....	175
<b>Tableau 3.5 :</b>	Comparaison des bassins de déflexion pour le cas 2) roc à 6.096 m.....	175
<b>Tableau 3.6 :</b>	Comparaison des contraintes entre CESAR-LCPC et ADCES pour le cas 1) semi-infini.....	178
<b>Tableau 3.7 :</b>	Comparaison des déformations entre CESAR-LCPC et ADCES pour le cas 1) semi-infini.....	179
<b>Tableau 4.1 :</b>	Programmes d'inversion basés sur un modèle d'analyse dynamique.....	188
<b>Tableau 4.2 :</b>	Résultats d'inversion selon une analyse dans les domaines du temps et des fréquences sur des données synthétiques avec UCODE.....	222
<b>Tableau 4.3 :</b>	Caractéristiques de la chaussée de la planche 1 au point P1-1.....	230
<b>Tableau 4.4 :</b>	Influence de la correction apportée aux historiques.....	232
<b>Tableau 4.5 :</b>	Résultats d'inversion dans les domaines du temps et des fréquences sur des données du FWD UL au point d'essais P1-1 de la planche 1.....	238
<b>Tableau 5.1 :</b>	Description de la structure de chaussée sur la planche 1.....	255
<b>Tableau 5.2 :</b>	Description de la structure de chaussée sur la planche 2.....	255
<b>Tableau 5.3 :</b>	Chronologie des activités de construction et d'instrumentation.....	256

<b>Tableau 5.4 :</b>	Épaisseur des couches et masse volumique des matériaux de la chaussée pour chacun des points d'essais sur la planche 1.....	261
<b>Tableau 5.5 :</b>	Épaisseur des couches et masse volumique des matériaux de la chaussée pour chacun des points d'essais sur la planche 2.....	261
<b>Tableau 5.6 :</b>	Déroulement des essais in situ sur le site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée.....	266
<b>Tableau 5.7 :</b>	Synthèse des propriétés physiques de base des matériaux granulaires.....	269
<b>Tableau 5.8 :</b>	Caractéristiques physiques du mélange EB-14.....	270
<b>Tableau 5.9 :</b>	Niveaux de charge lors des essais de plaque sur la planche 1.....	281
<b>Tableau 5.10 :</b>	Bassins de déflexion des essais de plaque sur la planche 1.....	283
<b>Tableau 6.1 :</b>	Propriétés des échantillons lors des essais de cisaillement pour le sable d'infrastructure (Laboratoire de l'Université Laval).....	294
<b>Tableau 6.2 :</b>	Propriétés des échantillons lors des essais de cisaillement pour le matériau granulaire MG-20 (Laboratoire de l'Université Laval).....	294
<b>Tableau 6.3 :</b>	Paramètres de résistance au cisaillement des matériaux granulaires (Laboratoire de l'Université Laval).....	295
<b>Tableau 6.4 :</b>	Propriétés des échantillons lors des essais triaxiaux à chargements répétés (Laboratoire du MTQ).....	298
<b>Tableau 6.5 :</b>	Chemins de contraintes des essais triaxiaux à chargements répétés.....	299
<b>Tableau 6.6 :</b>	Modules $M_r$ et coefficients de Poisson $\nu_r$ du sable d'infrastructure (Laboratoire du MTQ).....	302
<b>Tableau 6.7 :</b>	Modules réversibles et coefficients de Poisson réversibles du matériau granulaire MG-20 (Laboratoire du MTQ).....	303
<b>Tableau 6.8 :</b>	Paramètres ajustés des modèles du module réversible $M_r$ .....	304
<b>Tableau 6.9 :</b>	Dimensions des éprouvettes d'enrobé bitumineux EB-14.....	307
<b>Tableau 6.10 :</b>	Programme des essais de flexion sur l'enrobé bitumineux EB-14.....	308
<b>Tableau 6.11 :</b>	Paramètres ajustés de la courbe maîtresse pour l'enrobé bitumineux EB-14.....	311
<b>Tableau 6.12 :</b>	Paramètres ajustés de modèle d'angle de déphasage de Doucet et Doré (2004) pour l'enrobé bitumineux EB-14.....	313
<b>Tableau 6.13 :</b>	Paramètres ajustés du modèle viscoélastique d'Huet – Sayegh pour l'enrobé bitumineux EB-14.....	316
<b>Tableau 6.14 :</b>	Module dynamique $ E^* $ de l'enrobé EB-14 à 10 °C.....	320
<b>Tableau 7.1 :</b>	Modèles multicouches pour la simulation des essais FWD.....	326
<b>Tableau 7.2 :</b>	Cas d'étude pour la vérification des prédictions des modèles multicouches à partir des essais FWD.....	329
<b>Tableau 7.3 :</b>	Propriétés de la chaussée au point d'essai PT 4 sur la planche 1.....	331

<b>Tableau 7.4 :</b>	Propriétés de la chaussée au point d'essai P2-1 sur la planche 2.....	331
<b>Tableau 7.5 :</b>	Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°1 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.....	334
<b>Tableau 7.6 :</b>	Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°2 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C.....	334
<b>Tableau 7.7 :</b>	Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°3 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.....	335
<b>Tableau 7.8 :</b>	Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°4 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C.....	335
<b>Tableau 7.9 :</b>	Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°5 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C.....	336
<b>Tableau 7.10 :</b>	Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°6 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C.....	336
<b>Tableau 7.11 :</b>	Comparaison des modules moyens du revêtement tirés de l'analyse statique.....	338
<b>Tableau 7.12 :</b>	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°1 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.....	345
<b>Tableau 7.13 :</b>	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°2 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C.....	345
<b>Tableau 7.14 :</b>	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°3 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.....	346
<b>Tableau 7.15 :</b>	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°4 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C.....	346
<b>Tableau 7.16 :</b>	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°5 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C.....	347
<b>Tableau 7.17 :</b>	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°6 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C.....	347
<b>Tableau 7.18 :</b>	Comparaison des modules moyens du revêtement de l'analyse dynamique des essais FWD et des résultats en laboratoire.....	350
<b>Tableau 7.19 :</b>	Influence des modules sur les déflexions et les accélérations maximales calculées à l'aide du modèle élastodynamique, cas d'étude n° 1.....	365



<b>Tableau 7.20</b> :	Influence du ratio d'amortissement sur les déflexions et les accélérations maximales calculées à l'aide du modèle élastodynamique hystérétique, cas d'étude n° 1.....	367
<b>Tableau 7.21</b> :	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élastodynamique), cas d'étude n°1 : essais FWD au point PT 4, planche 1, à 45 kN et 19.0°C.....	373
<b>Tableau 7.22</b> :	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élastodynamique), cas d'étude n°2 : essais FWD au point PT 4, planche 1 à 45 kN et 9.7°C.....	373
<b>Tableau 7.23</b> :	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élastodynamique), cas d'étude n°3 : essais FWD au point PT 4, la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.....	374
<b>Tableau 7.24</b> :	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élastodynamique), cas d'étude n°4 : essais FWD au point P2-1, planche 2 à 45 kN et 19.7°C.....	374
<b>Tableau 7.25</b> :	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élastodynamique), cas d'étude n°5 : essais FWD au point P2-1, planche 2 à 45 kN et 5.4°C.....	375
<b>Tableau 7.26</b> :	Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élastodynamique), cas d'étude n°6 : essais FWD au point P2-1, planche 2 à 75 kN et 5.4°C.....	375
<b>Tableau 7.27</b> :	Influence du ratio d'amortissement sur la valeur des déflexions maximales pour le cas d'étude n°1 : essai FWD 1 au point PT 4 sur la planche 1, à 45 kN et 19.0°C.....	391
<b>Tableau 7.28</b> :	Propriétés de la chaussée flexible.....	393
<b>Tableau 7.29</b> :	Résultats des analyses inverses de l'essai FWD théorique. ....	395
<b>Tableau 7.30</b> :	Comparaison des déformations critiques prédites et théoriques dans la chaussée flexible lors de l'essai FWD.....	398
<b>Tableau 8.1</b> :	Compilation des modules d'Young équivalents calculés suite aux essais FWD sur la planche 1.....	410
<b>Tableau 8.2</b> :	Mode de sollicitation dynamique – contribution de chacune des couches de la chaussée au bassin de déflexion selon l'analyse dynamique de l'essai FWD à 40 kN au point P1-1, planche 1.....	419
<b>Tableau 8.3</b> :	Mode de sollicitation statique – contribution de chacune des couches de la chaussée au bassin de déflexion selon l'analyse statique de l'essai FWD à 40 kN au point P1-1, planche 1.....	420
<b>Tableau 8.4</b> :	Comparaison des valeurs de modules obtenus par inversion selon la nature du sol (données tirées de Lytton et <i>al.</i> 1993). ....	425
<b>Tableau 8.5</b> :	Propriétés estimées de la chaussée au point P1-10. ....	426
<b>Tableau 8.6</b> :	Modules d'Young équivalents moyens des couches de matériaux aux points P1-9 à 1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	435
<b>Tableau 8.7</b> :	Propriétés estimées de la chaussée au point P1-1. ....	436
<b>Tableau 8.8</b> :	Influence de la température du revêtement sur les mesures des essais FWD UL, point P1-1, planche 1.....	442

<b>Tableau 8.9</b> :	Résultats de simulation de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 20 kN.....	450
<b>Tableau 8.10</b> :	Résultats de simulation de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 40 kN.....	451
<b>Tableau 8.11</b> :	Résultats de simulation de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 70 kN.....	452
<b>Tableau A-1</b> :	Épaisseur des couches des chaussées.....	506
<b>Tableau A-2</b> :	Carottage du revêtement sur la planche 1.....	507
<b>Tableau A-3</b> :	Carottage du revêtement sur la planche 2.....	507
<b>Tableau A-4</b> :	Masse volumique ( $\rho$ ) des matériaux des couches des chaussées.....	508
<b>Tableau A-5</b> :	Masse volumique des matériaux secs ( $\rho_d$ ) des couches des chaussées.....	509
<b>Tableau A-6</b> :	Teneur en eau ( $w_n$ ) des matériaux des couches des chaussées.....	509
<b>Tableau A-7</b> :	Spécifications des accéléromètres.....	521
<b>Tableau A-8</b> :	Spécifications des LVDT miniatures.....	527
<b>Tableau A-9</b> :	Spécifications des cellules de charge.....	527
<b>Tableau D-1</b> :	Résultats des essais de flexion sur l'enrobé bitumineux EB-14.....	556
<b>Tableau F-1</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-1.....	607
<b>Tableau F-2</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-2.....	608
<b>Tableau F-3</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-3.....	609
<b>Tableau F-4</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-4.....	610
<b>Tableau F-5</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-5.....	611
<b>Tableau F-6</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-6.....	612
<b>Tableau F-7</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-7.....	613
<b>Tableau F-8</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-8.....	614
<b>Tableau F-9</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-9.....	615
<b>Tableau F-10</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-10.....	616
<b>Tableau F-11</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-11.....	617
<b>Tableau F-12</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-12.....	618
<b>Tableau F-13</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-9 pour le niveau de charge de 40 kN.....	668
<b>Tableau F-14</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-10 pour le niveau de charge de 40 kN.....	669
<b>Tableau F-15</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-11 pour le niveau de charge de 40 kN.....	670
<b>Tableau F-16</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-12 pour le niveau de charge de 40 kN.....	671
<b>Tableau F-17</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-3 pour le niveau de charge de 20 kN.....	672
<b>Tableau F-18</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-3 pour le niveau de charge de 40 kN.....	673
<b>Tableau F-19</b> :	Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-3 pour le niveau de charge de 70 kN.....	674

<b>Tableau F-20</b> : Résultats des analyses inverses des sections SHRP (Lytton et <i>al.</i> 1993) .....	687
--	-----

## Liste des figures

Figure 2.1 :	Prototype du déflectomètre à boulet à ressort, a) en mode d'essai, b) en position de transport (LCPC 1967).....	15
Figure 2.2 :	Premier déflectomètre à masse tombante produit par A/S Phønix au Danemark (Bohn et <i>al.</i> 1972). ....	16
Figure 2.3 :	a) FWD model 8000 de Dynatest, b) FWD modèle PRI 2100 de Carl Bro, c) KUAB 2m-FWD modèle 50 de KUAB, d) JILS-20-FWD de la compagnie Foundation Mechanics Inc. ....	21
Figure 2.4 :	Schéma du déflectomètre à masse tombante. ....	22
Figure 2.5 :	Mesure du gradient de température du revêtement. ....	26
Figure 2.6 :	Modèle discret masse – ressort (gauche) et modèle discret masse – ressort – amortisseur du FWD (droite) simulant l'impact produit par le FWD. ....	32
Figure 2.7 :	Système masse – ressort – amortisseur à un degré de liberté simulant un massif de sol homogène. ....	34
Figure 2.8 :	Mesures du FWD et bassin de déflexion. ....	36
Figure 2.9 :	Concept de la ligne d'influence procurant 95 % de la déflexion mesurée en surface pour une charge statique appliquée sur une plaque circulaire. ....	38
Figure 2.10 :	Influence du type de chargement sur les déplacements verticaux à la surface d'un milieu semi-infini. ....	41
Figure 2.11 :	Bassins de déflexion et modules de surface (Boussinesq) pour une chaussée de trois couches et un milieu semi-infini (adapté d'Irwin 2002). ....	41
Figure 2.12 :	Influence du roc à 3.00 m de profondeur sur le bassin de déflexion et sur le module de surface (Boussinesq). ....	42
Figure 2.13 :	Détermination de la profondeur au roc (adapté d'Irwin 2002). ....	43
Figure 2.14 :	Système linéaire idéal avec une entrée et une sortie (Hoffmann et <i>al.</i> 2003). ....	47
Figure 2.15 :	Schéma de calcul dynamique dans le domaine des fréquences des déflexions à la surface d'un milieu multicouche sous une sollicitation $Q(t)$ donnée. ....	48
Figure 2.16 :	Déplacement vertical causé par une charge harmonique ponctuelle verticale à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ ) (traduit de Foinquinos Mera 1995). ....	51
Figure 2.17 :	Déplacement vertical causé par une charge harmonique ponctuelle verticale à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ ) pour différentes valeurs du ratio d'amortissement ( $\zeta$ ) (traduit de Foinquinos Mera 1995). ....	53
Figure 2.18 :	Déplacements statiques, maximum dynamique (pulse de 30 ms) et quasi-statique (fonction de complaisance extrapolée à $f = 0$ Hz) causés par une pression uniforme sous une plaque	

	circulaire à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ).....	55
Figure 2.19 :	Influence de la durée du pulse de chargement sur le déplacement maximum dynamique à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).....	56
Figure 2.20a :	Amplitude des fonctions de complaisance de la couche semi-infinie et de la couche sur roc à 3.0 m de profondeur ( $E = 100 \text{ MPa}$ , $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ , $\zeta = 2 \%$ , $V_s = 141.4 \text{ m/s}$ , $V_p = 244.9 \text{ m/s}$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).....	58
Figure 2.20b :	Angles de phase de la fonction de complaisance de la couche semi-infinie et de la couche sur roc à 3.0 m de profondeur ( $E = 100 \text{ MPa}$ , $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ , $\zeta = 2 \%$ , $V_s = 141.4 \text{ m/s}$ , $V_p = 244.9 \text{ m/s}$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).....	59
Figure 2.21 :	Variation de l'amplitude des fonctions de complaisance selon la profondeur au roc ( $E = 100 \text{ MPa}$ , $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ , $\zeta = 2 \%$ , $V_s = 141.4 \text{ m/s}$ , $V_p = 244.9 \text{ m/s}$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).....	61
Figure 2.22 :	Variation de l'amplitude des fonctions de complaisance selon la rigidité de la couche sous-jacente ( $E_1 = 100 \text{ MPa}$ , $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ , $\zeta = 2 \%$ , $V_{s1} = 141.4 \text{ m/s}$ , $V_{p1} = 244.9 \text{ m/s}$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).....	62
Figure 2.23 :	Variation de l'amplitude des fonctions de complaisance en présence d'une couche plus rigide de 1.0 m d'épaisseur à la surface d'une couche semi-infinie ( $\nu = 0.25$ , $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ , $\zeta = 2 \%$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).....	64
Figure 2.24 :	Influence de la profondeur au roc sur les déplacements maximums dynamiques et statiques à la surface d'un milieu à une couche et à deux couches ( $E_1 = 500 \text{ MPa}$ , $E_2 = 100 \text{ MPa}$ ( $G_{\text{sol}} = 40 \text{ MPa}$ ), $\nu = 0.25$ et $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ).....	66
Figure 2.25 :	Influence de la profondeur au roc sur les historiques de déflexions théoriques : A) $H_{\text{roc}} = \text{infinie}$ , B) 6.0 m, C) 5.0 m, D) 4.0 m, E) 3.0 m et F) 2.0 m.....	68
Figure 2.26 :	Ratio de déflexion (dynamique / statique).....	70
Figure 2.27 :	Influence de la profondeur au roc sur les bassins de déflexion dynamique et statique ainsi que sur le module de surface (Boussinesq).....	73
Figure 2.28 :	Relation entre la déflexion maximale dynamique et l'inverse de la distance radiale avec et sans présence de roc.....	74
Figure 2.29 :	Compensation des effets dynamiques sur le bassin de déflexion par une élasticité non linéaire apparente au niveau du sol d'une chaussée à quatre couches.....	75
Figure 2.30 :	Algorithme générale des procédures de rétrocalcul (adapté et traduit de Lytton 1989).....	78

Figure 2.31 :	Définition des modules élastiques lors d'essais triaxiaux monotone et cyclique.....	99
Figure 2.32 :	Courbes contrainte – déformation sous sollicitation cyclique en cisaillement.....	103
Figure 2.33 :	Courbe de réduction de module de cisaillement sécant et courbe d'amortissement selon l'amplitude de la déformation cyclique de cisaillement (traduit et adapté de Vucetic 1994).....	105
Figure 3.1 :	Représentation du problème de l'essai FWD pour un milieu semi-infini en coordonnées cylindriques.....	118
Figure 3.2 :	Élément spectral de couche d'épaisseur $h$ en conditions axisymétriques.....	120
Figure 3.3 :	Élément spectral de couche semi-infinie en conditions axisymétriques.....	126
Figure 3.4 :	Concept du domaine fini axisymétrique pour l'analyse des essais FWD (Al-Khoury 2002).....	129
Figure 3.5 :	Assemblage des matrices de rigidité de chacune des couches dans la matrice de rigidité globale (adapté de Lysmer et Drake 1972).....	136
Figure 3.6 :	Spectre du nombre d'onde $k_{pzmn}$ pour différents modes naturels de vibration.....	146
Figure 3.7 :	Spectre du nombre d'onde $k_{pzmn}$ pour différents modes naturels de vibration (avec amortissement de $\zeta = 0.02$ ).....	147
Figure 3.9 :	Coefficients de distribution spatiale $F_m$ pour une plaque flexible.....	164
Figure 3.10 :	Modélisation de la chaussée dans FLAC en conditions axisymétriques.....	167
Figure 3.11 :	Comparaison des historiques de déflexion pour le cas 1) semi-infini : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme ADCES.....	170
Figure 3.12 :	Comparaison des historiques de déflexion pour le cas A) semi-infini : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme FLAC.....	171
Figure 3.13 :	Comparaison des historiques de déflexion pour le cas 2) roc à 6.096 m : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme ADCES.....	172
Figure 3.14 :	Comparaison des historiques de déflexion pour le cas 2) roc à 6.096 m : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme FLAC.....	173
Figure 3.15 :	Comparaison des historiques de contraintes sous le centre de la plaque de chargement pour le cas 1) semi-infini ( $r = 0$ m).....	176
Figure 3.16 :	Comparaison des historiques de déformations sous le centre de la plaque de chargement pour le cas 1) semi-infini ( $r = 0$ m).....	177
Figure 4.1 :	Schéma d'analyse inverse des essais FWD (adapté d'Uzan 1994a).....	184
Figure 4.2 :	Éléments du problème inverse des essais FWD.....	190

Figure 4.3 :	Spectres d'amplitude, diagrammes de phase et fonctions de complaisance correspondants aux données expérimentales et théoriques des essais FWD.....	192
Figure 4.4 :	Historiques de chargement et de déflexions du FWD PRI 2100 de marque Carl Bro de l'Université Laval. ....	203
Figure 4.5 :	Définition des observations sur les historiques de déflexion mesurées.....	206
Figure 4.6 :	Algorithme du programme UCODE. ....	216
Figure 4.7 :	Diagramme de flux ADCES-INVERSE (couplage avec UCODE). ....	217
Figure 4.8 :	Surfaces de la fonction objective du système à trois couches....	219
Figure 4.9 :	Résultats des simulations des essais FWD avec ADCES et d'analyse inverse avec ADCES-INVERSE. ....	224
Figure 4.10 :	Influence du décalage à la fin de l'historique de déflexions sur la fonction de complaisance ( $\Delta f = 2.44$ Hz). ....	227
Figure 4.11 :	Correction linéaire à la fin de l'enregistrement des historiques de déflexion. ....	228
Figure 4.12 :	Résultats d'inversion selon le schéma dans le domaine du temps avec comme observation le bassin de déflexion en considérant l'instant $t_j$ où la déflexion est maximale sur l'historique de déflexions; pour un essai FWD à 40 kN effectué au point d'essais P1-1 sur la planche 1. ....	239
Figure 4.13 :	Résultats d'inversion selon le schéma dans le domaine du temps avec 10 observations sur les historiques de déflexion; pour un essai FWD à 40 kN effectué au point d'essais P1-1 sur la planche 1. ....	240
Figure 4.14 :	Résultats d'inversion selon le schéma dans le domaine des fréquences avec 20 observation sur les fonctions de complaisance; pour un essai FWD à 40 kN effectué au point d'essais P1-1 sur la planche 1.....	241
Figure 5.1 :	Localisation du site d'essais à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., dans la municipalité du Lac Saint-Charles au nord de la ville de Québec.....	248
Figure 5.2 :	Site expérimental dans la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., avant la réalisation des travaux de constructions; vue vers le sud à partir du nord.....	249
Figure 5.3 :	Site expérimental et ses environs dans la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., après la construction des deux planches; vue vers le nord-ouest à partir du haut du talus au sud-est du site. ....	249
Figure 5.4 :	Localisation des planches sur le site expérimental.....	250
Figure 5.5 :	Localisation des essais de caractérisation géotechnique.....	251
Figure 5.6 :	Profil géotechnique synthèse du site expérimental. ....	253
Figure 5.7 :	Coupes typiques de la chaussée des planches 1 et 2.....	260
Figure 5.8 :	Localisation des points d'essais FWD sur les deux planches d'essais. ....	265

Figure 5.9 :	Localisation de l'instrumentation sur le site expérimental à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée.....	271
Figure 5.10 :	Essais FWD réalisés sur la planche 2 à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. avec des mesures indépendantes de l'accélération verticale à l'aide de six accéléromètres EpiSensor.....	272
Figure 5.11 :	Schéma du montage pour la réalisation des essais cross-hole.....	275
Figure 5.12 :	Vue d'ensemble des appareils des essais cross-hole (la pompe hydraulique est à l'arrière dans la camionnette). ....	276
Figure 5.13 :	Résultats des essais cross-hole sur le site expérimental. ....	277
Figure 5.14 :	Schéma du montage de l'essai de plaque avec la plaque du FWD. ....	279
Figure 5.15 :	Vue d'ensemble du montage pour la réalisation des essais de plaque.....	280
Figure 5.16 :	Réalisation des essais de plaque avec la plaque du FWD et de six LVDT montés sur une longue poutre d'aluminium sous un camion chargé.....	280
Figure 5.17 :	Relation charge – déflexion typique du LVDT 1 obtenue lors des essais de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 45 kN.....	282
Figure 5.18 :	FWD de l'Université Laval – modèle PRI 2100 de Carl Bro.....	284
Figure 5.19 :	FWD du ministère des Transports du Québec – modèle 8002E de Dynat.....	285
Figure 5.20 :	Historiques d'accélération verticales mesurées au point PT 4 sur la planche 1 lors d'un essai FWD au niveau de charge de 40 kN.....	288
Figure 6.1 :	Appareillage des essais triaxiaux à chargements répétés du laboratoire du Service des matériaux d'infrastructure du MTQ (DLC, 2005).....	297
Figure 6.2 :	Chemins de contraintes des essais cycliques et enveloppe de rupture des matériaux (Laboratoire du MTQ). ....	301
Figure 6.3 :	Comparaison entre les modules réversibles $M_r$ mesurés et prédits.....	305
Figure 6.4 :	Influence de la contrainte moyenne $p$ sur le module réversible $M_r$ du matériau granulaire MG-20 et du sable d'infrastructure.....	306
Figure 6.5 :	Courbe maîtresse de l'enrobé bitumineux EB-14 à 10°C. ....	312
Figure 6.6 :	Résultats du calage du modèle d'angle de déphasage dans la représentation Cole – Cole pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).....	314
Figure 6.7 :	Résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh dans la représentation de Black pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).....	317
Figure 6.8 :	Résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh dans la représentation Cole – Cole pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).....	317



Figure 6.9 :	Résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh dans la représentation $ E^*  - f$ pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).....	318
Figure 6.10 :	Amortissement hystérétique (constant) et amortissement visqueux (Cornejo Córdoba 2002).....	319
Figure 6.11 :	Comparaison des courbes maîtresses à 10°C obtenues par l'équation de Doucet (2003) et avec le modèle viscoélastique d'Huet – Sayegh.....	320
Figure 7.1 :	Méthodologie de vérification de la méthode dynamique d'analyse des essais FWD à l'aide des mesures indépendantes d'accélération verticale.....	327
Figure 7.2 :	Localisation des points d'essais FWD sur les deux planches.....	330
Figure 7.3 :	Modèle multicouche semi-infini de la chaussée aux points PT 4 et P2-1 en conditions axisymétriques.....	330
Figure 7.4 :	Compilation des modules d'Young équivalents moyens tirés de l'analyse statique avec MODCOMP 5 pour les six cas d'étude.....	337
Figure 7.5 :	Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 1 pour point PT 4 et des déflexions prédites avec le modèle élastostatique. ....	340
Figure 7.6 :	Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 2 pour point P2-1 et des déflexions prédites avec le modèle élastostatique. ....	341
Figure 7.7 :	Compilation des modules d'Young équivalents tirés de l'analyse dynamique dans le domaine du temps avec ADCES-INVERSE pour les six cas d'étude.....	350
Figure 7.8 :	Comparaison entre les historiques d'accélération verticales calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.....	353
Figure 7.9 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C. ....	355
Figure 7.10 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°2 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C. ....	356
Figure 7.11 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°3 : point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C. ....	357
Figure 7.12 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°4 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C. ....	358

Figure 7.13 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°5 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C. ....	359
Figure 7.14 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°6 : point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C. ....	360
Figure 7.15 :	Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 1 pour point PT 4 et des déflexions prédites avec le modèle élastodynamique hystérétique. ....	361
Figure 7.16 :	Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 2 pour point P2-1 et des déflexions prédites avec le modèle élastodynamique hystérétique. ....	362
Figure 7.17 :	Compilation des modules d'Young équivalents tirés de l'analyse dynamique viscoélastique dans le domaine du temps avec ADCES-INVERSE pour les six cas d'étude. ....	376
Figure 7.18 :	Comparaison entre les historiques d'accélération verticales calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C. ....	378
Figure 7.19 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C. ....	379
Figure 7.20 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°2 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C. ....	380
Figure 7.21 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°3 : point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C. ....	381
Figure 7.22 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°4 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C. ....	382
Figure 7.23 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°5 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C. ....	383
Figure 7.24 :	Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°6 : point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C. ....	384

Figure 7.25 :	Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 1 pour point PT 4 et des déflexions prédites avec le modèle visco-élasto-dynamique.....	385
Figure 7.26	Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 2 pour point P2-1 et des déflexions prédites avec le modèle visco-élasto-dynamique.....	386
Figure 7.27 :	Synthèse des déflexions maximales moyennes prédites par différents modèles comparativement aux données expérimentales mesurées avec les accéléromètres dans les champs proche et éloigné. ....	390
Figure 7.28 :	Comparaison des déformations critiques prédites selon la méthode dynamique : A) historiques de déformation en traction à la base du revêtement, B) historiques de déformation en compression dans le sol à la ligne d'infrastructure.....	396
Figure 7.29 :	Comparaison des déformations critiques prédites à l'aide des modules "statiques" de MODCOMP 5 : A) historiques de déformation en traction à la base du revêtement, B) historiques de déformation en compression dans le sol à la ligne d'infrastructure. ....	397
Figure 8.1 :	Essai FWD de l'Université Laval au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	408
Figure 8.2 :	Comparaison des modules d'Young équivalents moyens selon les analyses inverses dynamique et statique, pour les essais des FWD effectués sur la planche 1.....	412
Figure 8.3 :	Contribution des couches au bassin de déflexion selon le type d'analyse pour l'essai FWD UL à 40 kN au point P1-1 sur la planche 1 : A) analyse dynamique et B) analyse statique.....	418
Figure 8.4 :	Profils de contraintes et de déformations verticales sous l'axe de chargement pour un essai FWD à 40 kN au point P1-3 sur la planche 1.....	423
Figure 8.5 :	Comparaison des modules d'Young équivalents du sol naturel (sable) obtenus par inversion selon les méthodes statique et dynamique. ....	424
Figure 8.6 :	Historiques de chargement théoriques et expérimentaux du FWD normalisés à une charge de 40 kN.....	429
Figure 8.7 :	Spectres d'amplitudes des historiques de chargement théoriques et expérimentaux du FWD normalisés à 40 kN.....	429
Figure 8.8 :	Fonctions de complaisance théoriques du modèle multicouche au point P1-10 sur la planche 1 dans le cas d'un chargement sur une plaque circulaire flexible de 300 mm de diamètre. ....	430
Figure 8.9 :	Historiques de déflexion théoriques au centre de la plaque du FWD pour le point P1-10 sur la planche 1 obtenus par diverses fonctions de chargement à 40 kN.....	430

Figure 8.10 :	Comparaison des historiques de déflexion théoriques selon le comportement mécanique du revêtement à 10°C pour un pulse sinusoïdal de 30 ms (niveau de charge de 40 kN) au point P1-10 sur la planche 1.....	431
Figure 8.11 :	Bassins de déflexion théoriques au point d'essais P1-10 sur la planche 1 obtenus par diverses fonctions de chargement avec un niveau de charge de 40 kN : A) revêtement élastique, B) revêtement viscoélastique.....	432
Figure 8.12 :	Bassins de déflexion du FWD UL, normalisés à 40 kN selon différentes conditions de chargement aux points P1-9 à P1-12 sur la planche 1 (température du revêtement entre 9.7 et 10.1°C).....	433
Figure 8.13 :	Fonctions de complaisance théorique du modèle multicouche avec un revêtement viscoélastique au point P1-1 sur la planche 1 dans le cas d'un chargement sur une plaque circulaire flexible de 300 mm de diamètre.....	437
Figure 8.14 :	Influence de la température sur le bassin de déflexion théorique prédit avec le modèle d'Huet-Sayegh pour le revêtement au point P1-1 sur la planche 1 sous une charge sinusoïdale de 40 kN.....	437
Figure 8.15 :	Influence de la température du revêtement sur le bassin de déflexion mesuré par le FWD au point d'essais P1-1 sur la planche 1.....	439
Figure 8.16 :	Comparaison des résultats d'analyse dynamique des essais FWD sur la planche 1 au point P1-1. A) Influence de la température sur le module dynamique de l'enrobé bitumineux; B) Courbes maîtresses obtenues en laboratoire et in situ à l'aide des essais FWD.....	443
Figure 8.17 :	Effet combiné de la température du revêtement et du comportement élastique non linéaire du MG-20 de fondation selon le modèle d'Uzan sur les bassins de déflexion calculés sous chargement statique.....	445
Figure 8.18 :	Bassins de déflexion de l'essai de plaque et de l'essai FWD au point P1-3 sur la planche 1.....	445
Figure 8.19 :	Comparaison entre les bassins de déflexion mesurés lors des essais de plaque au point P1-3 sur la planche 1 et ceux prédits à l'aide des essais FWD et des essais en laboratoire pour les niveaux de charge A) 20 kN, B) 40 kN et C) 70 kN.....	453
Figure A-1 :	Opération de construction des planches d'essais, de gauche à droite et de bas en haut : excavation de la planche 1, mise en place deuxième couche de fondation sur la planche 1, compactage de la fondation de la planche 1, arrosage en vu du compactage final de la planche 1, pose de la première couche de revêtement sur la planche 2, épandage du liant d'accrochage sur la planche 2 avant la pose de la seconde couche d'enrobé bitumineux, pose de la deuxième couche d'enrobé bitumineux sur la planche 1, compactage du	

	revêtement de la planche 1 à l'aide d'un compacteur à rouleaux vibrants en acier, et compactage final du revêtement sur la planche 1 à l'aide d'un compacteur à rouleaux pneumatiques. ....	505
Figure A-2 :	Élévation de la ligne d'infrastructure et épaisseur des couches de matériaux. ....	506
Figure A-3 :	Masse volumique des matériaux mesurée au nucléodensimètre. ....	508
Figure A-4 :	Densité relative des matériaux par rapport à l'optimum Proctor modifié. ....	510
Figure A-5 :	Courbe granulométrique du sable d'infrastructure. ....	511
Figure A-6 :	Courbe granulométrique du MG-20 de fondation. ....	511
Figure A-7 :	Courbe granulométrique des granulats de l'enrobé bitumineux EB-14. ....	512
Figure A-8 :	Appareillage des accéléromètres; A) Boîte de transport des six accéléromètres et des composantes d'acquisition et d'alimentation, B) Unité d'alimentation des accéléromètres, C) Bloc de connexion NI CB-68LP avec câble de connexion NI SHC 68-68 EP vers la carte d'acquisition NI DAQCard-6036E installée sur le portable d'acquisition, D) Boitier de connexion des accéléromètres pour leur alimentation, leur étalonnage et l'acquisition, E) Fils de connexion des six accéléromètres, F) Accéléromètre EpiSensor modèle FBA ES-U, G) Base d'installation de l'accéléromètre avec tige filetée ou pointe, H) Outils et cheville métallique pour ancrer les accéléromètres à la surface du revêtement. ....	518
Figure A-9 :	A) Accéléromètre EpiSensor modèle FBA ES-U, B) Base s'installation de l'accéléromètre avec tige filetée, C) Pointe de remplacement de la tige filetée pour les sols et matériaux granulaires, D) Outil de mise en place de la cheville, E) Cheville métallique pour ancrer les accéléromètres à la surface du revêtement, F) Mèche à béton pour forer le trou d'insertion de la cheville. ....	519
Figure A-10 :	Détail de l'accéléromètre, de la base d'installation, de la tige filetée et de la pointe et de l'accéléromètre fixé à la base d'installation. ....	520
Figure A-11 :	Nouvelles sondes d'essais cross-hole: A) système de mâchoires en aluminium actionnés mécaniquement par un cylindre à air comprimée – système fermé à gauche et système ouvert à droite, B) Cylindre à air comprimé, C) Géophone vertical, D) géophone horizontal, E) Support de la sonde sur lequel une perche (figure A-15) s'accroche pour descendre ou monter la sonde, F) Boyaux d'ouverture et de fermeture du cylindre à air comprimée. ....	522
Figure A-12 :	Appareillage des essais cross-hole; A) Sondes (fermée à gauche et ouverte à droite), B) Bloc de connexion NI CB-68LP avec câble de connexion NI SHC 68-68 EP vers la	

	carte d'acquisition NI DAQCard-6036E installée dans le portable d'acquisition, C) Boyau pour ouvrir la sonde, D) Boyau pour fermer la sonde, E) Système de valves, F) Boyau de connexion avec le réservoir d'air comprimé. ....	523
Figure A-13 :	Système de mise en place des sondes cross-hole dans les tubages à l'aide d'une perche spécialement adaptée.....	524
Figure A-14 :	Signaux typiques des essais cross-hole dans le dépôt de sable: $T_p$ est le temps de parcourt des ondes de compression (qui n'a pas été utilisé lors de l'analyse) et $T_s$ est le temps de parcourt des ondes de cisaillement mesurées par les géophones verticaux 1 et 2 respectivement des les tubes 2 et 3, la source étant dans le tube 1 (Les tubes sont séparés d'une distance de 4.5 m). ....	525
Figure A-15 :	Appareillage des essais de plaque; A) Unité d'alimentation des LVDT, B) Bloc de connexion NI CB-68LP avec câble de connexion NI SHC 68-68 EP vers la carte d'acquisition NI DAQCard-6036E installée dans le portable d'acquisition, C) Boitier des composantes électroniques des LVDT comprenant les modules de conditionnement (B.I.C.M de Solartron Metrology), D) Bobine du LVDT miniature, E) Curseur monté sur une tige filetée s'insérant dans la bobine et sa pesée en laiton, F) Câble du LVDT, G) Support de la bobine du LVDT miniature s'insérant sur une poutre d'aluminium rectangulaire 150 × 50 mm.....	526
Figure D-1 :	Essais de cisaillement et enveloppe de rupture pour le sable d'infrastructure.....	541
Figure D-2 :	Essais de cisaillement et enveloppe de rupture pour le matériau granulaire MG-20.....	542
Figure D-3 :	Résultats des essais Proctor modifié sur le sable d'infrastructure et sur la matériau granulaire MG-20. ....	543
Figure D-4 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques supplémentaires du MTQ à une pression de confinement de 10 kPa pour le sable d'infrastructure.....	544
Figure D-6 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 35 kPa pour le sable d'infrastructure. ....	546
Figure D-7 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 70 kPa pour le sable d'infrastructure. ....	547
Figure D-8 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 105 kPa pour le sable d'infrastructure. ....	548
Figure D-9 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 140 kPa pour le sable d'infrastructure. ....	549

Figure D-10 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques supplémentaires du MTQ à une pression de confinement de 10 kPa pour le matériau granulaire MG-20. ....	550
Figure D-11 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 20 kPa pour le matériau granulaire MG-20.....	551
Figure D-12 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 35 kPa pour le matériau granulaire MG-20.....	552
Figure D-13 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 70 kPa pour le matériau granulaire MG-20.....	553
Figure D-14 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 105 kPa pour le matériau granulaire MG-20.....	554
Figure D-15 :	Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 140 kPa pour le matériau granulaire MG-20.....	555
Figure E-1 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.....	558
Figure E-2 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.....	559
Figure E-3 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.....	560
Figure E-4 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.....	561
Figure E-5 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.....	562
Figure E-6 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.....	563
Figure E-7 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	564

Figure E-8 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	565
Figure E-9 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	566
Figure E-10 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C. ....	567
Figure E-11 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	568
Figure E-12 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	569
Figure E-13 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	570
Figure E-14 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°1, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	571
Figure E-15 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°1, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	572
Figure E-16 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	573
Figure E-17 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°2, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	574
Figure E-18 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°2, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	575
Figure E-19 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°3, essai FWD	



	#1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	576
Figure E-20 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°3, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	577
Figure E-21 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°3, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	578
Figure E-22 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C. ....	579
Figure E-23 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°4, essai FWD #2 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C. ....	580
Figure E-24 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°4, essai FWD #3 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C. ....	581
Figure E-25 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	582
Figure E-26 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°5, essai FWD #2 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	583
Figure E-27 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°5, essai FWD #3 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	584
Figure E-28 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	585
Figure E-29 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°6, essai FWD #2 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	586
Figure E-30 :	Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°6, essai FWD #3 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	587

Figure E-31 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	588
Figure E-32 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	589
Figure E-33 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	590
Figure E-34 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	591
Figure E-35 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	592
Figure E-36 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	593
Figure E-37 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C. ....	594
Figure E-38 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	595
Figure E-39 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	596
Figure E-40 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4,	

	essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C. ....	597
Figure E-41 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	598
Figure E-42 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	599
Figure E-43 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	600
Figure E-44 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	601
Figure E-45 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C. ....	602
Figure E-46 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	603
Figure E-47 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	604
Figure E-48 :	Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C. ....	605
Figure F-1 :	Essai FWD de l'Université Laval au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	619
Figure F-2 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	620

Figure F-3 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	621
Figure F-4 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	622
Figure F-5 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	623
Figure F-6 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	624
Figure F-7 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	625
Figure F-8 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	626
Figure F-9 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	627
Figure F-10 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	628
Figure F-11 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	629
Figure F-12 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	630
Figure F-13 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	631
Figure F-14 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	632
Figure F-15 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	633
Figure F-16 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	634
Figure F-17 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	635
Figure F-18 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	636
Figure F-19 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	637
Figure F-20 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	638
Figure F-21 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	639
Figure F-22 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	640
Figure F-23 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	641
Figure F-24 :	Essais FWD de l'Université Laval au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN. ....	642
Figure F-25 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. ....	643

Figure F-26 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	644
Figure F-27 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	645
Figure F-28 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	646
Figure F-29 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	648
Figure F-30 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	649
Figure F-31 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	650
Figure F-32 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	651
Figure F-33 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	652
Figure F-34 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	653
Figure F-35 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	654
Figure F-36 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	655
Figure F-37 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	656
Figure F-38 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	657
Figure F-39 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	658
Figure F-40 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	659
Figure F-41 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	660
Figure F-42 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	661
Figure F-43 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	662
Figure F-44 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	663
Figure F-45 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	664
Figure F-46 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	665
Figure F-47 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	667
Figure F-48 :	Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	668

Figure F-49 :	Analyse élastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 20 kN.....	675
Figure F-50 :	Analyse élastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 20 kN.....	676
Figure F-51 :	Analyse élastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	677
Figure F-52 :	Analyse élastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	678
Figure F-54 :	Analyse élastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	679
Figure F-55 :	Analyse élastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	680
Figure F-56 :	Analyse viscoélastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche pour le niveau de charge de 20 kN.....	681
Figure F-57 :	Analyse viscoélastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 20 kN.....	682
Figure F-58 :	Analyse viscoélastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.....	683
Figure F-59 :	Analyse viscoélastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 après les essais de plaque pour le niveau de charge de 40 kN.....	684
Figure F-60 :	Analyse viscoélastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	685
Figure F-61 :	Analyse viscoélastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.....	686
Figure G.1 :	Définition du système de coordonnées cylindriques.....	694
Figure G.2 :	Composantes des contraintes d'un élément infinitésimal en coordonnées cylindriques.....	696
Figure G.3 :	Distribution des déplacements d'ondes sous une plaque circulaire dans un milieu semi-infini homogène, isotrope et élastique (traduit de Woods 1968).....	707

## Liste des symboles et abréviations

Description	Symbole	Unité
<b>ABRÉVIATIONS</b>		
<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>	AASHTO	
<i>Canadian Strategic Highway Research Program</i>	C-SHRP	
Équivalent de charge axiale simple (40 kN)	ECAS	
Transformée de Fourier rapide	FFT	
Défectomètre à masse tombante	FWD	
<i>Heavy Weight Deflectometer</i>	HWD	
Transformée de Fourier rapide inverse	iFFT	
<i>Long-Term Performance Program</i>	LTPP	
Ministère des Transports du Québec	MTQ	
<i>Pavement Deflection Data Exchange Standard</i>	PDDX	
<i>Strategic Highway Research Program</i>	SHRP	
<i>Standard Penetration Test</i>	SPT	
<b>SYMBOLES MAJUSCULS</b>		
Surface	A	m <sup>2</sup>
Matrice 4 x 4	$\hat{A}$	---
Coefficient	A <sub>c</sub>	---
Accélération verticale maximale	A <sub>max</sub>	m/s <sup>2</sup>
Coefficient	A <sub>mn</sub>	---
Aire normalisée du bassin de déflexion	A <sub>N</sub>	m
Constante (x = 1, 2, 3)	A <sub>x</sub>	---
Inertance	A( $\omega$ )	m/Ns <sup>2</sup>
Inverse de la matrice 4 x 4 $\hat{A}$	$\hat{B}$	---
Coefficient	B <sub>c</sub>	---
Indice de courbure de la base	BCI	m

Description	Symbole	Unité
Indice de dommage de la base	BDI	m
Coefficient	$B_{mn}$	---
Constante ( $x = 1, 2, 3$ )	$B_x$	---
Constante	C	---
Matrice d'amortissement	<b>C</b>	Ns/m
Matrice des coefficients $\{A_c, B_c, C_c, D_c\}$	$\hat{c}$	---
Coefficient	$C_c$	---
Tenseur des coefficients d'élasticité	$C_{ijkl}$	Pa
Coefficient	$C_{mn}$	---
Compacité relative ( $\rho_d/\rho_{d\ opt}$ )	$C_R$	%
Coefficient de variation	C.V.	%
Constante	D	---
Matrice des coefficients d'influence de la méthode Levenberg-Marquardt	<b>D</b>	---
Vecteur des déplacements nodaux	$\hat{d}$	m
Coefficient	$D_c$	---
Amortissement géométrique (figure 3.3)	$D_g$	---
Déflexion maximale	$D_{max}$	m
Coefficient	$D_{mn}$	---
Déflexion maximale à une distance radiale r	$D_r$	m
Module d'Young, module d'Young équivalent	$E$	Pa
Vecteur des modules d'Young équivalents connus ou inconnus	<b>E</b>	Pa
Composante imaginaire ou visqueuse du module d'Young complexe	$E_i$	Pa
Module maximum du modèle Huet-Sayegh	$E_{max}$	Pa
Module d'Young maximale à petites déformations	$E_{max}$	Pa
Module minimum du modèle d'Huet-Sayegh	$E_{min}$	Pa
Module d'Young initiale à petites déformations	$E_0$	Pa
Composante réelle du module d'Young complexe	$E_r$	Pa
Module d'Young sécant	$E_s$	Pa
Module d'Young de la couche de sol	$E_{sol}$	Pa



Description	Symbole	Unité
Module d'Young apparent du sol	$E_{\text{sol-apparent}}$	Pa
Module d'Young tangent	$E_t$	Pa
Module d'Young équivalent de la couche x	$E_x$	Pa
Module d'Young dynamique	$E^*$	Pa
Module d'Young complexe	$ E^* $	Pa
Force	F	N
Facteur d'amplification	F.A.	---
Composante spatiale du chargement	$F_m$	---
Spectre de la pression moyenne due au chargement	$\hat{F}_n$	Pa
Fonction de réponse fréquentielle	FRF	---
Variation de l'amplitude de la charge dans le temps	F(t)	N
Loi de comportement entre les contraintes et les déformations	$F(\sigma, \varepsilon)$	---
Module de cisaillement	G	Pa
Module de cisaillement complexe	$G^*$	Pa
Masse spécifique des grains de sol	$G_s$	---
Module de cisaillement de la couche x	$G_x$	Pa
Module de cisaillement maximal à petites déformations	$G_{\text{max}}$	Pa
Module de cisaillement de la couche de sol	$G_{\text{sol}}$	Pa
Module de cisaillement sécant du cycle x	$G_{\text{sx}}$	Pa
Épaisseur d'une couche de la chaussée	H	m
Épaisseur de la couche i	$H_i$	m
Vecteur des fonctions de complaisance mesurées	$\hat{H}^m$	m/N
Fonction de complaisance du système multicouche	$\hat{H}_n$	m/N
Vecteur des fonctions de complaisance théoriques	$\hat{H}^{\text{th}}$	m/N
Profondeur du roc	$H_{\text{roc}}$	m
Complaisance ou fonction de complaisance	$H(\omega), \hat{H}$	m/N
Fonction de réponse impulsive	H(t)	m/N
Fonction d'Hankel d'ordre 0 de deuxième type de la variable x	$H_0^{(2)}(x)$	---
Énergie d'activation	$\Delta H$	J/mol
Module de rigidité de l'impulsion	ISM	N/m

Description	Symbole	Unité
Matrice identité	<b>I</b>	---
Intégrale partielle pour $x = 1$ à 5	$I_x$	---
Impédance	$I(\omega)$	N/m/s
Jacobien	<b>J</b>	---
Composante imaginaire de la complaisance viscoélastique de l'enrobé bitumineux (modèle d'Huet-Sayegh)	$J_i$	1/Pa
Composante réelle de la complaisance viscoélastique de l'enrobé bitumineux (modèle d'Huet-Sayegh)	$J_r$	1/Pa
Fonction de Bessel d'ordre 0 de premier type de la variable $x$	$J_0(x)$	---
Fonction de Bessel d'ordre 1 de premier type de la variable $x$	$J_1(x)$	---
Module de compressibilité volumétrique	$K$	Pa
Matrice de rigidité	<b>K</b>	Pa/m
Paramètres de régression des modèles de module $M_r$ , $x = 1$ à 32	$K_x$	(--- ou Pa)
Module de compressibilité volumétrique maximal à petites déformations	$K_{\max}$	Pa
Coefficient du poids des terres au repos	$K_o$	---
Raideur dynamique	$K(\omega)$	N/m
Matrice de rigidité globale	<b>[K]</b>	
Nombre de couche	<b>L</b>	---
Matrice 4 x 4	$\hat{L}$	---
Masse	$M$	kg
Nombre d'échantillons dans l'espace ou dans le domaine des longueurs d'onde	<b>M</b>	---
Matrice de masse	<b>M</b>	kg
Module réversible (essai triaxial à chargements répétés)	$M_r$	Pa
Pente de l'enveloppe de rupture de pic dans le diagramme de Cambridge	$M_{pic}$	---
Mobilité	$M(\omega)$	m/sN
Masse apparente	$M_a(\omega)$	N/m/s <sup>2</sup>
Nombre d'échantillons dans le temps ou en fréquence	<b>N</b>	---

Description	Symbole	Unité
Indice de pénétration standard	N	coups/0.3 m
Nombre d'applications de charge pour la rupture par fissuration de fatigue de revêtement	$N_f$	ECAS
Nombre d'itération du processus d'inversion d'UCODE	$N_i$	---
Nombre de paramètres inconnus	$N_j$	---
Nombre d'observations	$N_{obs}$	---
Nombre d'applications de charge pour la rupture par accumulation de déformations permanentes	$N_p$	ECAS
Nombre de capteurs (distance radiale)	$N_r$	---
Nombre d'échantillons correspondants à la fréquence de Nyquist	$N_y$	---
Indice de pénétration standard corrigé à 100 kPa	$N_1$	coups/0.3 m
Spectre d'amplitude du chargement	$\hat{P}_n$	Pa
Spectre d'amplitude du chargement (domaine des nombres d'onde)	$\hat{P}_{mn}$	Pa
Pression appliquée horizontalement en surface	$P_r$	Pa
Pression appliquée verticalement en surface	$P_z, P_z(r,t)$	Pa
Pression nodale verticale au nœud 1 (domaine des fréquences)	$\hat{P}_{z1}$	Pa
Fraction fine de sol passant le tamis 200	$P_{200}$	%
Pression appliquée en surface	$P(r,t)$	Pa
Pression appliquée verticalement en surface (domaine des fréquences)	$\hat{P}_z(r)$	Pa
Force, historique de chargement	$Q, Q(t)$	N
Force maximale	$Q_{max}$	N
Dimension radiale maximale du domaine cylindrique fini	R	m
Constante des gaz parfaits (8.314 J/mol°K)	$R_g$	J/mol°K
Racine des erreurs relatives moyenne au carrée entre les déflexions mesurées et calculées ( <i>root mean square error</i> )	RMS	%
Coefficient de corrélation	$R^2$	---
Fonction dépendante de r	$\hat{R}(r)$	---

Description	Symbole	Unité
Frontière du domaine	S	---
Indice de courbe	SCI	m
Frontière du domaine où les contraintes sont imposées	$S_f$	---
Degré de saturation	$S_r$	%
Frontière du domaine où les déplacements sont imposés	$S_u$	---
Distribution spatiale unitaire de la pression appliquée en surface	$S_z(r)$	---
Température	T	°C
Période	T	s
Vecteur des contraintes nodales	$\hat{t}$	Pa
Température moyenne de l'enrobé bitumineux ou du revêtement	$T_{\text{enrobé}}$	°C
Contrainte normale au plan i	$T_i, T_i(t)$	Pa
Tolérance du critère de convergence sur la valeur des paramètres inconnus du processus itératif d'UCODE	TOL	---
Température de référence de l'enrobé bitumineux	$T_{\text{ref}}$	°C
Contrainte nodale horizontale au nœud x (domaine des fréquences et des nombres d'onde)	$\hat{T}_{rxmn}$	Pa
Contrainte verticale (domaine des fréquences)	$\hat{T}_z$	Pa
Contrainte nodale verticale au nœud 1 (domaine des fréquences)	$\hat{T}_{z1}$	Pa
Contrainte nodale verticale au nœud x (domaine des fréquences et des nombres d'onde)	$\hat{T}_{zmxn}$	Pa
Intervalle de temps entre la déflexion à une charge atteint 1 kN en chargement et la déflexion maximale sur l'historique de déflexion	$T_1$	s
Intervalle de temps entre la déflexion maximale et la déflexion correspondant à 10 % de cette dernière après que la déflexion maximale est été atteinte sur l'historique de déflexion	$T_2$	s
Énergie dissipée	$W_D$	J
Vecteurs des déflexions mesurées	$W^m$	m
Énergide de déformation	$W_S$	J
Vecteurs des déflexions théoriques	$W^{\text{th}}$	m

Description	Symbole	Unité
Volume	$V$	$m^3$
Vitesse	$V$	m/s
Vitesse des ondes compression	$V_p$	m/s
Vitesse des ondes de cisaillement	$V_s$	m/s
Vitesse des ondes de Rayleigh	$V_r$	m/s
Matrice de sensibilité des paramètres inconnus (modules $E$ ) de la méthode Levenberg-Marquardt	$X$	m/Pa
Fonction de Bessel d'ordre 0 du second type pour $x$	$Y_0(x)$	---
Fonction de Bessel d'ordre 1 du second type pour $x$	$Y_1(x)$	---
Paramètre de l'équation de Lamb (équ. 2.20)	$Z$	---
Fonction dépendante de $z$	$\hat{Z}(z)$	---

### SYMBOLES MINUSCULES

Rayon de la plaque	$a$	m
Constante du modèle d'Huet-Sayegh	$a_{HS}$	---
Facteur de translation en fréquence	$a_t$	---
Valeur négative des racines de l'équation 2.18, $x = 1, 2$ et 3	$a_x$	---
Constante du modèle d'Huet-Sayegh	$b_{HS}$	---
Coefficient d'amortissement	$c$	Ns/m
Cohésion apparente	$c_{app}$	Pa
Coefficient de courbure de la courbe granulométrique	$c_c$	---
Constante du modèle d'Huet-Sayegh	$c_{HS}$	---
Coefficient d'amortissement de l'amortisseur de l'élément de sol	$c_s$	Ns/m
Coefficient d'uniformité de la courbe granulométrique	$c_u$	---
Indice des vides	$e$	---
Indice des vides initial	$e_i$	---
Indice des vides final	$e_f$	---
Base vectorielle	$e$	---
Fréquence	$f$	Hz
Plage de fréquences	$f$	Hz

Description	Symbole	Unité
Fréquence fictive de chargement correspondant à l'endroit sur la courbe maîtresse à la température de référence où l'on devrait lire le module dynamique obtenu à une fréquence harmonique et à une température données	$f_{\text{fict}}$	Hz
$n^{\text{ième}}$ fréquence	$f_n$	Hz
Fréquence de Nyquist	$f_{\text{Nyquist}}$	Hz
Fréquence naturelle fondamentale de l'onde de compression	$f_p$	Hz
Fréquence de résonance	$f_r$	Hz
Fréquence naturelle fondamentale de l'onde de cisaillement	$f_s$	Hz
Force de surface unitaire	$f_s$	N
Force de volume unitaire	$f_v$	N
Facteur de normalisation fonction de la contrainte volumique totale	$f_0$	---
Incrément en fréquence	$\Delta f$	Hz
Accélération gravitationnelle (9.81 m/s <sup>2</sup> )	$g$	m/s <sup>2</sup>
Hauteur de chute de la masse	$h$	m
Paramètre du modèle d'Huet-Sayegh	$h_{\text{HS}}$	---
Nombre complexe égale à $i = \sqrt{-1}$	$i$	---
Indices ou exposants	$i, j, k$ et $l$	---
Rigidité du ressort	$k^f$	N/m
Paramètre du modèle d'Huet-Sayegh	$k_{\text{HS}}$	---
Nombre d'onde	$k$	radian/m
$m^{\text{ième}}$ nombre d'onde	$k_m$	radian/m
Nombre d'onde de l'onde de compression	$k_p$	radian/m
Nombre d'onde de l'onde de compression en direction radiale	$k_{pz}, k_{pzmn}$	radian/m
Nombre d'onde des ondes de Rayleigh	$k_r$	radian/m
Coefficient d'amortissement de l'amortisseur de l'élément de sol	$k_s$	N/m
Nombre d'onde des ondes de cisaillement	$k_s$	radian/m
Nombre d'onde de l'onde de cisaillement en direction	$k_{sz}, k_{szmn}$	radian/m

Description	Symbole	Unité
radiale		
Matrice de rigidité élémentaire	[k]	---
Indice de discrétisation spatiale	m	---
Masse de l'élément de sol	$m_{sol}$	kg
Masse unitaire	$m_u$	kg
Indice de discrétisation dans le temps et les fréquences, exposant, porosité	n	---, ---, %
Vecteur unitaire	$\mathbf{n}_j$	---
Contrainte moyenne	p	Pa
Vecteur des variations des paramètres inconnus (modules $E$ ) de la méthode Levenberg-Marquardt	$\mathbf{p}$	Pa
Variation du paramètre inconnu $\beta_j$ (module $E$ ) de la méthode Levenberg-Marquardt	$\mathbf{p}$	Pa
Pression atmosphérique	$p_a$	Pa
Contrainte déviatorique	q	Pa
Cohésion apparente dans la représentation de Cambridge	$q_{c\ app}$	Pa
Contrainte déviatorique cyclique	$q_{cyclique}$	Pa
Contrainte déviatorique à la rupture (de pic) du matériau	$q_F$	Pa
Contrainte déviatorique maximale sous chargement cyclique	$q_{max}$	Pa
Contrainte déviatorique minimale sous chargement cyclique	$q_0$	Pa
Coordonnée radiale, distance radiale	r	m
Fréquence adimensionnelle $\bar{r} = \omega r/V_s$	$\bar{r}$	---
Variable $s = kr$	s	---
Distribution de la pression sous la plaque circulaire du FWD	$s_z(r)$	Pa
Pression moyenne sous la plaque circulaire du FWD	$s_{zm}$	Pa
Distribution de la pression unitaire sous la plaque circulaire du FWD	$s_{zu}(r)$	---
Temps	t	s
Incrément de temps	$\Delta t$	s

Description	Symbole	Unité
Incrément de temps critique	$\Delta t_{\text{critique}}$	s
Incrément de temps minimum	$\Delta t_{\text{min}}$	s
Déplacement horizontal	$u$	m
Vecteur de déplacement, champ de déplacement	$\mathbf{u}$	m
Composante radiale du déplacement en coordonnées cylindriques	$u_r$	m
Déplacement horizontal nodal à l'interface x	$u_x$	m
Composante verticale du déplacement en coordonnées cylindriques	$u_z$	m
Composante tangentielle du déplacement en coordonnées cylindriques	$u_{\theta}$	°
Déplacement horizontal initiale à $t = 0$ s	$u_0$	m
Vitesse horizontale initiale à $t = 0$ s	$\dot{u}_0$	m/s
Déplacement spectral horizontal nodal à l'interface x dans le domaine des fréquences et des nombres d'onde	$\hat{u}_x, \hat{u}_{xmn}$	m
Déplacement spectral horizontal à l'interface x dans le domaine des fréquences et des nombres d'onde	$\hat{u}(r, z, k)$	m
Déplacement spectral horizontal dans le domaine des fréquences	$\hat{u}(r, z)$	m
Déplacement tangentiel	$v$	m
Déplacement vertical	$w$	m
Déflexion vertical maximal	$w_{\text{max}}$	m
Déplacement vertical, historique de déplacement vertical	$w, w(t)$	m
Teneur en eau à l'optimum Proctor modifié	$w_{d \text{ opt}}$	%
Teneur en eau finale de l'échantillon	$w_f$	%
Déplacement vertical nodal à l'interface i	$w_i$	m
Teneur en eau initiale de l'échantillon	$w_i$	%
Fréquence naturelle	$w_n$	Hz
Teneur en eau naturelle du sol	$w_n$	%
Déplacement vertical à une distance radiale r	$w_r$	m
Déplacement vertical maximale d'un système à un degré de liberté	$w_s$	m



Description	Symbole	Unité
Déplacement vertical statique	$w_{\text{statique}}$	m
Déplacement vertical spectral	$w(\omega)$	m
Déplacement du ressort	$w_r(t)$	m
Vitesse vertical en surface	$\dot{w}(t)$	m
Accélération verticale en surface	$\ddot{w}(t)$	m
Déplacement spectral vertical nodal à l'interface x dans le domaine des fréquences et des nombres d'onde	$\hat{w}_x, \hat{w}_{xmn}$	m
Déplacement spectral vertical à l'interface x dans le domaine des fréquences et des nombres d'onde	$\hat{w}(r, z, k)$	m
Déplacement spectral vertical dans le domaine des fréquences	$\hat{w}(r, z)$	m
Vitesse verticale initiale à $t = 0$ s	$\dot{w}_0$	m/s
Axe horizontal des x, position	x	m
Position de référence du solide à l'état non déformé	$x_0$	m
Position radiale de l'élément en coordonnées cylindriques	$x_r$	m
Position tangentielle de l'élément en coordonnées cylindriques	$x_\theta$	°
Position verticale de l'élément en coordonnées cylindriques	$x_z$	m
Dimension maximale de l'élément du maillage de différences finies	$\Delta x_{\text{max}}$	m
Dimension des arêtes de l'élément du maillage de différences finies	$\Delta x$	m
Axe transversal des y	y	m
Axe vertical des z	z	m

### SYMBOLES GRÈCS MAJUSCULS

Équation caractéristique de l'élément spectral	$\Delta$	---
Écart relatif absolu global entre les déflexions mesurées et calculées	E	%
Fonction d'entrée – domaine des fréquences	$\Theta(\omega)$	---
Fonction de sortie – domaine des fréquences	$\Psi(\omega)$	---

Description	Symbole	Unité
Fonction d'entrée – domaine du temps	$\theta(t)$	---
Fonction de sortie – domaine du temps	$\psi(t)$	---
<b>SYMBOLES GRÈCS MINUSCULS</b>		
Rapport $c/2M$ , coefficient	$\alpha$	---
Paramètre du modèle d'Huet-Sayegh	$\alpha_{HS}$	---
$m^{\text{ième}}$ racine de la fonction de Bessel $J_0(x)$	$\alpha_m$	---
Constante de proportionnalité de la masse pour l'amortissement de type Rayleigh	$\alpha_R$	---
Ratio d'amortissement local	$\alpha_L$	---
Ratio $\omega/\omega_n$ , coefficient	$\beta$	---
Vecteur des paramètres inconnus	$\beta$	---
Paramètre inconnu	$\beta_j$	---
Constante de proportionnalité de la rigidité pour l'amortissement de type Rayleigh	$\beta_R$	---
Paramètre du modèle d'Huet-Sayegh	$\beta_{HS}$	---
Ratio $V_s/V_p$	$\chi$	---
Ratio $V_p/V_s$	$\delta$	---
Paramètre du modèle d'Huet-Sayegh	$\delta_{HS}$	---
Delta de Kronecher	$\delta_{ij}$	---
Facteur d'amortissement de la méthode Levenberg-Marquardt	$\delta_{LM}$	---
Erreur relative absolue entre les déflexions mesurées et calculées	$\varepsilon$	%
Erreur relative au carré entre les déflexions mesurées et calculées	$\varepsilon^2$	%
Erreur de coïncidence entre les déflexions mesurées et calculées	$\varepsilon$	%
Déformation radiale en traction à la base du revêtement	$\varepsilon_t$	m/m
Déformation verticale en compression à la surface du sol	$\varepsilon_z$	m/m
Déformation axiale	$\varepsilon_1$	m/m
Déformation axiale élastique ou réversible	$\varepsilon_{1r}$	m/m

Description	Symbole	Unité
Déformation radiale	$\epsilon_3$	m/m
Déformation radiale élastique ou réversible	$\epsilon_{3r}$	m/m
Déformation permanente	$\epsilon_p$	m/m
Déformation élastique ou réversible	$\epsilon_r$	m/m
Déformation volumique	$\epsilon_v$	m/m
Déformation déviatorique	$\epsilon_d$	m/m
Tenseur de déformations infinitésimales	$\epsilon_{ij}$	m/m
Angle de déphasage	$\phi_v$	radian, m
Potentiel scalaire	$\phi$	---
Angle de frottement interne apparent	$\phi_{app}$	°
Angle de déphasage maximal	$\phi_{max}$	°
Angle de l'enveloppe de rupture de pic dans le diagramme de Cambridge	$\phi_{pic}$	°
Déformation en cisaillement	$\gamma$	m/m
Déformation en cisaillement de référence	$\gamma_r$	m/m
Déformation en cisaillement au cycle x	$\gamma_x$	m/m
Seuil de déformation en cisaillement élastique linéaire	$\gamma_{tl}$	m/m
Seuil de déformation en cisaillement avec changement de volumique	$\gamma_{tv}$	m/m
Angle entre le vecteur pointant vers le périmètre du cercle depuis le point situé à une distance $r < a$ et l'axe passant par ce dernier point et le centre de la plaque	$\varphi$	rad
Ratio $V_s/V_r$	$\kappa$	---
Module de Lamé, module de Lamé complexe	$\lambda, \lambda^*$	Pa
Longueur d'onde de l'onde de Rayleigh	$\lambda_r$	m
Longueur d'onde minimum	$\lambda_{min}$	m
Viscosité	$\eta$	Ns/m
Paramètre de Lamé (égale à G)	$\mu$	Pa
Paramètre de Marquardt	$\mu_M$	---
Coefficient de Poisson	$\nu$	---
Coefficient de Poisson réversible	$\nu_r$	---

Description	Symbole	Unité
nombre pi	$\pi$	---
Contrainte volumique totale, angle	$\theta$	Pa, °
Contrainte volumique cyclique initiale	$\theta_o$	Pa
Contrainte volumique cyclique finale	$\theta_p$	Pa
Masse volumique	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique sèche	$\rho_d$	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique sèche à l'optimum Proctor modifié	$\rho_{d\ opt}$	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique dans la configuration initiale	$\rho_o$	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique des grains de sol	$\rho_s$	kg/m <sup>3</sup>
Tenseur de contraintes infinitésimales	$\sigma_{ij}$	Pa
Contrainte de traction à la base de l'éprouvette en enrobé bitumineux dans l'essai de flexion à chargement répété	$\sigma_t$	Pa
Contrainte principale majeure ou axiale	$\sigma_1$	Pa
Contrainte principale mineure ou radiale	$\sigma_3$	Pa
Temps intermédiaire	$\tau$	s
Contrainte de cisaillement cyclique	$\tau$	Pa
Temps de relaxation du modèle d'Huet-Sayegh	$\tau_{HS}$	---
Résistance au cisaillement	$\tau_F$	Pa
Contrainte de cisaillement octaédrique	$\tau_{oct}$	Pa
Contrainte de cisaillement au cycle x	$\tau_x$	Pa
Facteur de pondération	$U_i$	---
Fréquence angulaire	$\omega$	radian/s
Tenseur de rotations infinitésimales	$\omega_{ij}$	°
Fréquence angulaire naturelle, n <sup>ième</sup> fréquence angulaire	$\omega_n$	radian/s
Teneur en eau naturelle	$\omega_n$	%
Fréquence angulaire naturelle amortie	$\omega_{nd}$	radian/s
Potentiel vectoriel	$\psi$	---
Ratio d'amortissement	$\zeta$	---

Description	Symbole	Unité
<b>OPÉRATEURS MATHÉMATIQUES</b>		
Gradient	$\nabla$	
Laplacien	$\nabla^2$	
Divergence	$\nabla \cdot$	
Rotationnel	$\nabla \times$	
Incrément de x	$\Delta x$	
Symbole de dérivée partielle	$\partial$	
Valeur absolue de x	$ x $	
Intégrale elliptique complète du deuxième type	$E()$	
Première dérivée de x par rapport au temps	$dx/dt$	
Deuxième dérivée de x par rapport au temps	$d^2x/dt^2$	
Dérivée de x, dimension infinitésimale de x	$dx$	
Transformée de Fourier directe	$\mathfrak{F}$	
Transformée de Fourier inverse	$\mathfrak{F}^{-1}$	
Représentation de la variable C(t) dans le domaine des fréquences	$\hat{C}(\omega), \hat{C}$	

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Contexte

Le réseau routier québécois s'étend sur plus de 185 000 km. Il est composé de routes relevant de la compétence du ministère du Transport du Québec (MTQ) (réseau routier supérieur – 29 120 km dont 5 589 km d'autoroutes), des municipalités (réseau routier local – environ 90 500 km), du ministère des Ressources naturelles du Québec (routes d'accès aux ressources – environ 61 500 km) d'Hydro-Québec (environ 3 300 km) et du gouvernement fédéral canadien (environ 500 km) (MTQ 2005). Ce réseau est majoritairement formé de chaussées flexibles (environ 95 % du réseau routier supérieur). La structure de ces dernières varie généralement entre 0.5 à 1.5 m selon la nature du sol, le type de route, le niveau de trafic et la profondeur du gel. En 2004, 61.3 % du réseau routier supérieur présentait une chaussée considérée en bon état selon l'indice de rugosité international (IRI) (MTQ 2005). C'est donc près de 40 % du réseau routier supérieur qui présente des signes, parfois graves, de détérioration nécessitant chaque année des travaux importants de conservation (262 million \$ en 2004-2005 par le MTQ). Et la situation est encore moins reluisante sur le réseau routier local.

La condition des routes est grandement tributaire du trafic, et au Québec, du climat nordique. La dégradation des chaussées est liée au trafic et des charges permises ainsi qu'à l'abondance des précipitations combinées à l'action du gel et du dégel. Le trafic lourd est l'une des principales causes de dégradation. Dans les faits, le passage des camions provoque, d'une part, des fissures de fatigue du revêtement en enrobé bitumineux (asphalte) et, d'autre part, de l'orniérage dues à

l'accumulation de déformations permanentes dans les matériaux de fondations et le sol support (Huang 1993; Brown 1997; Ullidtz 1998). Par surcroît, le nombre de véhicules lourds et le nombre de kilomètres parcourus par ces camions est en constante augmentation. Cette tendance aura donc des conséquences importantes à long terme sur la conservation et la restauration de réseau routier québécois. Dans ce contexte, l'évaluation de la condition des routes devient un élément primordial pour l'allocation des ressources et la planification des travaux.

À un niveau projet, le choix des interventions d'entretien et de réhabilitation requiert l'évaluation fonctionnelle et structurale de la chaussée. Cette évaluation vise à identifier les causes de détérioration en présence et à mesurer l'ampleur de ces détériorations. Pour ce faire, diverses techniques d'auscultation ont été développées. Parmi celles-ci, le déflectomètre à masse tombante (FWD) est une technique non destructive qui occupe une place prépondérante pour l'évaluation structurale des chaussées.

Cet appareil de mesure réalise un impact sur une plaque circulaire à la surface de la chaussée à l'aide d'une masse tombante. Cet essai simule en quelque sorte la charge appliquée par une roue de camion. Ce chargement dynamique génère des ondes qui compressent et déforment les matériaux de la chaussée et du sol support. Les déplacements verticaux en surface dus à ces ondes sont mesurés à l'aide de géophones.

L'interprétation des mesures du FWD sert notamment à déterminer, par rétrocalcul, les modules élastiques des couches de la chaussée en vue de calculer les déformations critiques associées à la fissuration par fatigue et à la formation des ornières. Finalement, ces déformations sont utilisées pour évaluer la durée de vie résiduelle de la chaussée à l'aide de lois d'endommagement.

## 1.2 Problématique

Les principaux développements du déflectomètre à masse tombante ont été effectués durant les années 1970-80, après une période de progrès importants en milieu routier, notamment avec la théorie des systèmes multicouches de Burmister (1943). Aussi, ils ont permis le développement des premiers programmes de rétrocalcul pour l'interprétation des essais FWD (Hou 1977). Toute une expertise d'évaluation structurale des chaussées s'est par la suite bâtie avec l'interprétation statique de ces essais (Coetzee et Hicks 1989; Lytton 1989; Lytton et *al.* 1990).

Au milieu des années 1980, l'analyse dynamique des essais FWD a été rendue possible grâce aux développements de Roësset et Shao (1985) ainsi que de Chen (1987). Cette analyse a été naturellement proposée puisque l'appareil FWD applique une charge dynamique à la surface de la chaussée. Or, un tel mode de chargement est clairement en contradiction avec la représentation statique du chargement dans la théorie des systèmes multicouches de Burmister. Par conséquent, l'analyse dynamique des essais FWD devrait être préconisée. C'est d'ailleurs ce que soutenaient Magnuson et *al.* (1991) pour les raisons suivantes :

- L'analyse dynamique est plus précise et physiquement plus réaliste, parce qu'elle prend en compte les phénomènes transitoires de propagation des ondes dans les couches de la chaussée;
- Plus d'informations sur les propriétés des couches de matériaux peuvent être extraites lors de l'analyse dynamique, parce que tout l'historique de déflexion peut être utilisé dans une procédure de rétrocalcul. Cela diffère de l'analyse statique où seulement les déflexions maximales sont exploitées;
- Les propriétés viscoélastiques du revêtement en enrobé bitumineux peuvent être caractérisées par des fonctions de fluage dans le temps ou par le module complexe dans le domaine des fréquences, alors que l'analyse statique est limitée à l'élasticité;
- Une meilleure compréhension physique de la chaussée peut être obtenue par



l'analyse dynamique (par exemple : présence du roc, réponse modale, réflexion et réfraction entre les couches); et

- L'analyse dynamique est plus sensible aux propriétés des couches de la chaussée car celle-ci prend en compte plus d'informations, ce qui suggère que les résultats de rétrocalcul seraient plus exactes.

Récemment, Stolle et Parvini (2001) soulignent de plus que la contradiction entre la charge dynamique du FWD et l'hypothèse des conditions de chargement de l'approche statique introduit une erreur systémique importante qui interdit toute tentative de déterminer des modules réalistes par rétrocalcul.

Cependant, l'analyse dynamique des essais FWD demeure plutôt compliquée pour son intégration dans la pratique, d'autant plus qu'elle nécessite des temps de calcul plus longs que ceux requis pour l'analyse statique (Scarpas et *al.* 1993; Uzan 1994a). Outre ces arguments, le principal frein à la diffusion de l'interprétation dynamique des essais FWD provient certainement des méthodes mécaniques – empiriques de dimensionnement des chaussées, celles-ci étant basées sur des approches statiques pour simuler les charges du trafic. Ainsi, les paramètres des lois d'endommagement relatifs à la fatigue et à l'orniérage ont été ajustés pour ces conditions. En plus, un autre argument en faveur de l'approche statique a été apporté par Chen (1987). Il a montré que les déformations horizontales en traction à la base du revêtement calculées selon l'approche statique, et qui causent la fissuration par fatigue, sont similaires à celles prédites par l'approche dynamique. Par conséquent, il conclut que l'analyse dynamique des sollicitations du trafic n'est pas nécessaire pour le dimensionnement des chaussées flexibles, à tout le moins contre la fissuration par fatigue du revêtement.

Par ailleurs, la charge dynamique du FWD crée un effet au niveau du bassin de déflexion qui s'apparente à celui causé, en condition statique, par un sol dont la rigidité augmente avec la profondeur. L'approche statique d'Odemark-Boussinesq a été préconisée par Dynatest dans son programme de rétrocalcul ELMOD 5 car

elle est très rapide et permet d'intégrer facilement un tel accroissement de la rigidité du sol. Précisons qu'il s'agit d'une approche simplifiée où le concept d'épaisseur équivalente (Ullidtz 1987) permet d'éviter le recours à un modèle multicouche. L'approche statique d'Odemark-Boussinesq a permis d'obtenir dans des études où les déformations, les contraintes et les déplacements étaient mesurés, une meilleure coïncidence entre ces valeurs mesurées et celles calculées par cette approche comparativement à celles prédites par la théorie des systèmes multicouches de Burmister (Dynatest 2002). Il semble donc, comme le soulignent Loizos et Scarpas (2005), que la pratique a montré que les modules élastiques obtenus par rétrocalcul selon l'approche statique sont généralement très réalistes et conviennent pour la majorité des aspects d'ingénierie des chaussées.

Ces arguments et ces faits expliquent pourquoi l'approche statique occupe toujours une place très importante en génie routier pour l'interprétation des essais FWD, et ce, malgré les raisons invoquées précédemment en faveur de l'analyse dynamique. En fait, très peu d'études pratiques ont été réalisées avec cette dernière pour déterminer les modules par rétrocalcul et, par la suite, confronter les prédictions du modèle multicouche élastodynamique avec des mesures indépendantes comme des contraintes, des déformations et des déplacements (Chatti et al. 2003; Kanai et al. 2005). Quelques études ont comparés les modules obtenus par rétrocalcul selon les approches dynamique et statique en observant des différences parfois significatives entre les valeurs (Ong et al. 1990; Lytton et al. 1993; Kang 1998; Chatti et al. 2004). Cependant, la plupart d'entre-elles ont été consacrés aux aspects théoriques de l'analyse dynamique et de la détermination des modules par rétrocalcul (Foinquinos Mera 1995; Meier 1995; Parvini 1997; Al-Khoury 2002; Turliyyah 2004; pour ne citer que celles-ci). Ce manque d'études pratiques explique aussi pourquoi l'analyse dynamique n'est pas plus répandue pour l'interprétation d'essais FWD sur des chaussées réelles.

Ce débat en vue de l'adoption ou non de l'analyse dynamique des essais FWD perdurera tant et aussi longtemps que ses avantages ne sont pas clairement

établis grâce à des expériences sur de vraies chaussées. Ce qu'il faut aussi réaliser c'est que l'analyse dynamique des essais FWD ouvre à l'ingénieur d'autres possibilités (prise en compte du comportement viscoélastique du revêtement, exploitation des historiques de chargement et de déflexion, etc.) pour mieux évaluer et éventuellement mieux prédire le comportement mécanique des chaussées lors du passage des véhicules lourds.

Parallèlement, un autre élément important à ce débat découle du fait que les méthodes mécaniques – empiriques sont de plus en plus employées pour le dimensionnement et l'évaluation des chaussées. On assiste actuellement au raffinement de ces méthodes avec de nombreux sites d'essais accélérés en vraie grandeurs sur des chaussées (Hugo et Martin 2004). Aussi des sites comme ceux du LTPP aux États-Unis et du C-LTPP au Canada, ont fait l'objet d'un suivi fonctionnel et structural systématique pour ajuster les paramètres des lois d'endommagement, comme dans le cas de la nouvelle méthode mécanistique de l'AASHTO (NCHRP 2004). Le FWD joue un rôle de plus en plus important pour déterminer les modules élastiques des couches de matériaux des chaussées sur de tels sites d'essais. Or, la négligence des effets dynamiques liés l'impact du FWD, mais aussi au passage des véhicules lourds, à savoir les effets d'inertie et d'amortissement des ondes, l'influence des ondes réfléchies (par exemple lorsque le roc est peu profond) et le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux, biaise l'ajustement de ces paramètres parce que ces effets dynamiques ne peuvent pas être pris en compte par une simple l'analyse statique. Par conséquent, la fiabilité de ces méthodes en sera d'autant diminuée, ce qui risque d'affecter à court terme les coûts de construction (surdimensionnement) ou à moyen terme les coûts d'entretien (sous-dimensionnement) des chaussées.

### 1.3 Objectifs de la recherche

Le but de cette recherche est d'apporter une meilleure compréhension du comportement dynamique des chaussées flexibles sous l'impact du FWD pour améliorer leur évaluation structurale. De plus, elle vise à développer des outils d'analyse permettant de rendre opérationnel la méthode dynamique pour l'interprétation des essais FWD. Ultérieurement, cette recherche servira à mieux quantifier les contraintes et les déformations dans les chaussées sous les charges du trafic et ainsi améliorer les méthodes de dimensionnement des chaussées.

Plus spécifiquement, les objectifs sont :

- Développer un programme de calcul pour la simulation dynamique des essais FWD;
- Développer une méthode rapide de calcul inverse qui offre la versatilité voulue pour déterminer les propriétés inconnues du modèle multicouche de la chaussée à partir des essais FWD de différents appareils;
- Appliquer cette méthode pour la détermination des modules d'Young équivalents et l'interprétation d'essais FWD réalisés sur des chaussées réelles dont la géométrie et les propriétés mécaniques des sols sont connues;
- Vérifier les résultats de la méthode dynamique pour l'analyse des essais FWD à l'aide de mesures indépendantes prises en simultanéité sur des chaussées réelles;
- Évaluer l'importance des effets dynamiques, des aspects viscoélastiques du revêtement et du comportement élastique non linéaire des matériaux de granulaires et des sols, sur le comportement structural des chaussées lors des essais FWD;
- Comparer les résultats des analyses statique et dynamique.

Pour ce faire, la recherche a été structurée en deux grands axes : le volet théorique portant sur la simulation, la modélisation et l'analyse inverse des essais

FWD et le volet expérimental in situ et en laboratoire pour caractériser les propriétés mécaniques des matériaux et des sols et réaliser des essais FWD. Ceci constitue un aspect original de la thèse. D'une part, elle améliore les méthodes d'analyse et d'interprétation des essais FWD, et d'autre part, elle démontre que l'analyse dynamique permet une meilleure évaluation des propriétés mécaniques des matériaux de chaussée et du sol naturel.

## **1.4 Organisation de la thèse**

Les chapitres 2 à 4 concernent le volet théorique de la recherche, les chapitres 5 et 6 portent sur le volet expérimental et en laboratoire, le chapitre 7 porte à la vérification de la méthode dynamique d'analyse des essais FWD alors que le chapitre 8 présente l'analyse et l'interprétation des essais FWD. Le chapitre 2 dresse un état de la connaissance sur le FWD, son utilisation et les méthodes d'analyse et d'interprétation de ces essais de déflexion, en plus de préciser la problématique d'interprétation des essais du déflectomètre à masse tombante.

Le chapitre 3 présente la méthode des éléments spectraux développée par Al-Khoury (2002) pour l'analyse dynamique des essais FWD. Cette méthode a été utilisée pour développer un nouveau programme ADCES (Analyse Dynamique des Chaussées par Éléments Spectraux) qui permet de calculer la réponse d'un milieu multicouche soumis à une charge dynamique en surface. Finalement, une vérification du programme ADCES est effectuée à l'aide des solutions publiées dans la littérature et des solutions numériques obtenues indépendamment avec des logiciels d'éléments finis (CÉSAR-LCPC) et de différences finies (FLAC).

Le chapitre 4 est voué au développement d'un nouveau programme d'analyse inverse des essais FWD qui combine le programme ADCES et le code UCODE d'inversion (Poeter et Hill 1998). Une interface MATLAB a également été mise au point pour le prétraitement des données des essais. Différents schémas

d'inversion dans les domaines du temps et des fréquences sont examinés. La méthodologie d'inversion proposée est ensuite vérifiée avec des données synthétiques. Son application et ses limitations sont également discutées en vue du calcul inverse des essais FWD.

Le chapitre 5 présente une description du site expérimental où deux planches d'essai ont été construites spécifiquement pour ce projet de recherche. Il décrit les procédures d'essais de caractérisation géotechnique in situ. Ces essais incluent des essais SPT, des sondages à la tarière et des essais cross-hole. Une nouvelle sonde d'essai cross-hole a été développée dans cette recherche afin de réaliser ces essais à travers la structure de chaussée. De plus, il présente les essais de plaque qui ont été réalisés à la surface du revêtement de la planche 1 aux fins de comparaison avec les mesures dynamiques de déflexion du FWD. Les procédures d'essai FWD sont également décrites ainsi que l'instrumentation complémentaire qui a été faite sur le site. Cette instrumentation inclut des accéléromètres spéciaux qui ont été installés à la surface de la chaussée pour vérifier les prédictions des calculs dynamiques faits avec la méthode des éléments spectraux.

Le chapitre 6 présente les résultats des essais mécaniques en laboratoire pour la caractérisation des propriétés du sable d'infrastructure, du matériau granulaire MG-20 de fondation et de l'enrobé bitumineux sur les planches d'essai. Des essais triaxiaux à chargement répétés ont été réalisés sur les matériaux pulvérulents et des essais de flexion ont été effectués sur les poutres d'enrobé bitumineux prélevées in situ.

Le chapitre 7 porte sur la vérification expérimentale de la méthode dynamique pour l'analyse des essais FWD. Des mesures indépendantes d'accélération verticale et de déflexion seront utilisées. Trois modèles sont comparées : 1) le modèle élastostatique (élastique linéaire), 2) le modèle élastodynamique (élastique linéaire avec amortissement hystérétique linéaire) et 3) le modèle visco-élasto-dynamique (viscoélastique linéaire pour la couche de revêtement et élastique linéaire avec

amortissement hystérétique linéaire pour les autres couches). Dans un premier temps, les modules d'Young équivalents sont obtenus par rétrocalcul statique et dynamique. Ensuite, les historiques d'accélération verticale et de déflexion calculés sont comparés à ceux mesurés indépendamment à l'aide des accéléromètres. Finalement, l'application pratique de la méthode dynamique est discutée pour le raffinement des méthodes de dimensionnement des chaussées.

Le chapitre 8 porte sur l'interprétation des essais de déflexions réalisés sur la planche 1 du site expérimental avec deux FWD et l'appareillage des essais de plaque. Essentiellement, il vise à déterminer quelle approche d'interprétation des essais FWD, statique ou dynamique, qui procure les modules les plus représentatifs du comportement mécanique des couches de la chaussée et du sol naturel. Pour ce faire, les modules rétrocalculés sont comparés pour les approches statique et dynamique. Il est montré à l'aide d'essais FWD effectués à 40 et 70 kN que les effets non linéaires dans les matériaux granulaires de fondation ne sont pas très significatifs pour la chaussée étudiée. Les distributions théoriques des contraintes verticales et des déformations verticales sont utilisées pour montrer les différences de comportement mécanique de la chaussée prédit par les approches statique et dynamique. Ensuite, l'influence du comportement viscoélastique du revêtement est étudiée grâce au modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh, dont les paramètres ont été obtenus en laboratoire. Ainsi, l'influence de la durée du pulse de chargement est examinée, de même que l'influence de la température moyenne du revêtement. Finalement, une étude de cas est réalisée où les déflexions mesurées lors d'essais de plaque sont comparées à celles prédites suite à l'interprétation des essais FWD. Cette étude permet d'illustrer concrètement l'utilité de l'analyse dynamique des essais FWD pour obtenir des modules représentatifs et l'influence du comportement viscoélastique du revêtement sur le comportement structural de la chaussée, en plus de montrer les limitations de l'analyse statique élastique linéaire. Finalement, le chapitre 9 dresse les conclusions de cette étude et les recommandations pour de futures recherches.

## Chapitre 2

# Le déflectomètre à masse tombante : un appareil d'évaluation structurale des chaussées

### 2.1 Introduction

Le déflectomètre à masse tombante ou *Falling Weight Deflectometer* (FWD) a fait l'objet de nombreuses recherches pour son développement et l'interprétation de son essai. Ce chapitre dresse une revue des connaissances sur l'appareil FWD en tant que tel, son utilisation pour l'évaluation structurale des chaussées et les méthodes utilisées pour l'interprétation de ses mesures de déflexion. Cette revue se limite aux chaussées flexibles. De plus, la problématique liée à l'approche statique qui a été présentée au chapitre 1, est précisée. Finalement, les notions pertinentes en géotechnique sont rappelées.

### 2.2 Le déflectomètre à masse tombante

Le FWD est un appareil d'essai non destructif conçu pour reproduire, à l'aide d'un impact sur un disque en contact avec la surface de la chaussée, la charge correspondant à un demi-essieu d'un camion se déplaçant à environ 80 km/h et à mesurer, au même moment, les déflexions générées à la surface. Les charges de FWD sont habituellement comprises entre 20 et 75 kN. Cet appareil sert à : 1) effectuer la comparaison relative des chaussées sur la base d'indices de déflexion, 2) déterminer la capacité structurale des chaussées, 3) déterminer les modules d'élasticité des couches de matériaux par rétrocalcul, 4) calculer les déformations et les contraintes dans la chaussée, 5) évaluer l'intégrité structurale des chaussées rigides (transfert de charge aux fissures et joints, détection des vides sous les



dalles, etc.), 6) déterminer la capacité structurale des chaussées non revêtues et 7) effectuer le contrôle de qualité durant la construction (COST 1999).

Des *Heavy Weight Deflectometer* (HWD) sont utilisés pour effectuer de tels essais de déflexion sur les pistes aéroportuaires où les charges requises peuvent atteindre 250 kN. Fondamentalement, il s'agit du même appareil que le FWD, mais possédant des masses additionnelles. De plus, des déflectomètres portables, *Light Weight Deflectometer* (LWD) ou *Portable Falling Weight Deflectometer* (PFWD), permettent de réaliser de tels essais sur les couches de sol et de fondation de chaussée (Hildebrand et Baltzer 2003). Il s'agit d'une version simplifiée du FWD dont la masse, de 10 à 20 kg, est manipulée directement par l'opérateur.

D'autres équipements ont aussi été développés pour réaliser des essais non destructifs et peuvent être classifiés selon trois catégories selon le mode de chargement : statique, oscillatoire et transitoire. Les essais statiques comprennent l'essai de plaque (LCPC 1965; Yoder et Witczak 1975), l'essai à la poutre Benkelman (Yoder et Witczak 1975) et les mesures à inclinomètre (Brengarth et Roche 1978); ces deux derniers étant quasi-statiques. Parmi les essais à chargement oscillatoire, on retrouve notamment ceux effectués à l'aide du Dynaflect (Scrivner et *al.* 1966) et du Road Rater (Sharpe et *al.* 1981) ainsi que les essais de plaque dynamique. Quant au cas transitoire, il y a, en plus du FWD, des appareils dérivés qui font une mesure automatique des déflexions sous une roue en mouvement (*Automated Mobile Dynamic Load Methods*). Hildebrand (2002) identifie cinq appareils actuellement en développement pour mesurer les déflexions en continu à grande vitesse : le *Rolling Dynamic Deflectometer*, le *Rolling Weight Deflectometer* et le *Rolling Wheel Deflectometer* tous développés aux États-Unis, alors qu'en Suède il y a le *Rolling Deflection Meter*, et au Danemark, on retrouve le *High Speed Deflectograph*. Ce dernier est le plus sophistiqué et utilise deux lasers Doppler pour mesurer la vitesse verticale de déplacement de la surface du revêtement en avant d'une roue chargée en mouvement. Tous ces appareils et ces méthodes d'essai exploitent la déflexion

étant donné que ce paramètre est facilement mesurable (Lister et Kennedy 1978; Huang 1993). D'autres techniques comme l'essai SASW (Nazarian et Stokoe II 1984) et le *Seismic Pavement Analyzer* (Nazarian et al. 1993; Baker et al. 1993) utilisent les ondes de surface pour l'évaluation structurale des chaussées.

### 2.2.1 Historique du FWD

#### *Premiers développements : 1963 à 1974*

Les motivations qui sont à l'origine du développement du déflectomètre à masse tombante, ont été présentées par Durrieu (1963) du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en France, à savoir :

- « Réaliser sur la chaussée une déflexion impulsionnelle se rapprochant des déflexions qui se produisent sous le passage des véhicules lourds circulant à des vitesses de 50 à 70 km/h »;
- « Pouvoir faire varier dans une assez large gamme l'effort appliqué à la chaussée »;
- « [...], faire varier, dans une assez large mesure, la durée de l'impulsion appliquée à la chaussée, ceci pour mettre en évidence, notamment, les phénomènes de viscosité, tout particulièrement pour les chaussées qui possèdent une couche [...] épaisse en enrobé bitumineux »; et
- « Intéresser dans des proportions variables les diverses couches de la chaussée, en faisant varier le diamètre de la plaque qui transmet à la chaussée l'effort impulsionnel donné par le boulet [...]. »

Bretonnière (1963) du LCPC a mis au point le prototype d'un appareil appelé déflectomètre à boulet. Apparemment, à pareille date, des appareils similaires auraient été développés en U.R.S.S., au Japon et en Tchécoslovaquie (Durrieu, 1963; Tholén, 1982). Dans la même décennie, Isada a également procédé aux

États-Unis au développement d'un appareil de mesure de déflexion sous l'impact d'une masse tombante pour l'évaluation du comportement des routes en période de dégel (Isada 1966, 1970).

Le dispositif de chargement du prototype du LCPC est composé d'un boulet (masse) qui tombe librement sur un ressort à boudin en contact avec le sol par l'intermédiaire d'une plaque circulaire. Il permet de varier : la hauteur de chute, la masse du mouton et la rigidité des ressorts. De plus, un dispositif de levage mécanique permet de monter et puis de relâcher la masse à la hauteur voulue. La déflexion au centre de la plaque de chargement est mesurée par un capteur de déplacement retenu par une poutre triangulaire de référence. Ensuite, les premiers essais effectués avec ce prototype ont montré que la durée de l'impulsion correspondait aux attentes. Cependant, des modifications au niveau du ressort ont été nécessaires pour obtenir un historique de chargement dont la forme s'apparente à une demie sinusoïdale, similaire à celle produite par le passage d'une roue de camion. Pour résoudre ce problème, Bretonnière eut l'idée d'utiliser un ressort auto-amortisseur. Ainsi, Dosso et Morin (1964), également du LCPC, ont mis au point un prototype avec un ressort auto-amortisseur de type « Jarret ». Ce nouveau prototype était composé de quatre parties :

- Une plaque rigide de 360 mm de diamètre surmontée de trois colonnes renfermant des jauges de contraintes, coiffées d'une calotte sphérique ;
- Une colonne de guidage de la masse dont la partie inférieure est une demi-rotule sphérique qui est appuyée sur la calotte sphérique;
- Un ensemble monobloc de trois ressorts auto-amortissant de type « Jarret » qui s'enfile sur la colonne de guidage;
- Une masse métallique de 150 kg qui coulisse sur la colonne de guidage qui est levée et relâchée par un appareil externe.

Bonitzer et Leger (1967), aussi du LCPC, ont utilisé ce nouveau prototype qu'ils ont installé à l'arrière d'un tracteur agricole, comme le montre la figure 2.1.

L'équipement fut alors appelé *Ball Deflectometer*. Le LCPC a finalement abandonné le développement de cet appareil au profit du Défectographe Lacroix.

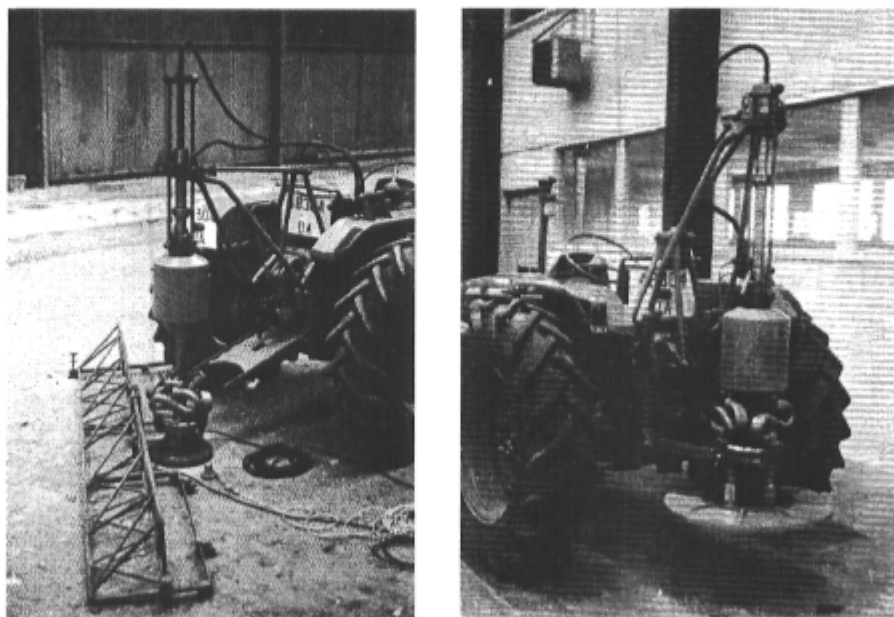


Figure 2.1 : Prototype du déflectomètre à boulet à ressort, a) en mode d'essai, b) en position de transport (LCPC 1967).

Les premières tentatives pour produire un déflectomètre à masse tombante se sont déroulées au Danemark en 1964 sur la base des expériences du LCPC en France. Le Laboratoire national des routes du Danemark (*National Road Laboratory*), maintenant l'Institut routier du Danemark (*Danish Road Institute*), a construit un nouvel appareil avec lequel des essais ont été effectués sur des chaussées en vue de déterminer leur capacité structurale. Les premières expériences ont montré que cet appareil n'est pas aussi efficace que celui développé par le LCPC pour la transmission d'une force sur la chaussée sous la forme d'un pulse similaire à une demie sinusoïdale. Plusieurs modifications ont alors été apportées suite aux informations obtenues de la part du LCPC en France. Finalement, un nouvel appareil, appelé *Falling Ball Deflectometer*, a été construit par Bohn (1967) à l'Université Technique du Danemark. Avec celui-ci, le défi d'obtenir un pulse d'une forme d'une demie sinusoïdale était pratiquement atteint (COST 1999). Cependant, cet appareil était extrêmement difficile à utiliser.

Ensuite, A/S Phønix a entrepris la construction d'une série de 21 unités de la version danoise du défectomètre à boulet français, qui, depuis lors, est appelée *Falling Weight Deflectometer* (Bohn et al. 1972). Cet appareil, illustré sur la figure 2.2, est installé à même une remorque. Il comporte un système de chargement composé d'une masse cylindrique de 150 kg qui est levée à la hauteur voulue par une pompe hydraulique manuelle. Cette masse tombe sur un système de trois ressorts auto-amortissant de type « Jarret ». La force appliquée est mesurée par des jauges de déformations installées sur trois tubes circulaires symétriquement positionnés sous le système de ressorts. Une plaque circulaire de 300 mm est reliée aux tubes par un joint sphérique universel. Sous cette plaque, un coussin de caoutchouc de 5.5 mm d'épaisseur assure une distribution uniforme de la pression sur la chaussée. Un trou au centre de la plaque permet de mesurer la déflexion à l'aide d'un LVDT. Lors des essais, l'appareil soumet une force d'environ 50 kN et d'une durée de l'ordre de 26 ms à la chaussée lorsque la hauteur de chute est de 400 mm. Quant à l'essai, il s'effectue en cinq minutes environ.

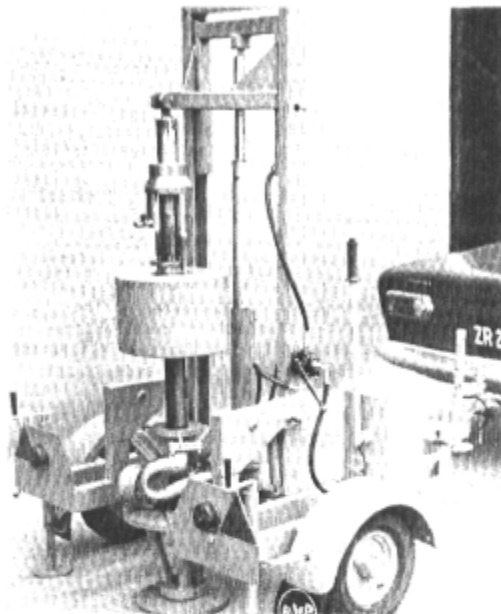


Figure 2.2 : Premier défectomètre à masse tombante produit par A/S Phønix au Danemark (Bohn et al. 1972).

Valkering (1972), des laboratoires de la Koninklijke/SHELL d'Amsterdam en Hollande, a apporté des améliorations au déflectomètre à masse tombante. Leur nouvel appareil utilise trois cellules de charge placées entre le système de ressorts « Jarret » et la plaque pour remplacer les tubes cylindriques. De plus, il a introduit l'utilisation de géophones pour la mesure des déflexions à la surface de la chaussée, évitant ainsi les problèmes associés à un support fixe ; un premier était placé au centre de la plaque et l'autre à une distance radiale de 600 mm.

#### *Automatisation et perfectionnement : 1975 à 1982*

Ces premiers développements du FWD fort encourageants ont conduit à la proposition de nombreuses innovations telles que :

- Automatiser les opérations d'essai FWD en vue d'améliorer l'aisance et la rapidité de réalisation des relevés;
- Augmenter le niveau de chargement pour pouvoir effectuer des mesures de déflexions sur les pistes d'aéroport;
- Améliorer la plaque de chargement pour assurer une pression uniforme sur les surfaces irrégulières souvent rencontrées sur les chaussées détériorées.
- Mesurer la forme du bassin de déflexion à l'aide d'au moins un autre point de mesure, puisque la déflexion maximale au centre de la plaque de chargement n'est pas suffisante pour caractériser adéquatement le comportement structural des couches de la chaussée (Claessen et al. 1976; Hou 1977);
- Doter l'appareil d'un support pour l'installation des capteurs de déflexions supplémentaires;
- Améliorer la résolution des capteurs et la précision des mesures pour étendre l'utilisation de cette technique aux chaussées flexibles très rigides et celles composées d'une dalle de béton;

En 1975, les ressorts auto-amortisseur de type « Jarret » ont été remplacés par trois amortisseurs en caoutchouc. De plus, Koole (1979) rapporte que la version

FWD des laboratoires de la Koninklijke/SHELL a été modifiée pour accroître la rapidité des opérations d'essais grâce à un système hydraulique automatisé et commandé à distance depuis le véhicule. L'enregistrement des déflexions mesurées par les deux géophones est effectué par un système d'acquisition digitale à bord du véhicule. Cet appareil permet d'appliquer une charge variant entre 15 et 60 kN et d'une durée d'environ 28 ms. Les laboratoires de la Koninklijke/SHELL ont également développé et construit un deuxième FWD pour l'évaluation des chaussées aéroportuaires. Ce FWD utilise une masse pouvant atteindre 407 kg et un ensemble de ressorts modifiés afin d'exercer une force de 40 à 125 kN d'une durée de 28 ms environ.

Par ailleurs, A/S Phønix a amélioré son FWD en incluant trois géophones installés sur une barre et positionnés à 0, 300 et 750 mm du centre de la plaque de chargement (Thomsen 1982).

En 1976, la compagnie Dynatest a été créée suite à une coopération entre le *Danish Road Institute* et l'Université Technique du Danemark. Dynatest a proposé en 1981 un nouveau système d'essai FWD qui consiste essentiellement en trois composantes (Sørensen et Hayven 1982) :

- un nouveau FWD de la série 8000, le Dynatest 8002,
- un système de contrôle, le Dynatest 8600 *System Processor*,
- un ordinateur Hewlett-Packard HP-85.

Le Dynatest 8002 dispose d'un système d'amortisseurs spécialement conçu pour produire un chargement d'une forme similaire à une demie sinusoïdale dont la durée est de 25 à 30 ms et l'intensité peut être ajustée entre 7 et 105 kN. La charge est mesurée par une cellule de charge installée au-dessus d'une rotule sphérique centré sur une plaque circulaire de 300 mm de diamètre. Sept géophones permettent de définir le bassin de déflexion jusqu'à 2.25 m du centre de la plaque. Ils sont installés sous une barre mobile graduée facilitant leur

positionnement manuel à la distance radiale voulue. L'appareil est entièrement contrôlé à distance par un opérateur à bord du véhicule de remorquage. Le système *Dynatest 8600 System Processor* sert d'interface entre l'appareil FWD et l'ordinateur HP-85. Ce système contrôle les opérations du FWD, fournit le courant à l'ordinateur, effectue l'acquisition et le conditionnement des huit signaux (cellule de charge et des sept géophones) et fait le monitoring des signaux du FWD pour assurer leur qualité et éviter les erreurs de mesures. L'opérateur transmet les commandes à l'aide de l'ordinateur HP-85 pour réaliser l'essai, présenter, imprimer, sauvegarder, éditer et traiter les mesures d'essai du FWD.

En 1976, la compagnie suédoise KUAB a développé un nouveau modèle de FWD qui utilise un système de chargement composé de deux masses et de deux séries d'amortisseurs (Tholén 1982). Ce système permet de mieux reproduire le temps de montée de la charge associé au passage des véhicules lourds, en augmentant la durée du pulse de chargement. Cet équipement est entièrement automatisé et permet de réaliser l'essai en une minute. Deux LVDT mesurent les déflexions à la surface de la chaussée. Ils sont situés à 0 et 600 mm du centre de la plaque de chargement sur une barre mobile au centre de la remorque. La plaque de chargement est segmentée en quatre parties pour mieux épouser la surface du revêtement. Différents modèles du FWD de KUAB permettent d'atteindre des charges de 150 kN. Des progrès ont aussi été réalisés au niveau des géophones pour améliorer leur précision.

Depuis lors, cet appareil de chargement et de mesures de déflexion est en constante amélioration. Le nombre de géophones a été augmenté jusqu'à neuf, et il est possible d'ajouter un ou deux autres géophones à l'arrière de la plaque circulaire pour tester le transfert de charge au joint des dalles de béton. Une plaque de 450 mm de diamètre peut également être utilisée pour les essais sur les couches granulaires de fondation. Un dispositif a été ajouté pour mesurer automatiquement la distance. De plus, des capteurs de température ont été ajoutés pour mesurer la température de l'air, à la surface du revêtement et celle du



revêtement dans un trou préalablement foré. Certains FWD sont même équipés d'un système GPS pour le repérage des essais. Par ailleurs, la plupart des fabricants de FWD offrent un appareil compact installé à même le véhicule évitant ainsi la remorque.

Des améliorations ont également été apportées au programme de contrôle de l'essai FWD. Les historiques de déflexions et de chargement peuvent être montrés à l'écran et enregistrés pour traitement ultérieur. Certains programmes permettent le rétrocalcul des modules élastiques en temps réel lors des essais. Quant aux fichiers des essais FWD, une harmonisation du format est en cours selon un protocole de l'AASHTO (1998) : *Pavement Deflection Data Exchange Standard* (PDDX).

En 1999, Carl Bro au Danemark a pris le contrôle de A/S Phønix pour la production des FWD. Un nouveau modèle issu de Carl Bro, identifié PRI 2100, a vu le jour. Par ailleurs, la compagnie américaine JILS, Foundation Mechanics Inc., produit aussi des FWD depuis 1987. Récemment, Komatsu au Japon construit aussi de tels appareils. Ainsi, on retrouve plus de 400 appareils FWD, répartis dans le monde entier entre les entreprises routières, les laboratoires d'expertise des matériaux routiers, les administrations routières, les centres de recherche et les universités, pour l'évaluation de la capacité structurale des chaussées. La figure 2.3 illustre quelques-uns des différents modèles de FWD actuellement sur le marché.

Le nombre croissant d'utilisateurs de déflectomètre à masse tombante a amené la formation de groupes rassemblant les principaux intéressés (utilisateur, fabricants, chercheurs, .etc.) pour partager leurs expériences et améliorer la pratique. On retrouve ces groupes aux États-Unis (*US FWD User Group*, incluant le Canada), en Europe (*EU FWD User Group*), au Japon (*JP FWD User Group*) et en Angleterre (*UK FWD User Group*, incluant l'Irlande et l'Écosse). De plus, il y a un centre de connaissances sur le FWD (en ligne au <http://62.242.229.98/fog/fwd>). De

plus, un groupe de travail sur l'analyse des données (*Data Analysis Working Group, DAWG*) qui est un forum international discutant des méthodes d'analyse des données de performance des chaussées.



Figure 2.3 : a) FWD model 8000 de Dynatest, b) FWD modèle PRI 2100 de Carl Bro, c) KUAB 2m-FWD modèle 50 de KUAB, d) JILS-20-FWD de la compagnie Foundation Mechanics Inc.

## 2.2.2 Description de l'appareil FWD actuel

Essentiellement, le déflectomètre à masse tombante est un appareil de mesure installé à même une remorque. À l'arrière de cette remorque, on retrouve le dispositif de chargement dynamique. Ce dispositif comporte une plaque circulaire de 300 ou 450 mm de diamètre qui permet de transmettre la charge à la surface de la chaussée. Cette plaque peut être segmentée en deux ou quatre sections afin d'épouser le plus adéquatement possible les irrégularités du revêtement. De plus, un coussin de caoutchouc placé sous la plaque de chargement assure une distribution uniforme de la pression sur le revêtement. La charge dynamique est produite à l'aide d'une masse qui tombe en chute libre et qui termine sa course sur

une enclume munie d'amortisseurs. Entre l'enclume et la plaque circulaire, on retrouve une cellule de charge qui enregistre la force appliquée par l'équipement à la surface de la chaussée. La masse, la hauteur de chute ( $h$ ) et le type d'amortisseurs peuvent être ajustés pour produire une charge maximale variant entre 10 et 150 kN, et même plus selon les modèles. La durée du chargement est de l'ordre de 30 millisecondes (ms). Un schéma des principales composantes du FWD est illustré sur la figure 2.4.

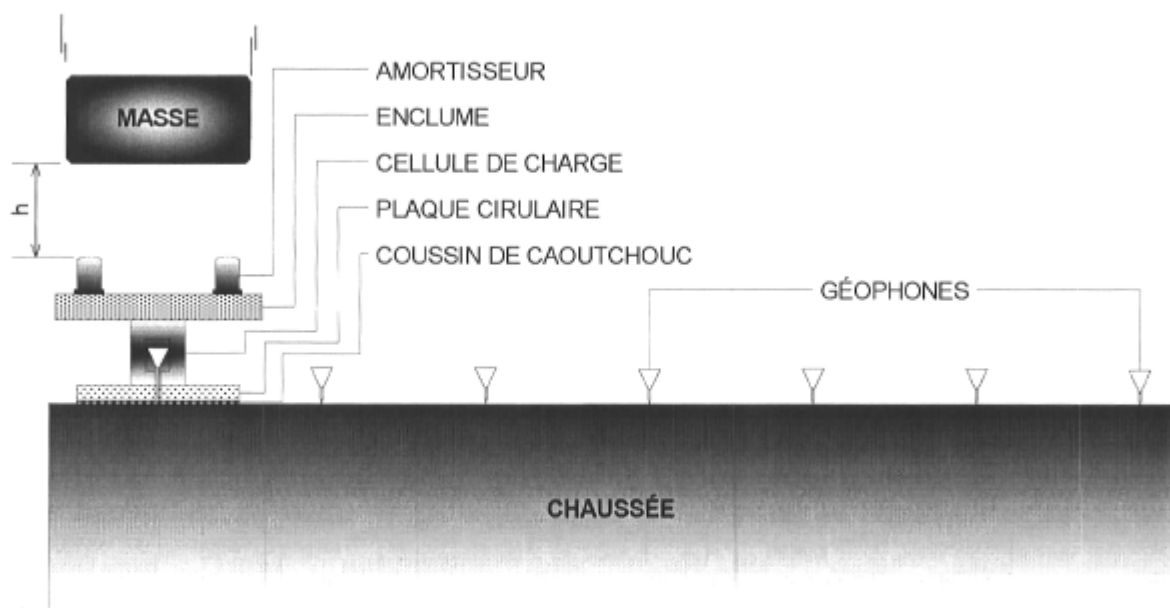


Figure 2.4 : Schéma du déflectomètre à masse tombante.

La déflexion, c'est-à-dire le déplacement vertical de la surface de la chaussée, est habituellement mesurée par sept ou neuf géophones. Le premier géophone est installé directement au centre de la plaque de chargement. Quant aux autres, ils sont fixés sur une règle située au centre de la remorque. Cette règle est graduée de 200 à 2 400 mm (FWD Carl Bro) pour indiquer la position du géophone depuis le centre de la plaque de chargement. Le bassin de déflexion correspond à l'ensemble des déflexions maximales enregistrées par chacun des géophones.

Lors d'un essai, le dispositif de chargement dynamique et les géophones sont abaissés pour venir en contact avec la surface du revêtement. Ensuite, la masse

est lancée d'une hauteur donnée et les données sont collectées. Un système d'acquisition et de contrôle jumelé à un ordinateur portable permet de réaliser l'essai.

Les exigences minimales de l'appareil FWD sont contenues dans la norme ASTM D 4694 – 96 *Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device* et dans le COST 336 (1999). La cellule de charge doit avoir une résolution d'au moins 0.1 kN, une précision d'au moins 0.5 % de la pleine mesure ou 2 % de la mesure (en retenant celle qui est la plus grande) et une répétabilité d'au moins  $\pm 0.5$  % de la pleine mesure. Quant aux géophones, ils doivent posséder une résolution d'au moins 1  $\mu\text{m}$ , une précision à l'intérieure de  $\pm 2$  % de la mesure  $\pm 2$   $\mu\text{m}$  ou moins, et une répétabilité à l'intérieure de  $\pm 2$  % de la mesure  $\pm 1$   $\mu\text{m}$  ou moins.

### **2.2.3 Procédures d'essai**

Le déflectomètre à masse tombante sert à répondre aux besoins d'évaluation structurale selon deux niveaux de gestion des chaussées (Haas et *al.* 1994) : au niveau réseau pour la planification des besoins en entretien et en réhabilitation et l'allocation des ressources, et à un niveau projet pour le diagnostic des causes de dégradation et le dimensionnement des interventions. Ainsi, les procédures d'essai FWD sont ajustées selon les besoins propres à chacun de ces niveaux.

#### *Niveau réseau*

À un niveau réseau, des directives ont été proposées notamment aux États-Unis (Normes AASHTO T 256-1 *Standard Method of Test for Pavement Deflection Measurements* et ASTM D 4695-96 *Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements*), en Europe par le COST 336 (1999) et en Australie par

Austroroads (2005). Généralement, les essais FWD sont réalisés dans la roulière droite de la voie de droite à des distances variant entre 50 à 500 m.

### *Niveau projet*

De nombreuses procédures d'essai ont été publiées par différentes administrations routières pour les essais FWD à un niveau projet. Parmi ces procédures, on retrouve : celle du SHRP-LTPP (1993) qui a été utilisée pour le suivi de performance à long terme des chaussées des programmes SHRP et LTPP, celle du C-SHRP (1991) pour le pendant canadien du programme SHRP et LTPP, celle du CROW (1998) en Hollande qui a été développée dans un contexte d'harmonisation des relevés effectués par des FWD de différentes compagnies, et celle du COST (1999) qui fournit notamment des spécifications pour le positionnement des géophones selon la rigidité de la chaussée.

Plus particulièrement, la procédure des relevés du FWD à un niveau projet consistent :

- Au choix de ou des voie(s) de relevés;
- À la sélection des alignements longitudinaux (roulière droite, roulière gauche ou au centre de la voie entre les roulières);
- Au choix du nombre de points d'essais et du patron de relevés (par exemple, en quinconce);
- À la sélection des niveaux de charge correspondant aux charges appliquées par les pneus des véhicules lourds (par exemple, 27, 40, 50 kN);
- À la configuration du système de chargement (masse, amortisseurs, diamètre de la plaque circulaire);
- Au positionnement des géophones le long de la règle, par exemple, 0, 200, 300, 450, 600, 900 et 1 500 mm avec sept géophones, selon le C-SHRP (1991);

- À la mesure périodique de la température du revêtement tout au long des relevés;
- Au positionnement du FWD au point d'essai;
- Au pré-chargement à l'aide d'un minimum de un lancée de la masse tombante pour asseoir convenablement la plaque et les géophones contre le revêtement;
- À la prise de mesure selon la procédure de chargement préétablie (minimum de deux lancers par niveau de charge); et,
- À la poursuite des relevés au point d'essai suivant.

De plus, le chaînage localisant des points d'essais doit être mesuré.

Il est important de noter que la température du revêtement doit être mesurée lors de ces essais, car elle influence les propriétés mécaniques du revêtement en enrobé bitumineux, et donc, indirectement les déflexions. De plus, l'interprétation des essais FWD nécessite une connaissance de la nature des matériaux et de leur épaisseur, particulièrement pour déterminer leurs modules élastiques par rétrocalcul. Par conséquent, le carottage du revêtement et le sondage des matériaux de fondations et des sols sont des activités nécessaires pour l'analyse des essais.

#### *Mesure de la température du revêtement*

Le gradient thermique dans la couche de revêtement en enrobé bitumineux est un facteur important pour l'analyse des mesures de déflexion (SHRP 1993d). Cependant, les appareils FWD mesurent automatiquement seulement la température de l'air et celle à la surface du revêtement. L'opérateur du FWD doit donc réaliser trois trous dans le revêtement aux profondeurs indiquées sur la figure 2.5 pour mesurer la température à l'aide d'une sonde. Une huile minérale assure la conduction de la température dans le trou entre la sonde et le matériau bitumineux.

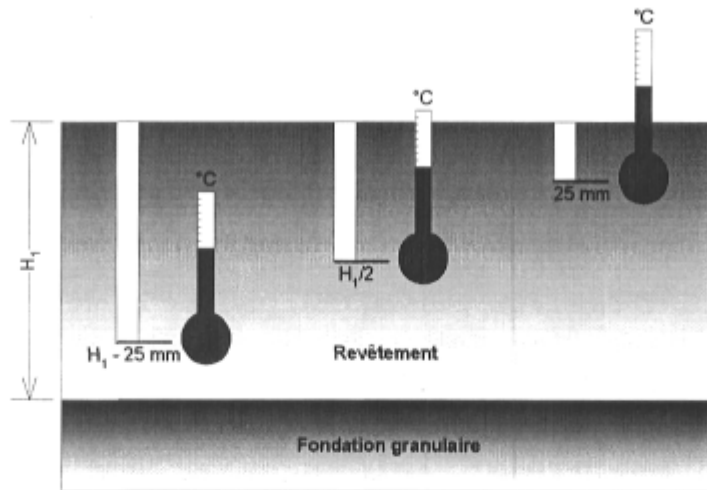


Figure 2.5 : Mesure du gradient de température du revêtement.

## 2.2.4 Étalonnage du FWD

Les sources d'erreur de mesures lors des essais du déflectomètre à masse tombante sont attribuables à l'étalonnage des capteurs (cellule de charge et géophones) ainsi qu'au positionnement des géophones le long de la règle. Pour ce dernier, le décalage entre la position réelle des géophones et celle attendue doit être mesuré. Selon le protocole U1-1999 *Verification of Deflection Sensor Position* du COST 336 (1999), la tolérance du décalage est de  $\pm 4 \text{ mm} + 0.5 \%$  de la distance radiale. Le SHRP (1993d), le CROW (1998) et le COST 336 (1999) ont élaboré, en concertation avec les fabricants de FWD, des procédures d'étalonnage absolu et relatif des capteurs de ces appareils.

L'étalonnage des capteurs du FWD s'effectue selon une procédure en deux étapes. La première étape consiste à effectuer un étalonnage de référence de la cellule de charge et des géophones en ajustant, de manière absolue, la réponse de ces capteurs par rapport à celle donnée par un système de référence indépendant. La seconde étape de cette procédure porte sur un étalonnage relatif des géophones qui s'effectue en ajustant leur mesure, les unes par rapport aux

autres, de telle sorte que tous les géophones donnent la même valeur de déflexion.

En plus de l'étalonnage de référence et celui absolu, le CROW (1998) et le COST (1999) ont mis au point des protocoles de vérification et d'harmonisation des mesures des différents FWD en opération. On y retrouve :

- La vérification de la stabilité à court terme des mesures qui vise à évaluer l'uniformité et le nombre minimum de lancers requis pour obtenir une charge et des déflexions constantes;
- La vérification de la stabilité à long terme des mesures qui vise à s'assurer que les mesures du FWD n'évoluent pas dans le temps pour des conditions d'essais identiques;
- La vérification de la répétabilité des mesures qui consiste à évaluer la cohérence des mesures d'un appareil entre des essais effectués au même point dans des conditions opératoires constantes; et,
- La vérification de la reproductibilité des mesures qui a pour but de quantifier dans quelle mesure les déflexions obtenues par différents appareils FWD sont équivalentes.

L'harmonisation des mesures consiste à comparer et à ajuster, de manière relative, les mesures de déflexion fournies par un groupe d'appareils FWD par rapport à celles des appareils de référence sélectionnés dans ce groupe. Pour ce faire, des essais sont réalisés conjointement sur différentes chaussées.

### **2.2.5 Vérification des mesures du FWD**

Cette section traite de la vérification des conditions de chargement imposées par le FWD et des mesures de déflexion à l'aide des géophones.



### *Vérification du chargement*

Au cours des années 1970, le développement du déflectomètre à masse tombante était vu avec scepticisme en Angleterre et en France étant donné que la durée du chargement dans les couches plus profondes devrait être anormalement plus courte sous une masse tombante que sous le passage d'un véhicule. En effet, la répartition conique de la contrainte verticale sous la roue d'un véhicule en mouvement provoque un accroissement progressif de cette contrainte dans les couches inférieures de la chaussée lorsque le véhicule avance, jusqu'à une valeur maximale obtenue lorsque l'essieu est perpendiculaire au point d'analyse. Par contre, la propagation des ondes et l'accroissement de contraintes dus à une charge ponctuelle se font de manière sphérique depuis la surface. De plus, on se questionnait sur l'influence de l'inertie dans les matériaux de la chaussée qui est activée par la masse tombante. Les objections soulevées par ces deux pays ont conduit, au Danemark, à des essais comparatifs entre le FWD et une roue de camion se déplaçant à « grande vitesse ». Les résultats initiaux se sont avérés très positifs, les déflexions étaient les mêmes dans les deux cas (COST 1999). À cet effet, Sharma et Stubstad (1980) indiquent que le FWD simule, de manière satisfaisante, la durée du pulse de chargement d'une roue de camion en mouvement dans les matériaux près de la surface, cependant, en profondeur, la durée du pulse du FWD est inférieure. Cette observation a été confirmée par Akram *et al.* (1994) ainsi que par Loulizi *et al.* (2002).

D'ailleurs, Bohn *et al.* (1972) ont montré qu'à des profondeurs de 0.4 et 1.0 m pour une chaussée flexible donnée, que l'intensité des contraintes verticales obtenues par le FWD et celles causées par une roue étaient similaires. Par contre, ils ont observé un accroissement de 20 % de la pression à 100 mm de profondeur sous la plaque du FWD comparativement à celle sous la roue d'un véhicule se déplaçant à 38 km/h. D'autres études, citées par Sharma et Stubstad (1980), indiquent une correspondance très satisfaisante (à l'intérieur de 10 %) entre les déflexions, les contraintes et les déformations mesurées sous une roue en mouvement et celles

dues au FWD. Cependant, Krarup (1994) a observé, sur une planche d'essai en laboratoire, que les déformations radiales à la base du revêtement (à 61 mm de profondeur) et les déformations verticales ainsi que les contraintes verticales au niveau de la sous-fondation (à 200 mm de profondeur) mesurées lors des essais FWD sont plus faibles que celles associées à une roue se déplaçant à 20 km/h.

Les divergences entre les résultats de ces études sont dues au comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux. Ce dernier est influencé par la fréquence de chargement, l'épaisseur des couches de matériaux et donc aux profondeurs de mesure des réponses (déflexions, contraintes et déformations) ainsi que par les caractéristiques des systèmes de chargement du véhicule (pneu et suspension) et du FWD. À ce sujet, Bensten et *al.* (1989) indiquent que le pulse du FWD est influencé par la masse utilisée, la hauteur de chute, les propriétés mécaniques des amortisseurs, de la plaque de chargement et du coussin de caoutchouc sous cette plaque. De plus, Lukanen (1992) a montré que la forme des amortisseurs du FWD (surface plate, semi-arrondie ou arrondie) influence aussi le pulse de chargement généré par le FWD.)

La distribution de la pression sous la plaque de chargement est, en fait, un problème d'interaction entre la plaque circulaire du FWD et la chaussée. Boddapati et Nazarian (1994) et Nazarian et Boddapati (1995) ont étudié ce problème de manière théorique en considérant différentes caractéristiques de la plaque et divers cas de chaussée. La rigidité du coussin de caoutchouc se révèle comme étant le paramètre le plus significatif sur la distribution de la pression. Ils ont trouvé que cette distribution est raisonnablement uniforme pour une chaussée rigide (dalle de béton). Par contre, cette distribution n'est pas uniforme pour une chaussée flexible, d'autant plus que l'épaisseur du revêtement est faible. Les auteurs mentionnent que cette distribution non uniforme affecte seulement l'intensité de la déflexion mesurée au centre de la plaque circulaire. Uzan et Lytton (1990) ont également analysé la distribution de la pression sous la plaque de chargement avec ou sans coussin de caoutchouc. Avec ce coussin, la distribution

de pression est similaire à une distribution uniforme puisqu'une faible différence de l'ordre de 10 % a été mesurée entre la pression au centre et celle sur le pourtour de la plaque. Touma et *al.* (1990) ont mesuré la distribution de pression à l'aide de film sensible à la pression pour différents types de chaussée et modèles de plaque (segmentée et non segmentée). Sur une chaussée dont la surface est lisse, la distribution de la pression s'est avérée uniforme pour les deux modèles de plaque. Par contre, ils ont observé, dans le cas d'une plaque non segmentée, une distribution annulaire sur une chaussée dont le revêtement est de faible rigidité et une distribution latérale lorsque les essais FWD sont effectués dans une ornière. Quant à elle, la plaque segmentée a procuré une distribution uniforme de pression. Par ailleurs, Ullidtz (1987) propose d'utiliser un coussin hydraulique installé sous la plaque du FWD pour obtenir une distribution uniforme de la pression.

Notons que l'essai FWD, contrairement aux passages des véhicules, ne permet pas de reproduire la rotation des axes des contraintes principales dans les matériaux (Sharma et Stubstad 1980; Kennedy 1982). Lekarp et *al.* (2000) identifie cette rotation comme étant un des facteurs importants du développement des déformations permanentes dans les matériaux granulaires de fondation routière.

#### *Vérification des mesures de déflexion*

Tandon et Nazarian (1992) ont évalué divers capteurs pour mesurer les déflexions lors des essais FWD. Ces capteurs sont : un accéléromètre piézoélectrique, un LVDT, un géophone, une jauge de proximité et un capteur laser. Selon leur évaluation, le géophone est l'instrument de mesure qui convient le mieux à cette tâche compte tenu du coût d'achat, de sa précision, de son exactitude, de sa robustesse et de sa facilité pour la prise de mesure. Le COST (1999) a proposé d'utiliser un servo-accéléromètre encastré à la surface du revêtement pour vérifier et étalonner in situ les mesures les géophones. Cette proposition s'avère prometteuse.

## 2.2.6 Simulation de l'impact du FWD et interaction FWD – chaussée

L'analyse dynamique des essais FWD comporte deux aspects : la dynamique du chargement généré par l'appareil et la réponse de la chaussée sous l'impact qui est mesurée lors de l'essai. Quant au premier aspect, des modèles simples ont été proposés pour représenter l'impact produit par le FWD et déterminer la force générée à la surface du milieu rigide en négligeant l'interaction FWD – chaussée. Deux de ces modèles sont montrés sur la figure 2.6.

Pour le modèle discret masse – ressort, le déplacement vertical du ressort ( $w_r(t)$ ) est obtenu en résolvant l'équation de mouvement du système à l'aide de la transformée de Laplace :

$$w(t) = \frac{\sqrt{2gh}}{\omega_n} \sin \omega_n t + \frac{g}{\omega_n^2} (1 - \cos k^r t), \quad [2.1]$$

où  $g$  est la gravité,  $t$  le temps,  $k^r$  la rigidité du ressort,  $M$  la masse et  $\omega_n$  la fréquence naturelle du système donnée par :

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k^r}{M}}. \quad [2.2]$$

Sabaaly et *al.* (1985) indiquent que le déplacement  $w(t)$  peut être estimé de façon pratique par la relation suivante en raison de l'importance de la masse tombante et de la hauteur de chute utilisée lors des essais FWD :

$$w(t) = \frac{\sqrt{2gh}}{\omega_n} \sin \omega_n t. \quad [2.3]$$

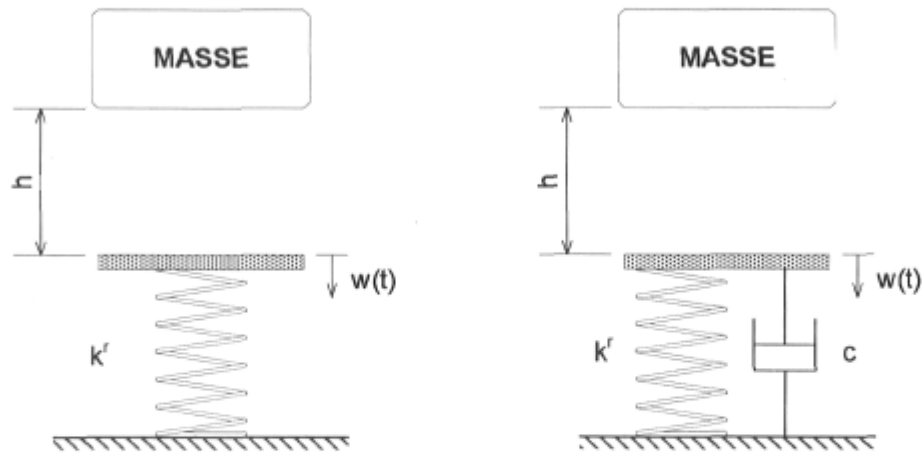


Figure 2.6 : Modèle discret masse – ressort (gauche) et modèle discret masse – ressort – amortisseur du FWD (droite) simulant l'impact produit par le FWD.

Sous ces conditions, le déplacement du ressort du FWD est approximativement similaire à une demie sinusoïdale (lorsque  $w(t) < 0$ , la masse rebondie). En intégrant deux fois l'équation 2.3 et en multipliant par la masse, la force d'impact est :

$$Q(t) = -\omega_n M \sqrt{2gh} \sin \omega_n t. \quad [2.4]$$

La force maximale est donc (en simplifiant) :  $Q_{\max} = \sqrt{2hMgk^r}$ . Pour le cas du système amorti, la force d'impact devient :

$$Q(t) = -\omega_{nd} \alpha^2 M \sqrt{2gh} e^{-\alpha t} \sin \omega_{nd} t \quad [2.5]$$

$$\alpha = \frac{c}{2M} = \zeta \omega_n$$

avec

$$\omega_{nd} = \sqrt{\frac{k^r}{M} - \left(\frac{c}{2M}\right)^2} = \sqrt{\omega_n^2 - \alpha^2}$$

où  $c$  est le coefficient d'amortissement de l'amortisseur et  $\zeta$  est le ratio d'amortissement. La force maximale du cas amorti est :

$$Q_{\max} = \frac{c^2}{4M} \sqrt{2gh \left( \frac{k^r}{M} - \left( \frac{c}{2M} \right)^2 \right)}. \quad [2.6]$$

Dans le cas d'un système à un degré de liberté soumis à une force  $Q(t)$  comme le montre la figure 2.7, l'équation de mouvement est :

$$m_{\text{sol}} \ddot{w}(t) + c_{\text{sol}} \dot{w}(t) + k_{\text{sol}} w(t) = Q(t). \quad [2.7]$$

où  $w(t)$ ,  $\dot{w}(t)$  et  $\ddot{w}(t)$  représente respectivement le déplacement verticale, la vitesse ( $dw/dt$ ) et l'accélération ( $d^2w/dt^2$ ). La solution de cette équation différentielle ordinaire peut être obtenue par une analyse dans le temps ou dans les fréquences. Dans le cas d'une force quelconque, la solution particulière s'obtient entre autre par l'intégrale de Duhamel ou l'intégrale de convolution. Le cas d'un système à  $n$  degrés de liberté comme pour une chaussée composée de plusieurs couches, sera traité au chapitre 3.

L'interaction entre le FWD et le milieu multicouche est liée au déplacement vertical en surface ( $w(t)$ ) sous la plaque. Une compatibilité est requise entre la charge requise pour produire le déplacement  $w(t)$  à la surface du milieu et la charge théorique appliquée par le FWD en considérant une surface rigide. La solution est obtenue par une approche itérative en considérant l'équilibre entre les deux systèmes (FWD et milieu multicouche) à chaque pas de temps. Thom et Fleming (2002) ont développé un programme simplifié pour l'analyse d'un impact sur une plaque circulaire à la surface d'un milieu semi-infini.

Uddin et Marzougui (1998) ont eu recours à la mécanique des contacts pour l'analyse dynamique de la chaussée sous l'impact du FWD. Pour ce faire, ils ont utilisé le code LS-DYNA d'éléments finis tridimensionnels non linéaire, qui contient des définitions de surface de contact, pour simuler le chargement du FWD en tenant compte de l'interaction entre l'appareil et la chaussée. Dans leur étude, le

système de chargement (plaque circulaire, enclume, amortisseur, masse) est modélisé à la surface du milieu multicouche. De telles simulations ouvrent la voie pour prévoir le comportement structural de la chaussée sous un impact théorique du FWD lors de la conception, et pour vérifier et ajuster leur dimensionnement lors de la construction.

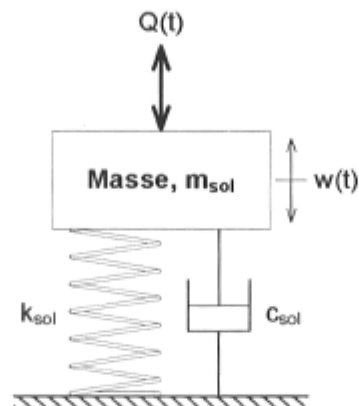


Figure 2.7 : Système masse – ressort – amortisseur à un degré de liberté simulant un massif de sol homogène.

### 2.3 Interprétation statique des essais FWD

L'interprétation des essais FWD s'effectue essentiellement selon deux approches. D'une part, il y a l'approche statique qui se fonde sur la forme et l'importance des déflexions maximales qui définissent le bassin de déflexion ainsi que sur les paramètres de déflexion qui caractérisent ce dernier pour déterminer les modules par rétrocalcul le cas échéant, et évaluer le comportement structural des chaussées. Les concepts et les outils utilisés pour interpréter les essais FWD selon cette approche sont présentés dans cette section. Ils incluent le concept de la ligne d'influence et celui du module de Boussinesq. Certains outils permettent de déterminer la profondeur du roc ou d'une couche rigide apparente, d'autres, à l'aide des paramètres de déflexion, servent à qualifier la condition structurale de la

chaussée. Par ailleurs, l'évaluation de la capacité structurale des chaussées selon cette approche sera examinée à la section 2.5.

D'autre part, on retrouve l'approche dynamique. L'interprétation des essais FWD selon cette seconde approche sera abordée à la section 2.4.

### **2.3.1 Bassin de déflexion**

Lors de l'essai FWD, l'appareil mesure la charge appliquée et les déflexions aux différents géophones pour chaque lancer de la masse. L'acquisition s'effectue à des pas de temps réguliers durant une période de 60 à 120 ms. La figure 2.8 illustre l'historique de chargement et les historiques de déflexions ainsi mesurés. La charge maximale  $Q_{\max}$  est tirée du premier historique. On obtient à partir de chaque historique de déflexion ( $w(t)$ ) les déflexions maximales notées  $D_0$  à  $D_{1500}$  selon la position des géophones (0 à 1 500 mm). Finalement, les mesures de déflexions se résument au bassin de déflexion défini par les valeurs  $D_0$  à  $D_{1500}$  pour un niveau de charge  $Q$ , comme le montre la figure 2.8.

### **2.3.2 Paramètres de déflexion**

Différents paramètres de déflexion ont été proposés pour caractériser la forme du bassin de déflexion et fournir une évaluation approximative de la rigidité des couches de la chaussée (Hossain et Zaniewski 1990; St-Laurent 1995; COST 1999). Les principaux paramètres de déflexions sont présentés dans le tableau 2.1.

On identifie la déflexion maximale du bassin de déflexion  $D_0$  qui donne un ordre de grandeur de la qualité structurale globale de la chaussée. L'indice de courbure de surface est relié à la rigidité dans les premiers 200 mm environ, soit celle du revêtement seul ou du revêtement jumelé à la couche de fondation supérieure



lorsque le revêtement est mince. L'indice de dommage de la base est relié à la couche de fondation supérieure entre 200 et 400 mm de profondeur. L'indice de courbure de la base est relié à la couche de sous-fondation entre 400 et 800 mm de profondeur. L'aire normalisée du bassin fournit une assez bonne indication de la rigidité relative de la structure de la chaussée, particulièrement pour les couches liées, indépendamment de la rigidité du sol. Le module de rigidité de l'impulsion est en quelque sorte une rigidité globale de la chaussée. En général, plus les déflexions sont élevées, plus la chaussée est faible. Typiquement, les déflexions mesurées aux géophones les plus éloignés du point d'application de la charge reflètent le comportement des couches plus en profondeur (sol support), alors que celles obtenues aux géophones à proximité de ce point représentent l'effet composé de toutes les couches de la chaussée (structure de la chaussée et sol support) (Bendaña et al. 1994). Ce phénomène est expliqué par distribution des contraintes verticales dans la chaussée sous la plaque circulaire.

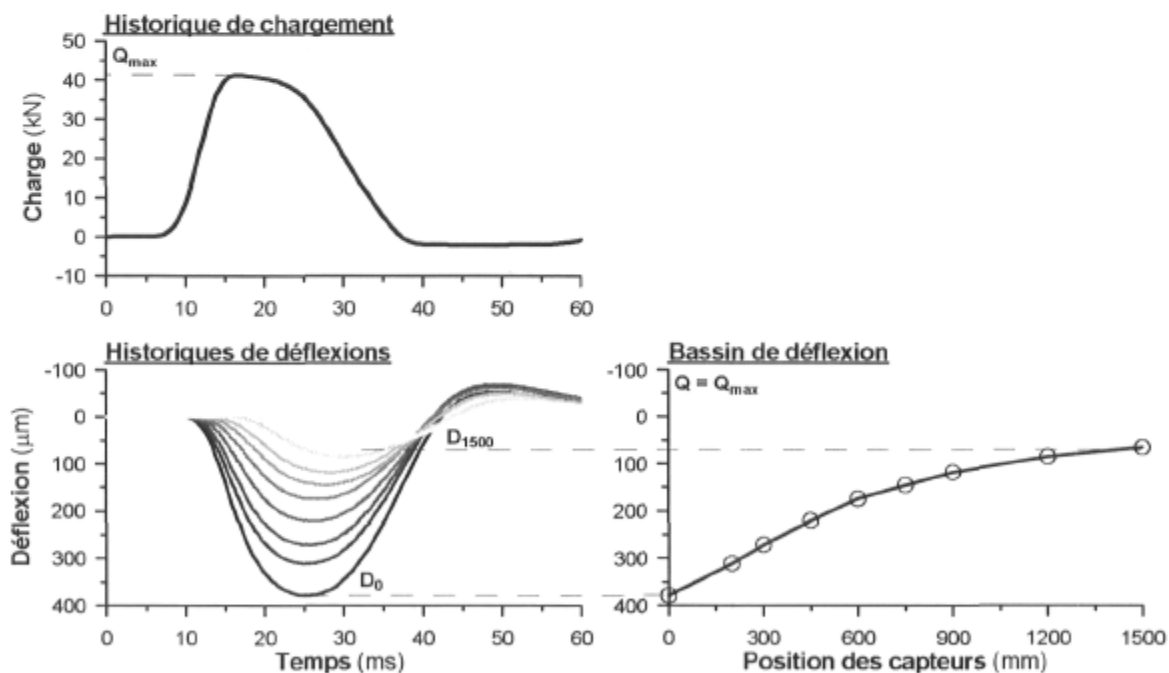


Figure 2.8 : Mesures du FWD et bassin de déflexion.

**Tableau 2.1** : Principaux paramètres du bassin de déflexion de l'essai du FWD.

Paramètre	Description
Déflexion maximale ( $\mu\text{m}$ )	$D_0$
Indice de courbure ( $\mu\text{m}$ )	$\text{SCI} = D_0 - D_{300}$
Indice de dommage de la base ( $\mu\text{m}$ )	$\text{BDI} = D_{300} - D_{600}$
Indice de courbure de la base ( $\mu\text{m}$ )	$\text{BCI} = D_{600} - D_{900}$
Aire du bassin de déflexion normalisée (mm)	$A_N = \frac{1}{D_0} \sum_{i=1}^{n_{\text{capteur}}-1} (D_{r_i} + D_{r_{i+1}})(r_{i+1} - r_i)$
Module de rigidité de l'impulsion ( $\text{kN}/\mu\text{m}$ )	$\text{ISM} = Q_{\text{max}}/d_0$

### 2.3.3 Concept de la ligne d'influence

La figure 2.9 illustre une chaussée à trois couches sur laquelle une charge statique  $Q$  est appliquée. Le bassin de déflexion qui en résulte est mesuré par des capteurs de déplacement. Connaissant les propriétés mécaniques des couches des matériaux, il est possible de calculer la courbe de déflexion correspondant à 95 % de la déflexion mesurée en surface. Cette courbe est illustrée sur cette figure. Elle décline graduellement en profondeur au fur et à mesure que la distance radiale augmente depuis le point de chargement (centre de la plaque circulaire).

Notons que la forme et la position de cette courbe dépendent du module et de l'épaisseur des couches de la chaussée. Néanmoins, on peut affirmer que la déflexion mesurée en surface est attribuable, en majeure partie, à la compression verticale des matériaux situés sous cette courbe. Seulement une faible portion (5 %) de cette déflexion survient dans les matériaux situés au-dessus de cette ligne. Par conséquent, les matériaux situés au-dessus de cette courbe n'ont pratiquement pas d'influence sur la déflexion mesurée en surface à une distance donnée (Bendaña et al. 1994). Ainsi, les déflexions mesurées par les quatre derniers capteurs de déplacement montrés sur la figure 2.9 sont essentiellement influencées par la compression verticale de la couche de sol, les deux autres, plus près de la plaque circulaire, le sont par l'effet combiné de la fondation et du sol,

alors que celui au centre de la plaque reflète l'effet des trois couches (revêtement, fondation et sol). Finalement, on retrouve sur cette figure une ligne ayant une pente de  $34^\circ$ , environ 2V:3H, qui représente une bonne approximation de la courbe de 95 % de la déflexion mesurée en surface. Cette droite, qui définit un cône dans l'espace, représente en quelque sorte la distribution des contraintes verticales dans la chaussée dues à la charge appliquée sur la plaque en surface. Ce concept peut aussi être utilisé pour positionner les géophones lors des essais FWD sur une chaussée dont on connaît l'épaisseur des couches (Bendaña et *al.* 1994; COST 1999). De plus, il trouve son importance lors de la détermination des propriétés des couches par rétrocalcul, car les sensibilités des propriétés par rapport aux déflexions dépendent de la position des géophones (Irwin 1994).

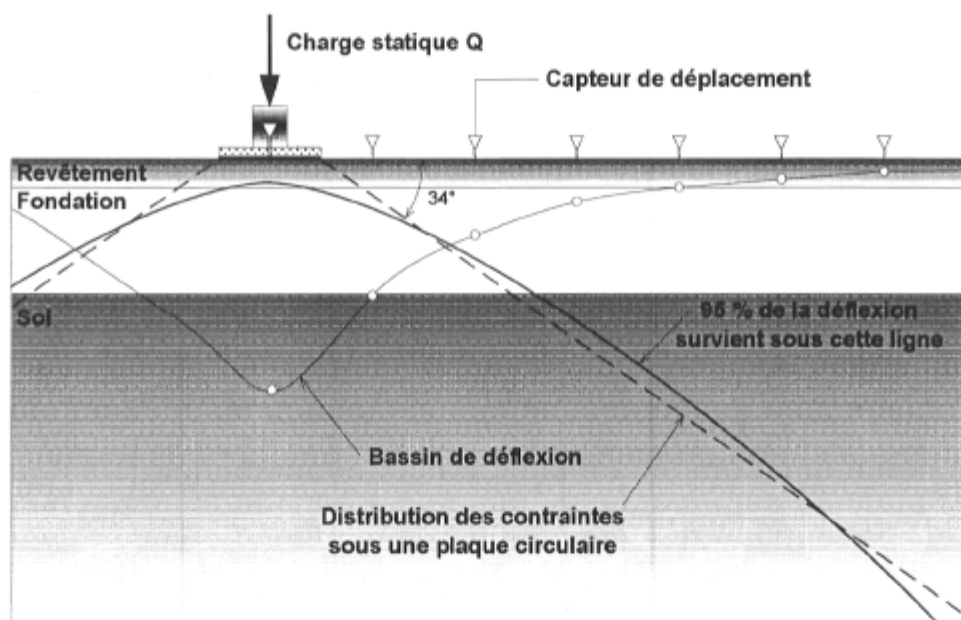


Figure 2.9 : Concept de la ligne d'influence procurant 95 % de la déflexion mesurée en surface pour une charge statique appliquée sur une plaque circulaire.

### 2.3.4 Concept du module de Boussinesq

Boussinesq (1885) a développé les équations analytiques pour déterminer les déplacements, les contraintes et les déformations dans un milieu semi-infini pour

une charge ponctuelle appliquée en surface. La déflexion en surface à une distance radiale  $r$  ( $w_r$ ) est donnée par l'équation suivante :

$$w_r = \frac{(1-\nu^2)Q}{\pi r E}, \quad [2.8]$$

où  $Q$  est la charge,  $\nu$  le coefficient de Poisson et  $E$  le module d'Young. Le module d'Young est défini pour un matériau parfaitement élastique, comme étant la pente de la relation linéaire entre la contrainte axiale et la déformation axiale ( $E = \sigma_{\text{axiale}}/\epsilon_{\text{axiale}}$ ). L'équation 2.8 est asymptotique à  $r = 0$ . Dans le cas d'une charge appliquée sur une plaque circulaire de rayon  $a$ , la déflexion sous la plaque ( $r < a$ ) est exprimée par (Johnson 1985) :

$$w_r = \frac{4(1-\nu^2)Qa}{\pi E} \int_0^{\pi/2} \left\{ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \sin^2 \varphi \right\}^{1/2} d\varphi \quad \text{pour } r < a \quad [2.9]$$

où  $\varphi$  est l'angle entre le vecteur pointant vers le périmètre du cercle depuis le point situé à une distance  $r < a$  et l'axe passant par ce dernier point et le centre de la plaque. Au centre de la plaque,  $r/a = 0$  et l'intégrale de l'équation 2.9 est égal à  $\pi/2$ , alors la déflexion verticale est exprimée par :

$$w_0 = \frac{2(1-\nu^2)Q}{\pi a E}. \quad [2.10]$$

Au bord de la plaque,  $r/a = 1$  et l'intégrale de l'équation 2.9 est égal à 1. Johnson (1985) donne également la solution exacte de la déflexion verticale pour une distance  $r/a$  supérieure à 1. Au-delà d'une distance  $r/a$  supérieure à 2, l'influence de la plaque devient négligeable, et la déflexion équivaut à celle d'une charge ponctuelle (figure 2.10). La solution du disque chargé verticalement montrée sur la figure 2.10, a été obtenue avec le programme VIEM100 (Yue 1994).

Par conséquent, il est possible de calculer, à l'aide des équations 2.9 et 2.10, le module d'Young du milieu semi-infini homogène et isotrope puisque la déflexion à une distance radiale est mesurée par le FWD. On définit alors le module de Boussinesq ou module de surface comme étant celui donné par ces deux équations. Dans le cas d'une chaussée, ce concept est moins approprié puisque le milieu est constitué de plusieurs couches. Il s'agit donc d'un module apparent. Toutefois, ce concept est couramment utilisé en pratique lors de l'interprétation statique des essais FWD. La figure 2.11 montre le bassin de déflexion calculé à l'aide de NELAPAV 4 pour une charge  $Q_{\max}$  de 40 kN appliquée sur une plaque circulaire de 150 mm de rayon à la surface d'un milieu semi-infini. Ce milieu a un module d'Young de 125 MPa et un coefficient de Poisson de 0.35. On retrouve également le bassin de déflexion pour le même cas de chargement sur une chaussée à trois couches composée d'un revêtement ( $E_1 = 4\,000$  MPa,  $H_1 = 150$  mm), d'une fondation ( $E_2 = 200$  MPa,  $H_2 = 450$  mm) et d'un sol ( $E_3 = 100$  MPa), chacune d'elles ayant un coefficient de Poisson de 0.35. Les modules de Boussinesq correspondant ont été calculés et sont aussi présentés sur la figure 2.11. Le module de Boussinesq calculé au centre est sous-évalué comparativement à celui du revêtement. Notons dans ce cas-ci que le module de Boussinesq converge vers le module du sol (100 MPa) lorsque la distance radiale augmente.

Le module de Boussinesq sert à identifier un comportement élastique linéaire ou non linéaire dans le sol sous la structure de chaussée, comme le suggère Ullidtz (1987). Dans le cas d'un comportement non linéaire du sol, la courbe du module de Boussinesq diminue rapidement entre 0 et 600 mm environ pour atteindre une valeur minimale à une distance radiale de l'ordre de 600 à 1 200, et ensuite, la valeur du module augmente progressivement. Ce phénomène s'observe aussi en présence d'une couche rigide comme le roc à faible profondeur ou lorsque le module du sol augmente avec la pression des terres. Par ailleurs, la valeur minimale de ce module est généralement employée comme valeur initiale du sol lors du rétrocalcul (C-SHRP 1993; SHRP-LTPP 1993).

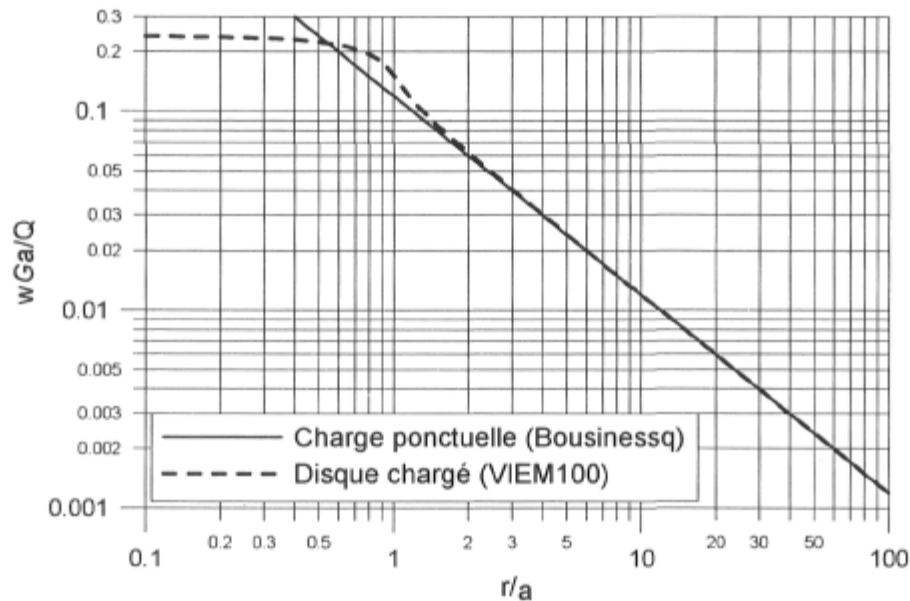


Figure 2.10 : Influence du type de chargement sur les déplacements verticaux à la surface d'un milieu semi-infini.

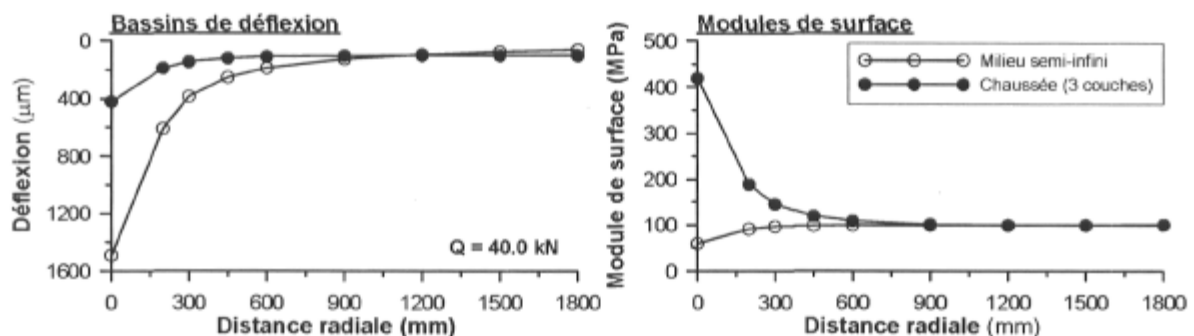


Figure 2.11 : Bassins de déflexion et modules de surface (Boussinesq) pour une chaussée de trois couches et un milieu semi-infini (adapté d'Irwin 2002).

Plusieurs recherches (Bush 1980; Uddin et al. 1986; Lytton et al. 1990) ont montré que la présence du roc ou d'une couche rigide à faible profondeur influence significativement l'analyse des déflexions, notamment lors du rétrocalcul. Uddin et al. (1986) indiquent qu'ignorer ces facteurs peut conduire à des erreurs substantielles dans la prédiction des modules des couches de la chaussée. Le module du sol peut être significativement surévalué si on suppose, lors du rétrocalcul, une épaisseur semi-infinie de sol, alors que le roc se trouve près de la surface.

### 2.3.5 Profondeur au roc ou d'une couche rigide apparente

Reprenons la chaussée à trois couches présentée précédemment pour montrer l'influence du roc ( $E_1 = 4\,000$  MPa,  $H_1 = 150$  mm,  $E_2 = 200$  MPa,  $H_2 = 450$  mm,  $E_3 = 100$  MPa,  $H_3 =$  semi-infini,  $n_1 = n_2 = n_3 = 0.35$ ), chacune d'elles ayant un coefficient de Poisson de 0.35. L'épaisseur de la couche de sol a été fixée à 2.40 m, de telle sorte que le roc se trouve à 3.00 m de profondeur. La couche de roc est simulée par une couche ayant un module de 3 000 MPa avec un coefficient de Poisson de 0.15. La figure 2.12 montre l'influence de la profondeur au roc sur le bassin de déflexion et le module de Boussinesq de cette chaussée par rapport au cas semi-infini. La présence du roc provoque une diminution des déflexions en translatant vers le haut tout le bassin de déflexion. Quant au module de Boussinesq, il est plus important et augmente au-delà de 600 mm, après avoir atteint une valeur minimale de l'ordre de 150 MPa. Cette valeur est plus élevée comparativement à la valeur du module du sol de 100 MPa. Par conséquent, différentes procédures ont été développées pour déterminer la profondeur au roc et ainsi améliorer le rétrocalcul.

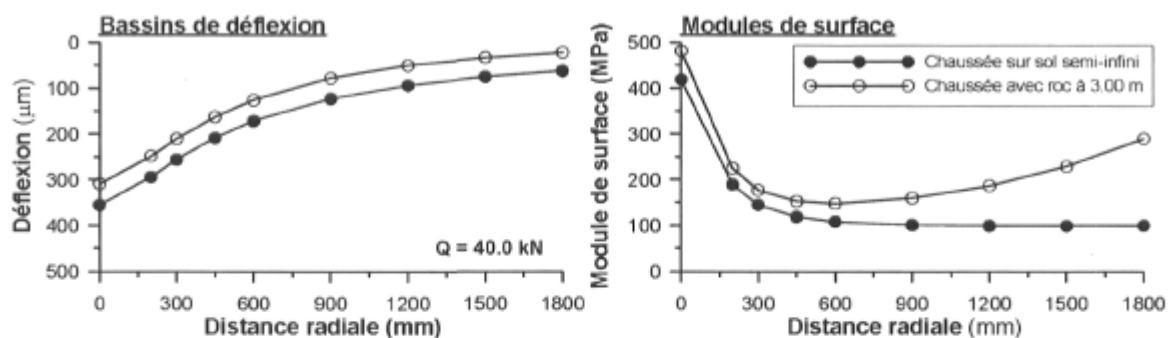


Figure 2.12 : Influence du roc à 3.00 m de profondeur sur le bassin de déflexion et sur le module de surface (Boussinesq).

L'une des méthodes utilise le concept de la ligne d'influence pour déterminer à quelle distance radiale la ligne de distribution des contraintes croise la profondeur à laquelle se trouve le roc. À cette distance la déflexion devient nulle. Cette méthode est basée sur l'hypothèse que la distance à laquelle la déflexion en

surface est nulle correspond à la profondeur du roc. Cette méthode est illustrée sur la figure 2.13 sur laquelle les déflexions sont représentées en fonction de l'inverse de la distance radiale ( $1/r$ ). Il s'agit ensuite de prolonger la courbe à partir du point où la pente de la courbe est la plus prononcée jusque sur l'abscisse. Dans le cas d'une chaussée avec un roc à 3.00 m de profondeur, la pente est maximale entre  $0.83 \text{ m}^{-1}$  ( $1/1.2$ ) et  $0.66 \text{ m}^{-1}$  ( $1/1.5$ ), et l'intercepte est  $1/r = 0.3433 \text{ m}^{-1}$ . En inversant, on trouve une profondeur apparente du roc de 2.91 m légèrement inférieure à la valeur de 3.00 m dans ce cas-ci. Dans le cas du sol d'épaisseur semi-infini, l'intercepte est égal à zéro. Rohde et Scullion (1990) ont effectué une étude paramétrique sous une charge statique de 40 kN pour développer des relations afin d'améliorer la prédiction de la profondeur au roc. Par ailleurs, cette approche est aussi utilisée lors du rétrocalcul (élastique linéaire) pour introduire une couche rigide apparente afin de compenser l'effet du comportement élastique non linéaire du sol d'infrastructure sur les déflexions.

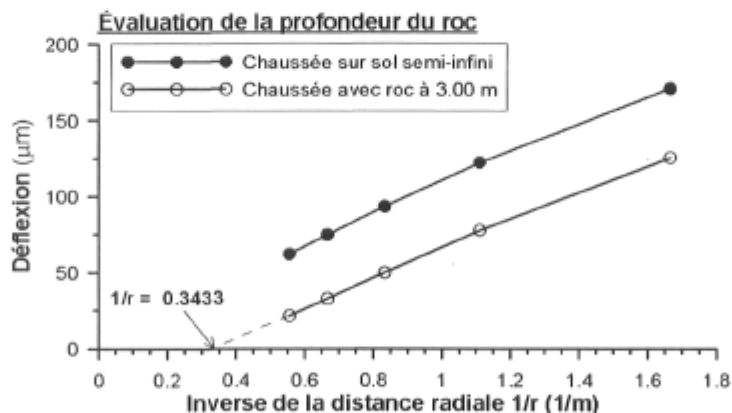


Figure 2.13 : Détermination de la profondeur au roc (adapté d'Irwin 2002).

### 2.3.6 Interprétation des mesures de déflexion

Le bassin de déflexion et les paramètres de déflexion qui le caractérisent peuvent être utilisés pour estimer le comportement structural de la chaussée, poser un diagnostic préliminaire et établir les priorités à un niveau réseau. Dans un premier temps, le bassin de déflexion est corrigé pour des conditions de référence. Cela



implique que les déflexions sont normalisées linéairement pour une charge de référence de 40 kN et doivent être corrigées pour une température de référence de 20°C. En effet, la température du revêtement influence les déflexions mesurées près du point d'application de la charge, entre 0 et 600 mm de distance radiale, selon l'épaisseur de cette couche. Différentes procédures ont été développées (AASHTO 1993; SHRP 1993b; Michalak et Scullion 1995; Lukanen et *al.* 2000; St-Laurent 2000; Chen et *al.* 2000) pour corriger la valeur des déflexions compte tenu de la température du revêtement.

La condition structurale de la chaussée peut être qualifiée à l'aide des paramètres de déflexion. Le tableau 2.2 présente l'interprétation de la condition structurale de la chaussée (structure et sol) selon deux paramètres de déflexion ( $A_N$  – l'aire du bassin de déflexion normalisée,  $D_0$  – la déflexion maximale). Janoo et *al.* (1992) indiquent que ce paramètre ( $A_N$ ) est un bon indicateur de la performance des chaussées au dégel. Par ailleurs, Michalak et Scullion (1995) ont aussi proposé une grille de classification de la rigidité des couches de la chaussée selon trois paramètres, chacun relié à une couche en particulier, et en tenant compte de l'épaisseur du revêtement (tableau 2.3). Ainsi, la rigidité de la couche de revêtement est appréciée selon la valeur de l'indice de courbure (SCI) mesuré lors de l'essai du FWD, compte tenu de l'épaisseur du revêtement.

**Tableau 2.2 :** Condition structurale de la chaussée selon les paramètres de déflexion  $A_N$  et  $D_0$  (Mahoney et *al.* 1991).

$A_N$	$D_0$	Condition structurale de la chaussée
Faible	Faible	Structure faible, sol fort
Faible	Élevée	Structure faible, sol faible
Élevée	Faible	Structure forte, sol fort
Élevée	Élevée	Structure forte, sol faible

**Tableau 2.3 :** Rigidité des couches de la chaussée (Michalak et Scullion 1995).

Épaisseur du revêtement (mm)		> 125	62 – 125	13 – 62	< 13
<b>Revêtement</b>  Indice de courbure SCI = $D_0 - D_{300}$ ( $\mu\text{m}$ )	Très rigide	< 101.6	< 152.4	< 304.8	< 406.4
	Rigide	101.6 – 152.4	152.4 – 254	304.8 – 457.2	406.4 – 609.6
	Moyen	152.4 – 203.2	254 – 381	457.2 – 609.6	609.6 – 812.8
	Faible	203.2 – 254	381 – 508	609.6 – 762	812.8 – 1016
	Très faible	> 254	> 508	> 762	> 1016
<b>Fondations</b>  Indice de dommage de la base BDI = $D_{300} - D_{600}$ ( $\mu\text{m}$ )	Très rigide	< 50.8	< 76.2	< 101.6	< 203.2
	Rigide	50.8 – 76.2	76.2 – 127	101.6 – 203.2	203.2 – 304.8
	Moyen	76.2 – 101.6	127 – 228.6	203.2 – 304.8	304.8 – 406.4
	Faible	101.6 – 127	203.2 – 254	304.8 – 406.4	406.4 – 508
	Très faible	> 127	> 254	> 406.4	> 508
<b>Sol</b>  $D_{1500}$ ( $\mu\text{m}$ )	Très rigide	< 25.4	< 25.4	< 25.4	< 25.4
	Rigide	25.4 – 35.6	25.4 – 35.6	25.4 – 35.6	25.4 – 35.6
	Moyen	35.6 – 45.7	35.6 – 45.7	35.6 – 45.7	35.6 – 45.7
	Faible	45.7 – 55.9	45.7 – 55.9	45.7 – 55.9	45.7 – 55.9
	Très faible	> 55.9	> 55.9	> 55.9	> 55.9

## 2.4 Interprétation dynamique des essais FWD

Foinquinos Mera (1995) a notamment réalisé une étude théorique complète des différents facteurs affectant le comportement dynamique des chaussées sous l'impact du FWD. Les principaux résultats de cette étude sont présentés ici étant donné qu'ils forment une base solide pour l'interprétation des essais FWD. Ces facteurs concernent la géométrie de la chaussée – milieu semi-infini ou multicouche, le type de chargement – ponctuel ou pression uniforme sur une surface circulaire, l'amortissement, la présence du roc ou d'une couche rigide en profondeur et les contrastes de rigidité entre les couches. Les cas de chargement harmonique et transitoire sont également considérés.

Mais d'abord, l'analyse fréquentielle de Fourier est présentée. Elle permet de transformer un signal complexe, comme ceux du FWD, en une série d'ondes

harmoniques facilitant l'analyse et la compréhension du comportement dynamique du milieu.

### 2.4.1 Fonction de réponse fréquentielle du système

Considérons le système linéaire montré sur la figure 2.14. Ce système est sollicité par une fonction d'entrée  $\theta(t)$  et il répond avec une fonction de sortie  $\psi(t)$ . Les transformées de Fourier de la sollicitation et de la réponse sont notées  $\Theta(\omega)$  et  $\Psi(\omega)$ , respectivement. Définissons la fonction de réponse fréquentielle (FRF) du système linéaire par la relation suivante dans le domaine des fréquences :

$$\text{FRF} = \text{FRF}(\omega) = \frac{\Psi(\omega)}{\Theta(\omega)}. \quad [2.11]$$

Précisons que la FRF constitue un cas particulier de fonctions de transfert, qui est normalement défini dans le domaine de Fourier au lieu du domaine de Laplace. Il existe plusieurs types de fonctions de réponse fréquentielle, mais les plus utilisées sont celles qui relient la force aux quantités cinématiques (déplacement, vitesse et accélération). Hoffmann et *al.* (2003) ont dressé une synthèse de la nomenclature de ces fonctions qui est présentée dans le tableau 2.4. Dans cette thèse, la complaisance sera particulièrement utilisée pour l'analyse et l'interprétation des essais FWD. Elle représente la variation du déplacement spectral en fonction de la fréquence pour une sollicitation harmonique unitaire. Cette fonction est aussi nommée fonction de transfert. Ainsi, si l'on connaît la fonction de complaisance du système en un point donné, alors le déplacement en ce point peut être calculé pour la charge voulue.

Le schéma du calcul dynamique dans le domaine des fréquences à l'aide de la complaisance est illustré sur la figure 2.15. On y retrouve la charge  $Q(t)$  du FWD, à titre de donnée d'entrée  $\theta(t)$  du système, qui a été convertie dans le domaine des

fréquences. Cela fournit le spectre d'amplitude de la charge  $|Q(\omega)|$ . Ensuite, les fonctions de complaisance qui caractérisent le comportement du système en différents points (points de mesure des déflexions par le FWD) sont déterminées par le modèle multicouche de la chaussée (système linéaire). Sur la figure 2.15, on retrouve le spectre d'amplitude des fonctions de complaisance  $|H(\omega)|$  à chacune des distances radiales où les déflexions sont recherchées. Après, les fonctions de complaisance sont multipliées par le spectre de chargement  $Q(\omega)$  pour obtenir les réponses spectrales de déflexion  $w(\omega)$ . Finalement, les historiques de déflexions  $w(t)$  sont reconstruits à l'aide de la transformée de Fourier inverse de  $w(\omega)$ . Ceux-ci correspondent donc aux sorties  $\psi(t)$  du système.

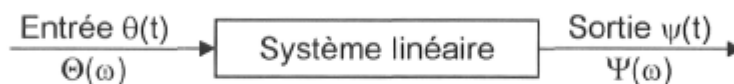


Figure 2.14 : Système linéaire idéal avec une entrée et une sortie (Hoffmann et al. 2003).

Tableau 2.4 : Fonctions de réponse fréquentielle (selon Hoffmann et al. 2003).

Définition de la fonction de réponse fréquentielle					
$\frac{\text{Déplacement}}{\text{Force}}$	$\frac{\text{Vitesse}}{\text{Force}}$	$\frac{\text{Accélération}}{\text{Force}}$	$\frac{\text{Force}}{\text{Déplacement}}$	$\frac{\text{Force}}{\text{Vitesse}}$	$\frac{\text{Force}}{\text{Accélération}}$
Nomenclature français					
Complaisance ou fonction de transfert	Mobilité	Inertance	Raideur dynamique	Impédance	Masse apparente
Nomenclature anglais (Hoffmann et al. 2003)					
<i>Compliance</i>	<i>Mobility</i>	<i>Accelerance</i>	<i>Dynamic stiffness</i>	<i>Impedance</i>	<i>Apparent mass</i>
Relation					
$H(\omega) = \frac{1}{K(\omega)}$	$M(\omega) = \frac{1}{l(\omega)}$	$A(\omega) = \frac{1}{M_a(\omega)}$	$K(\omega) = \frac{Q(\omega)}{w(\omega)}$	$l(\omega) = \frac{Q(\omega)}{\dot{w}(\omega)}$	$M_a(\omega) = \frac{Q(\omega)}{\ddot{w}(\omega)}$

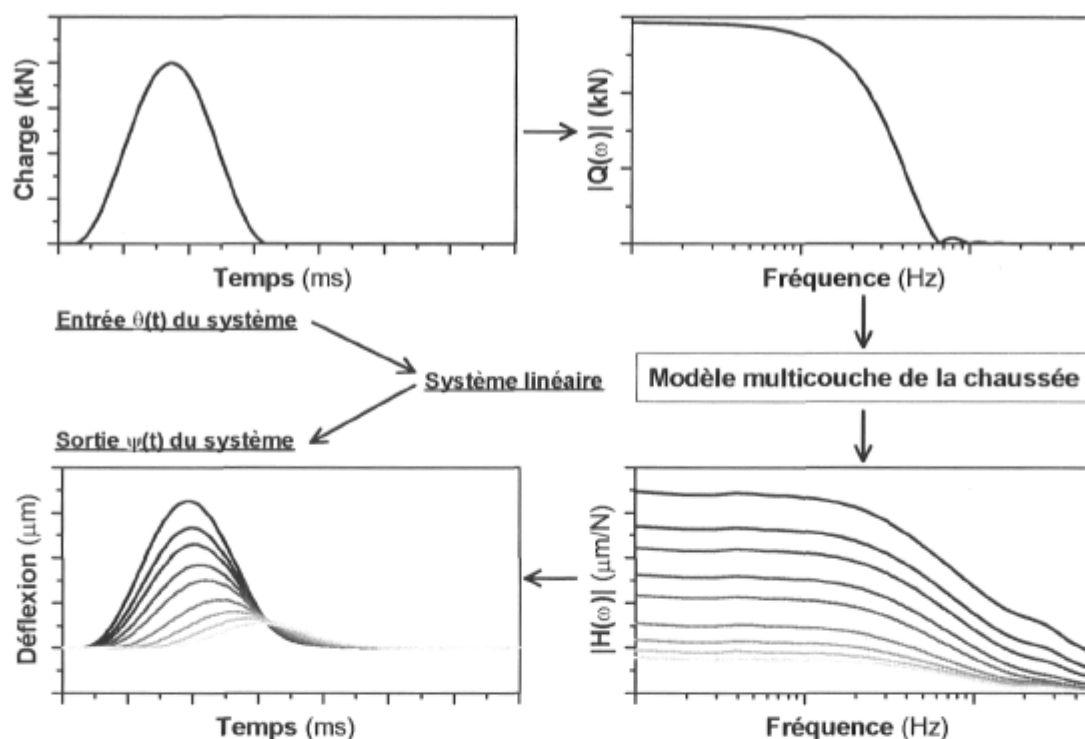


Figure 2.15 : Schéma de calcul dynamique dans le domaine des fréquences des déflexions à la surface d'un milieu multicouche sous une sollicitation  $Q(t)$  donnée.

## 2.4.2 Solutions analytiques pour une vibration harmonique à la surface d'un milieu semi-infini

La propagation des ondes dans un milieu semi-infini causée par une charge ponctuelle appliquée en surface a été étudié notamment par Foinquinos Mera (1995). Il a proposé une solution exacte à ce problème pour n'importe laquelle des valeurs du coefficient de Poisson ( $\nu$ ). Cette solution peut être exprimée en termes de la fréquence adimensionnelle  $\bar{r} = \omega r / V_s$  :

$$w(t) = \frac{Qe^{i\omega t}}{Gr} \sum_{j=1}^5 I_j \quad [2.12]$$

où  $Q$  est l'amplitude maximale de la charge harmonique,  $r$  la distance radiale,  $G$  le module de cisaillement,  $V_s$  la vitesse des ondes de cisaillement,  $w$  la fréquence angulaire et les  $I_j$  sont données par les relations suivantes lorsque  $\nu < 0.263$  :

$$I_1 = -\frac{2\delta^2}{\pi E} \left( e^{-i\bar{r}} + e^{-i\bar{r}/\delta} \right),$$

$$I_2 = -\frac{i\bar{r}\delta^2}{2\pi E} \left( \frac{A_2}{\sqrt{a_2}} \right) \int_{u_1}^{u_2} e^{-i\bar{r}\alpha \cosh u} du, \quad u_1 = \text{Arccosh}\left(\frac{1}{\delta\alpha}\right) \text{ et } u_2 = \text{Arc cosh}\left(\frac{1}{\alpha}\right);$$

$$I_3 = \frac{i\bar{r}\delta^2}{2\pi E} \left( \frac{A_1}{\sqrt{-a_1}} \right) \int_{u_1}^{u_2} e^{-i\bar{r}\kappa \sin u} du, \quad u_1 = \text{Arc sin}\left(\frac{1}{\kappa\alpha}\right) \text{ et } u_2 = \text{Arc sin}\left(\frac{1}{\kappa}\right);$$

$$I_4 = -\frac{i\bar{r}\delta^2}{2\pi E} \left( \frac{A_3}{\sqrt{a_3}} \right) \int_{u_1}^{u_2} e^{-i\bar{r}\beta \cosh u} du, \quad u_1 = \text{Arccosh}\left(\frac{1}{\delta\beta}\right) \text{ et } u_2 = \text{Arccosh}\left(\frac{1}{\beta}\right);$$

$$I_5 = \frac{i\bar{r}\delta^2}{\pi E} \left( \frac{A_1}{\sqrt{-a_1}} \right) \int_{u_1}^{u_2} e^{-i\bar{r}\kappa \sin u} du, \quad u_1 = \text{Arc sin}\left(\frac{1}{\kappa}\right) \text{ et } u_2 = \text{Arc sin}(1).$$

Dans ces intégrales,  $\delta = \frac{V_p}{V_s}$ , alors que  $a_1$ ,  $a_2$  et  $a_3$  sont les valeurs négatives des racines de l'équation caractéristique d'onde de Rayleigh :

$$x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0 \quad [2.13]$$

où

$$AD = 8 \left( 3\delta^2 - 8 + \frac{6}{\delta^2} \right), \quad BD = -8 \left( \delta^2 - 6 + \frac{10}{\delta^2} - \frac{6}{\delta^4} \right)$$

$$CD = \delta^2 - 8 + \frac{24}{\delta^2} - \frac{32}{\delta^4} + \frac{16}{\delta^6}, \quad D = 16(1 - \delta^2).$$

Les coefficients  $\kappa$ ,  $\alpha$  et  $\beta$  sont définis comme :

$$\kappa = \frac{V_s}{V_r} = \sqrt{\frac{1}{\delta^2} - a_1}, \quad \alpha = \sqrt{\frac{1}{\delta^2} - a_2} \quad \text{et} \quad \beta = \sqrt{\frac{1}{\delta^2} - a_3}.$$

Les coefficients  $A_1$ ,  $A_2$  et  $A_3$  sont obtenus en résolvant :

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ (a_2 + a_3) & (a_1 + a_3) & (a_1 + a_2) \\ a_2 a_3 & a_1 a_3 & a_1 a_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -4(1 - 2/\delta^2 + C) \\ 1 - 4/\delta^2 + 4/\delta^4 - 4B \\ -4A \end{Bmatrix}. \quad [2.14]$$

Ces intégrales peuvent être calculées numériquement.

Lorsque la distance radiale est importante,  $\bar{r} \gg 0$ , le résultat l'équation 2.12 approche la solution exacte de Lamb qui donne la contribution des ondes de Rayleigh dans le champ éloigné. La solution de Lamb peut être écrite comme suit (Foinquinos Mera 1995) :

$$w(t) = \frac{iQ}{2Gr} Z \kappa \bar{r} H_0^{(2)}(\kappa \bar{r}) e^{i\omega t} \quad [2.15]$$

où  $\kappa = \frac{k_r}{k_s} = \frac{V_s}{V_r}$  et  $k_r$  est la racine réelle de l'équation 2.13,  $k_s$  le nombre d'onde de des ondes de cisaillement,  $H_0^{(2)}$  est la fonction d'Hankel de deuxième type d'ordre zéro,  $\chi$  et  $Z$  sont données par :

$$\chi = \frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}} \quad \text{et} \quad Z = \frac{(2\kappa^2 - 1)^2 \sqrt{\kappa^2 - \chi^2}}{8\kappa [1 - (6 - 4\chi^2)\kappa^2 + 6(1 - \chi^2)\kappa^4]}.$$

Spécifions que les ondes de Rayleigh sont dominantes à grande distance, les ondes de volumes étant atténuées. La figure 2.16 montre le déplacement spectral normalisé  $|w(\omega)|Gr/Q$  en fonction de la distance radiale  $r$  normalisée par rapport à la longueur d'onde des ondes de Rayleigh  $\lambda_r$  pour la solution de Lamb (équation 2.15) et, d'autre part, la solution exacte de Foinquinos Mera (1995) dans le cas d'une charge ponctuelle harmonique à la surface d'un milieu semi-infini. Remarquons que lorsque la distance radiale normalisée augmente, la solution exacte converge vers la solution de Lamb. Par contre, proche du point de chargement, il y a une combinaison des ondes de volume et de surface, et à de faibles valeurs de  $r/\lambda_r$ , la solution exacte approche en ordonnée la solution statique donnée par  $(1 - \nu)/2\pi$  qui est égale à 0.119 pour  $\nu = 0.25$ .

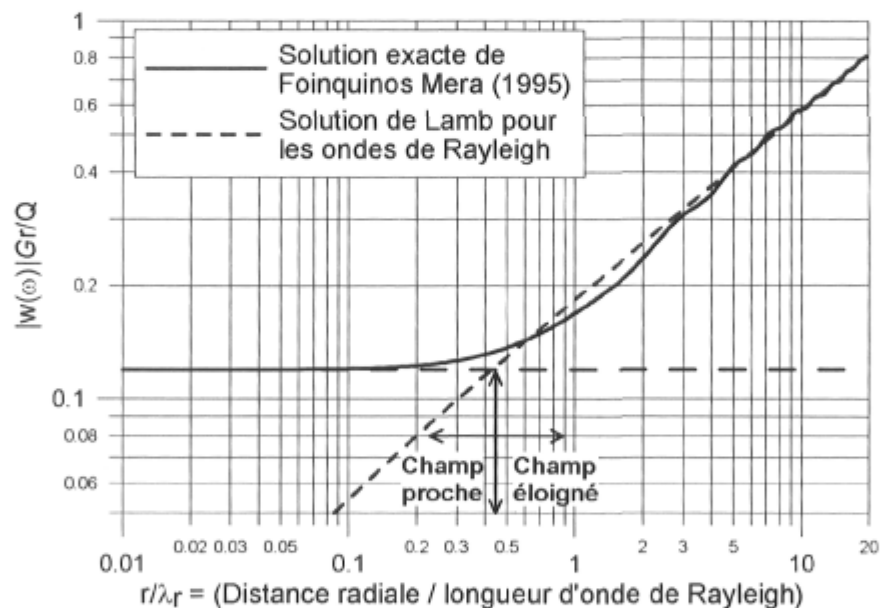


Figure 2.16 : Déplacement vertical causé par une charge harmonique ponctuelle verticale à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ ) (traduit de Foinquinos Mera 1995).

Foinquinos Mera (1995) a défini la « limite » entre le champ proche et le champ éloigné, pour un milieu semi-infini, à l'aide de la figure 2.16 en comparant ces deux solutions. Cette limite se situe entre les champs proche et éloigné et elle est définie par l'intercepte entre la droite de la solution statique, l'asymptote de la



solution exacte à de faibles valeurs de  $r/\lambda_r$ , et les solutions de Lamb. Elle est localisée à une distance  $r = 0.423 \lambda_r$ . En première approximation, le champ éloigné commencerait à une demi-longueur d'onde des ondes de Rayleigh du point de chargement.

Par ailleurs, le déplacement associé aux ondes de Rayleigh correspond pour une charge répartie sur une plaque de rayon « a » au déplacement dû à une charge ponctuelle (équation 2.5) et pondéré par un facteur d'interférence (Foinquinos Mera 1995). Ce facteur prend en compte le fait que les ondes prennent leur origine en différents points de la surface chargée et qu'elles arrivent donc à des instants différents, c'est-à-dire quelles ne sont plus en phase. D'ailleurs, en l'absence d'amortissement certaines composantes peuvent s'annuler. Le facteur d'interférence est donné, dans le cas d'une charge uniforme sous une plaque flexible, par :

$$\frac{2J_1(k_r a)}{k_r a}, \quad [2.16]$$

où  $J_1$  est la fonction de Bessel de premier type d'ordre 1.

#### *Influence de l'amortissement*

La solution exacte de Foinquinos Mera (1995) peut être utilisée pour évaluer l'influence de l'amortissement sur le déplacement vertical lors d'un impact ponctuel à la surface d'un milieu semi-infini. Pour ce faire, on considère un milieu viscoélastique caractérisé par un amortissement hystérétique linéaire, de telle sorte que le module de cisaillement complexe ( $G^*$ ) et le module de Lamé complexe ( $\lambda^*$ ) sont donnés par  $G^* = G(1+2i\zeta)$  et  $\lambda^* = \lambda (1+2i\zeta)$ . La figure 2.17 montre le déplacement spectral normalisé pour différentes valeurs du ratio d'amortissement  $\zeta$ . On remarque, dans le champ proche et pour de faibles valeurs  $r/\lambda_r$ , que le déplacement n'est pas influencé par l'amortissement. Par contre, lorsque  $r/\lambda_r$

augmente, son influence s'accroît graduellement pour devenir importante dans le champ éloigné, comparativement au cas non amorti ( $\zeta = 0\%$ ). Les mêmes tendances sont observées pour le cas d'un chargement uniforme sous une plaque circulaire (Foinquinos Mera 1995).

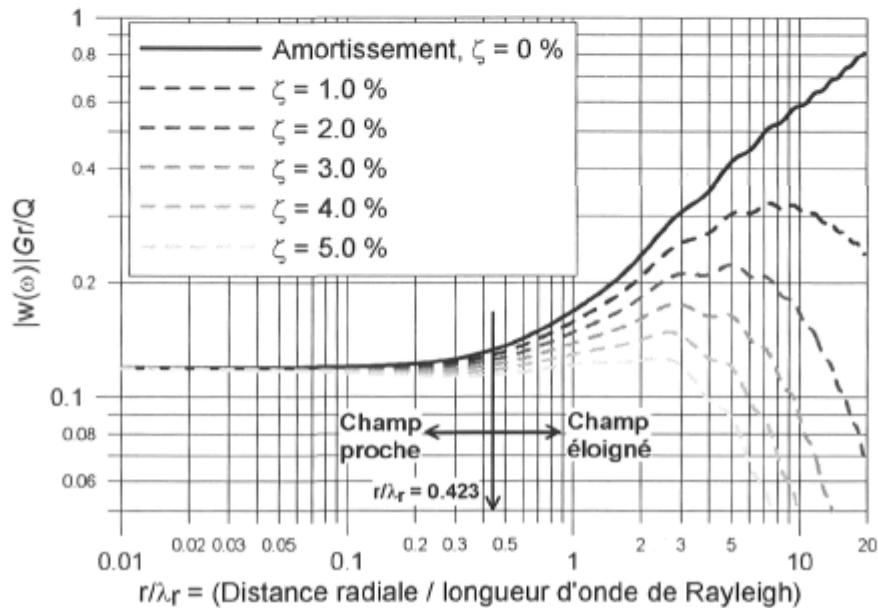


Figure 2.17 : Déplacement vertical causé par une charge harmonique ponctuelle verticale à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ ) pour différentes valeurs du ratio d'amortissement ( $\zeta$ ) (traduit de Foinquinos Mera 1995).

### 2.4.3 Vibrations à la surface d'un milieu multicouche simple

Le cas d'une charge dynamique appliquée sur un disque flexible à la surface d'un milieu multicouche simple en conditions axisymétriques est examiné dans cette section. Les éléments essentiels présentés par Foinquinos Mera (1995) pour l'interprétation des essais FWD sont récapitulés. Il s'agit de l'influence des conditions de chargement (géométrie et durée du pulse), de l'influence de la présence du roc sur les fonctions de complaisance, de l'influence des contrastes de rigidité entre le sol et le roc ainsi que de l'influence d'une couche à la surface d'un milieu semi-infinie. De plus, l'influence de la profondeur du roc sur les

historiques de déflexions est illustrée et les facteurs d'amplification dynamique sont quantifiés pour des essais FWD réalisés dans ces conditions. Vue l'importance des effets associés au roc, la procédure de détermination de la profondeur du roc développée par Foinquinos Mera (1995) est récapitulée. Notons que les calculs dynamiques ont été réalisés avec le programme ADCES développé dans cette thèse et présenté au chapitre 3.

### *Influence du type de chargement*

Foinquinos Mera (1995) a montré que le déplacement dû à une charge dynamique appliquée sur un disque flexible à la surface d'un milieu semi-infini est équivalent à celui associé à une charge ponctuelle lorsque la distance radiale est de deux fois le rayon du disque, ce qui concorde avec les résultats montrés sur la figure 2.10 pour le cas statique. Par ailleurs, il a montré, toujours pour le milieu semi-infini, que les déplacements maximums en surface sous une charge dynamique sont identiques à ceux statiques, à tout le moins pour des ratios  $r/a$  inférieurs à 20, soit à environ 3.0 m de la charge pour une plaque de 150 mm de rayon. La figure 2.18 illustre ces résultats pour un pulse sinusoïdal de chargement de 30 ms. Sur cette figure, les déplacements maximums ont été normalisés par le facteur  $Ga/Q$  où  $G$  est le module de cisaillement du sol,  $a$  le rayon de la plaque et  $Q$  la charge maximale.

De plus, le déplacement quasi-statique calculé selon l'approche proposée par Guzina et Osburn (2002) est montré sur la figure 2.18. Cette approche consiste à déterminer la valeur de la fonction de complaisance à l'état stationnaire ( $f = 0$  Hz) correspondant à des conditions statiques. Celle-ci sera discutée plus loin. On remarque que les déplacements quasi-statiques sont pratiquement identiques à ceux statiques pour toute la gamme de ratios  $r/a$ , confirmant l'intérêt d'une telle approche pour l'interprétation statique des essais FWD.

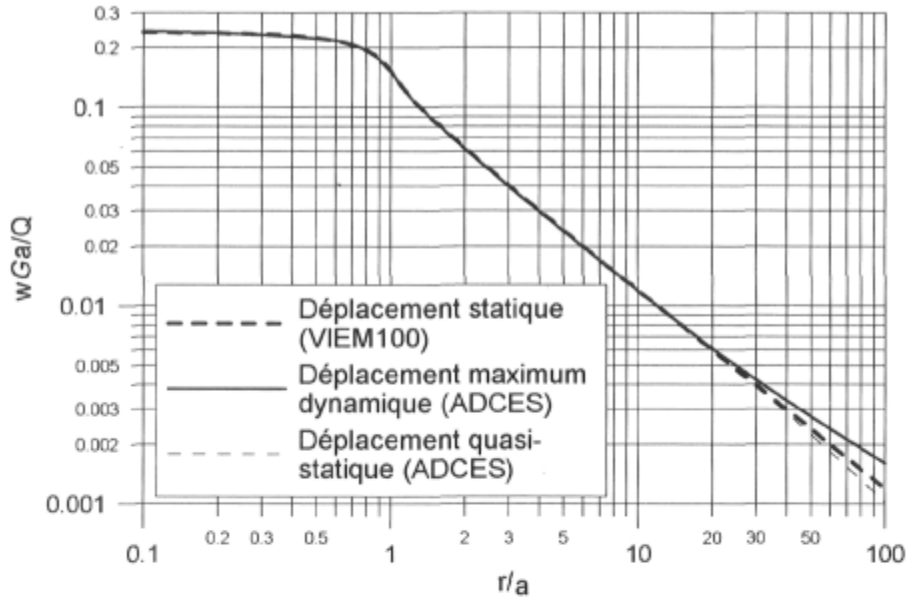


Figure 2.18 : Déplacements statiques, maximum dynamique (pulse de 30 ms) et quasi-statique (fonction de complaisance extrapolée à  $f = 0$  Hz) causés par une pression uniforme sous une plaque circulaire à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ).

La durée du pulse de chargement n'a pas d'influence sur les déplacements maximums à la surface d'un milieu semi-infini élastique pour des ratios  $r/a$  inférieurs à 10, comme le montre la figure 2.19 qui est inspirée des travaux de Foinquinos Mera (1995). Lorsque la durée du pulse augmente, le déplacement maximum diminue pour des ratios  $r/a$  supérieurs à 10, s'approchant ainsi de la solution statique (figure 2.18). Notons que le pulse de chargement du FWD est de l'ordre 30 ms.

Précisons que le chargement  $Q(t)$  est une impulsion sinusoïdale donnée par :

$$Q(t) = \frac{Q_{\max}}{2} \left( 1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right) = Q_{\max} \sin^2\left(\frac{\pi t}{T}\right) \quad [2.17]$$

où  $Q_{\max}$  est la charge maximale,  $T$  la durée du pulse et  $t$  le temps.  $Q(t)$  est nulle pour  $t > T$ .

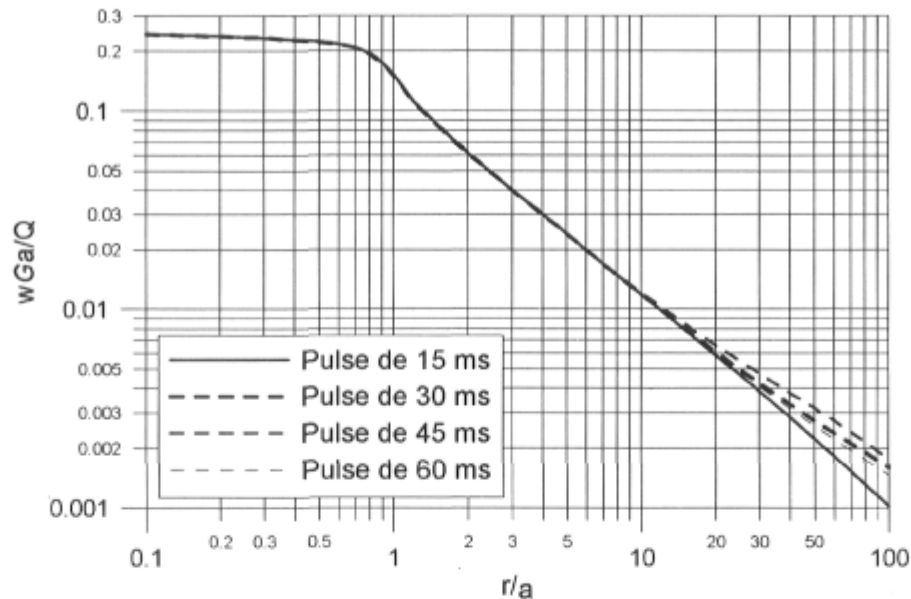


Figure 2.19 : Influence de la durée du pulse de chargement sur le déplacement maximum dynamique à la surface d'un milieu semi-infini ( $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).

#### *Présence du roc à faible profondeur*

Lorsqu'on considère que la couche de sol repose sur un socle rigide (roc), la fonction de complaisance du système est influencée, et ce, d'autant plus que le roc est près de la surface. Ce phénomène a été reconnu par de nombreux chercheurs pour l'interprétation des essais FWD sur les chaussées (Roëssel et Shao 1985; Uddin et al. 1986; Hossain et Zaniewski 1990; Chang et al. 1992; Foinquinos Mera 1995; Roëssel et al. 1995; Aouad et al. 2000). Foinquinos Mera (1995) précise quelle information importante sur le comportement dynamique du milieu peut être obtenue de la fonction de complaisance.

La figure 2.20a compare les fonctions de complaisance pour une couche semi-infinie et une couche sur un roc à une profondeur de 3.0 m (appuis rigides). Elles ont été obtenues au centre de la plaque du FWD de 150 mm de rayon et à 1.8 m de distance, soient aux positions du géophone le plus près et le plus éloigné. La

figure 2.20b montre l'angle de phase de ces fonctions de complaisance. Selon ces figures, les observations suivantes peuvent être tirées (Foinquinos Mera 1995) :

- À de très faibles fréquences, la couche semi-infinie et la couche sur le roc se comportent comme si la charge était statique. Le déplacement statique est plus petit dans le cas de la couche sur roc que celle semi-infinie, comme attendu. La différence relative entre le déplacement de la couche sur roc et celle semi-infinie augmente avec la distance radiale depuis la source;
- À l'endroit de la couche semi-infinie, l'amplitude des fonctions de complaisance demeure constante et égale au déplacement statique pour des fréquences inférieures à 50 Hz dans ce cas-ci. Au-delà de 50 Hz, l'amplitude diminue progressivement pour le déplacement à  $r = 0$  m, alors qu'elle augmente avant de diminuer progressivement pour le déplacement à  $r = 1.8$  m. Par contre, les angles de phase augmentent linéairement en fonction de la fréquence;
- Pour la couche sur roc, l'amplitude des fonctions de complaisance demeure constante et égale au déplacement statique pour de faibles fréquences. L'angle de phase est constante jusqu'à une fréquence correspondant à la fréquence naturelle fondamentale de l'onde de cisaillement de la couche,  $f_s = V_s/4H$  ( $f_s = 141.4/4 \cdot 3.0 = 11.8$  Hz). Ces observations sont valables tant à 0 m qu'à une distance radiale de 1.8 m;
- Lorsque la fréquence augmente au-dessus de la fréquence  $f_s$ , l'amplitude de la fonction de complaisance commence à augmenter jusqu'à la résonance. Celle-ci survient dans ce cas ( $\nu = 0.25$ ) à une fréquence  $f_r$  pratiquement égale à la fréquence naturelle fondamentale de l'onde de compression  $f_p = V_p/(4H)$  ( $f_p = 244.9/(4 \cdot 3.0) = 20.4$  Hz). Les angles de phase demeurent relativement constants jusqu'à la fréquence de résonance  $f_r$  où elles changent abruptement, comme le montre la figure 2.20b;
- Après la condition de résonance, la fonction de complaisance et l'angle de phase de la couche sur roc présentent quelques oscillations de part et d'autre

de la solution pour la couche semi-infinie, tant à  $r = 0$  qu'à  $r = 1.8$  m. À de hautes fréquences, la couche sur roc se comporte comme celle semi-infinie;

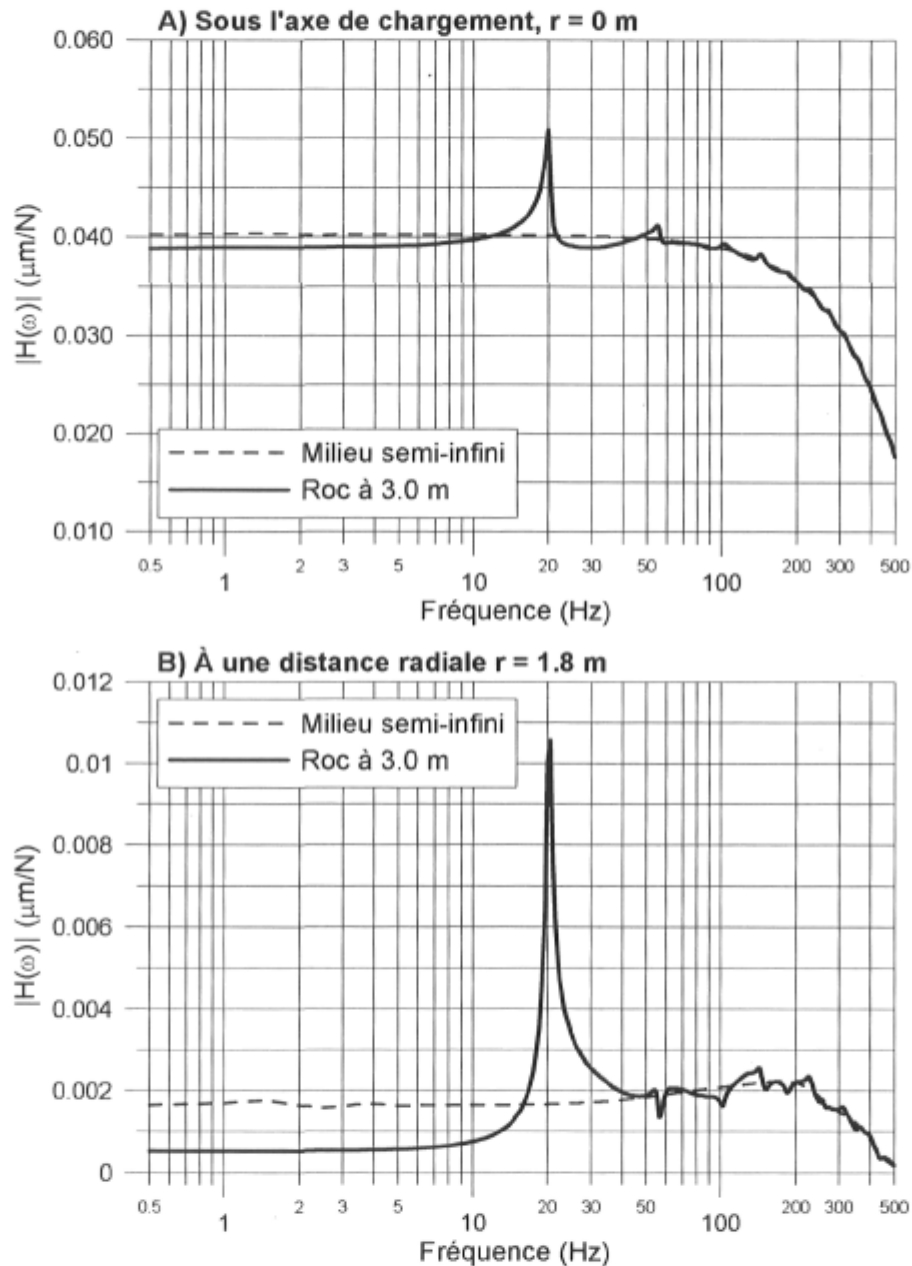


Figure 2.20a : Amplitude des fonctions de complaisance de la couche semi-infinie et de la couche sur roc à 3.0 m de profondeur ( $E = 100$  MPa,  $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\zeta = 2$  %,  $V_s = 141.4$  m/s,  $V_p = 244.9$  m/s) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).

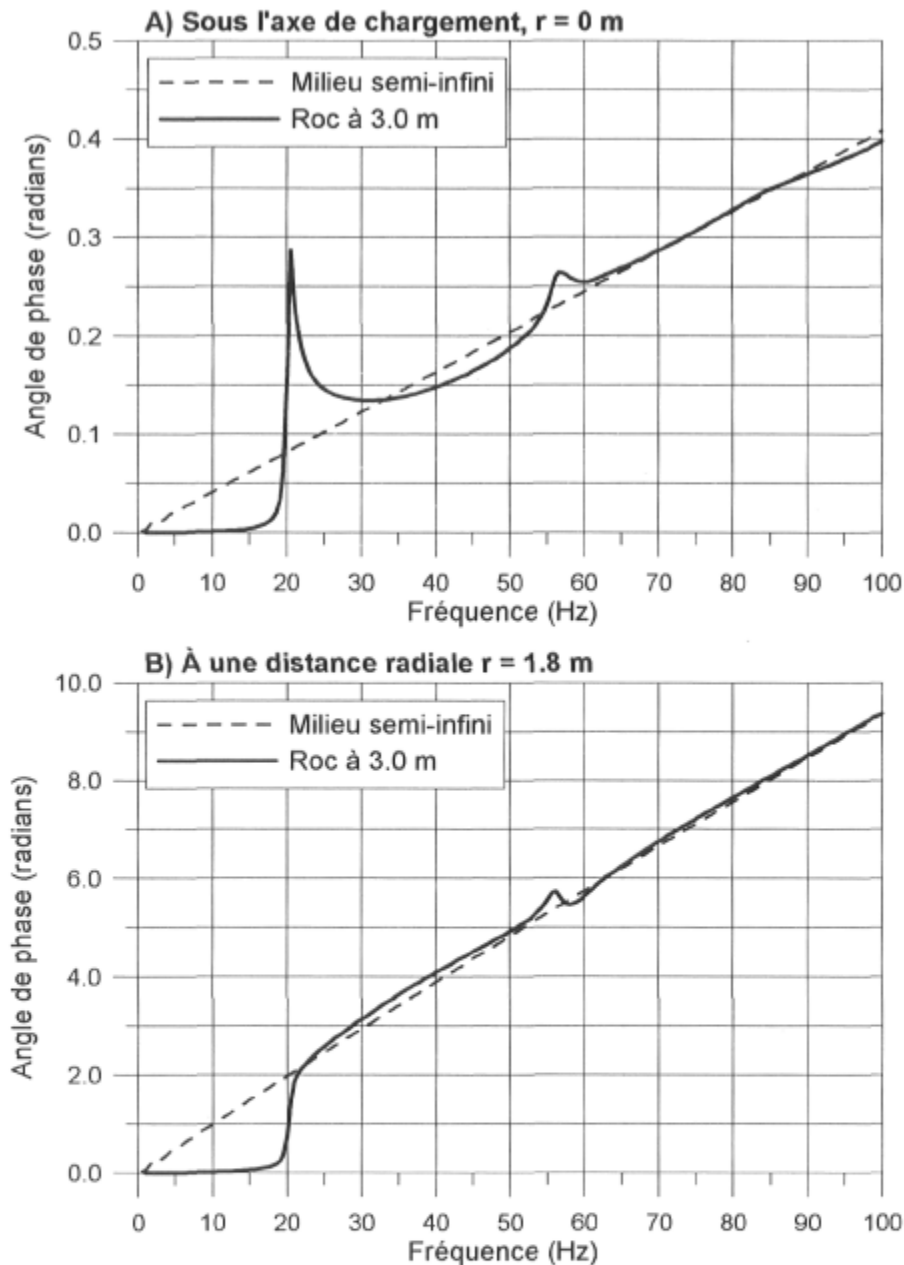


Figure 2.20b: Angles de phase de la fonction de complaisance de la couche semi-infinie et de la couche sur roc à 3.0 m de profondeur ( $E = 100$  MPa,  $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\zeta = 2\%$ ,  $V_s = 141.4$  m/s,  $V_p = 244.9$  m/s) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).

- L'amplification dynamique de la fonction de complaisance augmente à la résonance avec la distance radiale. Elle est quantifiée par le ratio entre la valeur  $|H(\omega)|$  à la résonance divisé par le déplacement statique  $|H(\omega = 0 \text{ Hz})|$ .



Ces observations suggèrent, selon Foinquinos Mera (1995), que la fréquence fondamentale de résonance de la couche de sol sur roc a une signification physique spéciale. Pour des fréquences de vibration  $f$  inférieures à  $f_r$ , la surface de la couche se déplace en phase de manière élastique avec la sollicitation, par conséquent, il n'y a pas d'onde de surface. Entre  $f_s$  et  $f_r$ , les effets dynamiques sont importants. Par ailleurs, un autre point important est que la fréquence de résonance dépend de l'onde de cisaillement et du coefficient de Poisson, à tout le moins pour des valeurs de  $\nu$  inférieures à 0.5. Par contre, l'accroissement de l'amortissement diminue légèrement la valeur de la fréquence de résonance.

#### *Influence de la profondeur au roc*

La figure 2.21 montre l'influence de la profondeur au roc (appuis rigides) sur les déplacements en surface à des distances radiales de 0 et 1.8 m pour le même sol. On constate que lorsque la profondeur au roc diminue, les effets dynamiques sont plus importants.

#### *Influence du contraste de rigidité*

Considérons maintenant le cas d'une couche de sol de 3.0 m d'épaisseur reposant sur une seconde couche semi-infinie de rigidité plus élevée,  $E_2 > E_1$ . La figure 2.22 montre l'influence du contraste de rigidité des deux couches sur les déplacements en surface à des distances radiales de 0 et 1.8 m. L'importance du pic obtenu à la fréquence de résonance, diminue lorsque le contraste de rigidité ( $E_2/E_1$ ) diminue, et ce en raison de la radiation de l'énergie des ondes de volume à la base du milieu. En somme, lorsque la rigidité des couches diminue, l'atténuation géométrique des ondes augmente et le système devient plus flexible. Dans cette situation, la fréquence de résonance diminue légèrement et le déplacement statique augmente, comme le montre la figure 2.22.

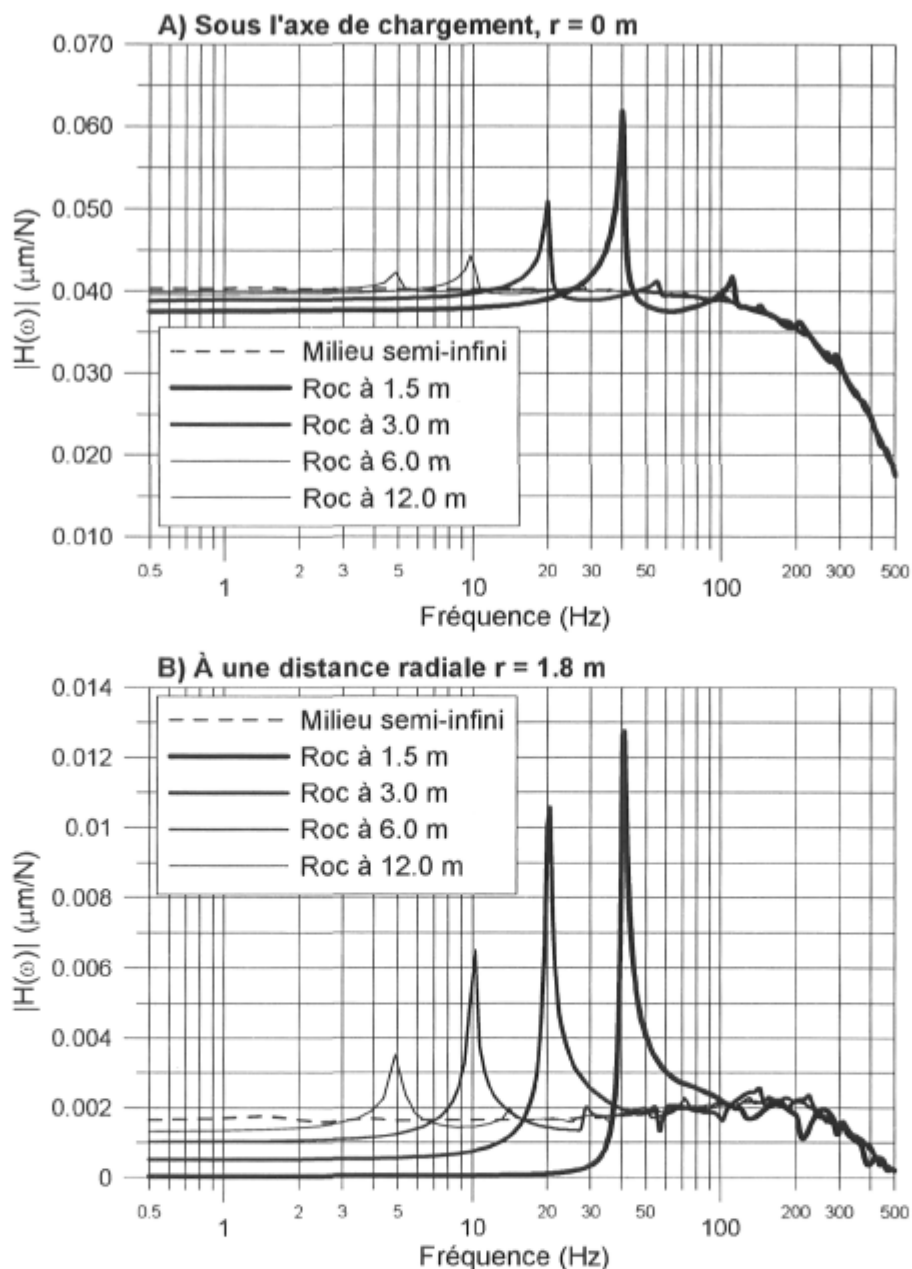


Figure 2.21 : Variation de l'amplitude des fonctions de complaisance selon la profondeur au roc ( $E = 100$  MPa,  $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\zeta = 2$  %,  $V_s = 141.4$  m/s,  $V_p = 244.9$  m/s) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).

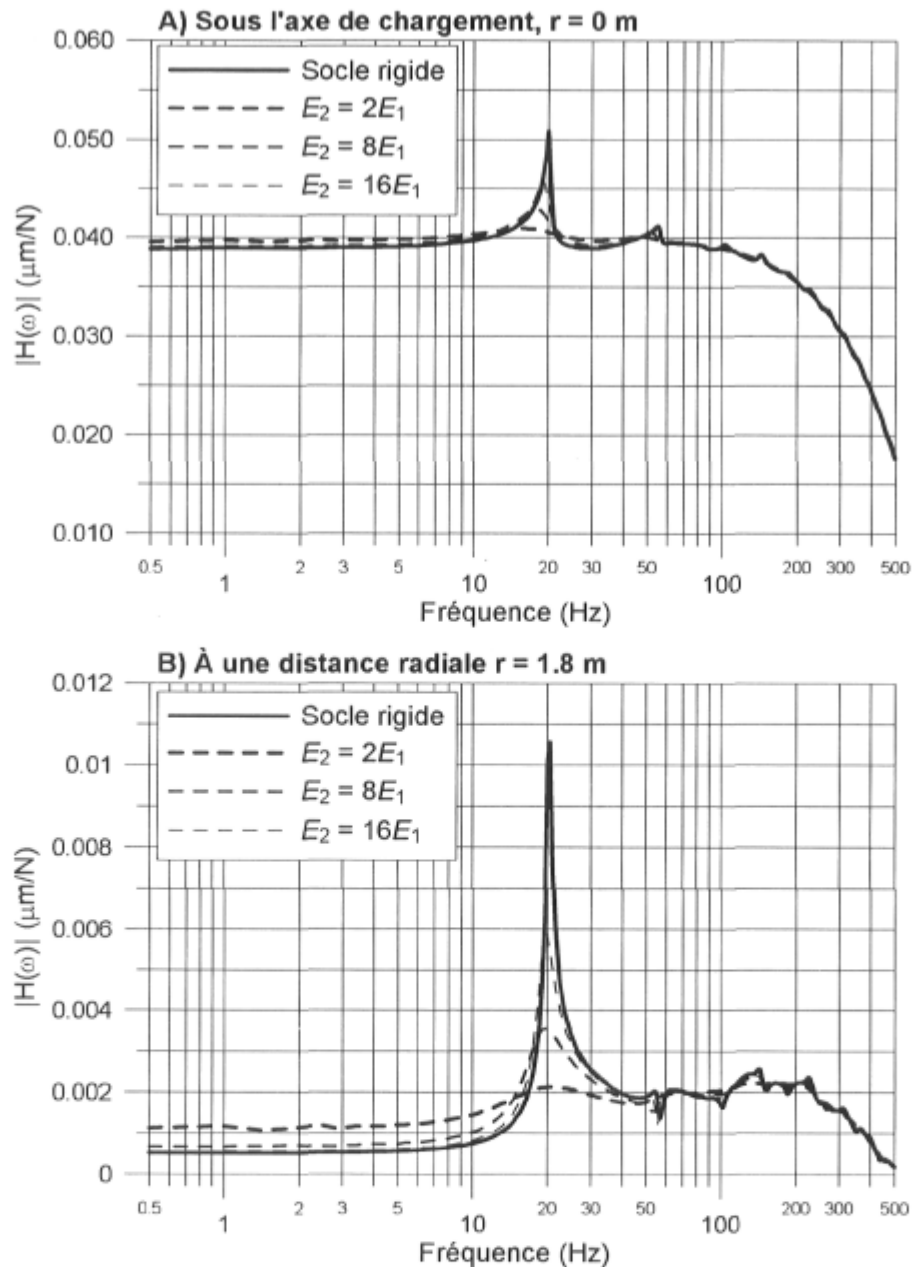


Figure 2.22 : Variation de l'amplitude des fonctions de complaisance selon la rigidité de la couche sous-jacente ( $E_1 = 100$  MPa,  $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\zeta = 2$  %,  $V_{s1} = 141.4$  m/s,  $V_{p1} = 244.9$  m/s) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).

*Couche homogène à la surface d'une couche molle semi-infinie*

Supposons un système bicouche composé d'une couche de 1.0 m simulant la structure de la chaussée avec un module d'Young  $E_1$  de 500 MPa et d'une couche

semi-infinie pour le sol avec  $E_2 = 100$  MPa. Les fonctions de complaisance des déflexions sous la charge et à 1.8 m de distance sont montrées sur la figure 2.23. La solution de ce système est comparée avec les solutions pour une couche semi-infinie ayant respectivement les mêmes propriétés que celles de la couche en surface et que celles de la couche inférieure. Sur cette figure, deux comportements distincts sont observés selon la distance radiale considérée.

Premièrement sous l'axe de chargement ( $r = 0$ ), la fonction de complaisance (et aussi l'angle de phase) du système bicouche converge vers celle du milieu semi-infini dont le module  $E$  est égal à celui de la couche de surface ( $E_1$ ) à des fréquences élevées. Deuxièmement, à une distance radiale de 1.8 m, la fonction de complaisance du système bicouche s'approche de celle du milieu semi-infini avec les propriétés de la couche inférieure à de basses fréquences. Si l'épaisseur de la couche de surface était plus mince alors elle convergerait vers celle du milieu semi-infini. Pour les distances intermédiaires, les déplacements sont influencés par les deux couches.

Stolle et Peiravian (1996) indiquent que les longueurs d'onde, correspondant aux fréquences dominantes excitées par l'impact du FWD (entre 0 et 40 Hz), sont habituellement plus grandes que l'épaisseur de la structure de chaussée. La conséquence est que la complaisance a tendance à dépendre davantage de l'effet de la rigidité globale du système chaussée – sol que des variations particulières des modules au sein de cette structure ou de l'interface. C'est comme si le FWD mesure, en raison des grandes longueurs d'onde typiquement supérieures à 4.0 m qu'il produit, la réponse d'une couche de sol dont le comportement a été modifié par la présence de la structure de chaussée.

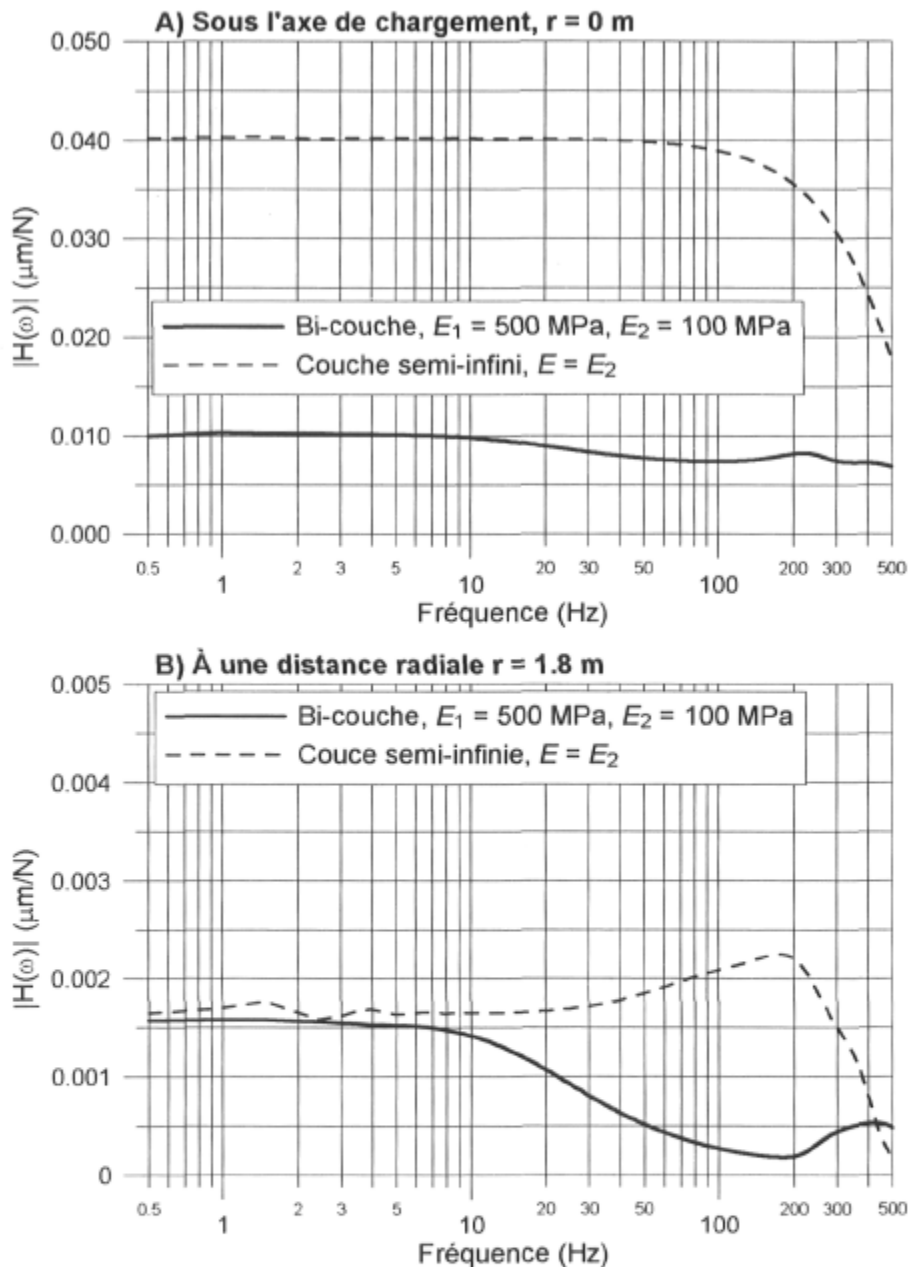


Figure 2.23 : Variation de l'amplitude des fonctions de complaisance en présence d'une couche plus rigide de 1.0 m d'épaisseur à la surface d'une couche semi-infinie ( $\nu = 0.25$ ,  $\rho = 2000$  kg/m<sup>3</sup>,  $\zeta = 2\%$ ) (adaptée de Foinquinos Mera 1995).

La figure 2.24 montre les déplacements maximums normalisés ( $wG_{\text{sol}}a/Q$ ) en fonction de la distance radiale normalisée ( $r/a$ ) pour les principaux cas analysés précédemment (statique et dynamique, milieux semi-infini et avec un roc à 3.0 m).

Les cas de chargement dynamique et statique sur un disque de rayon « a » à la surface d'un milieu axisymétrique sont considérés. Dans le cas dynamique, un pulse sinusoïdal de 30 ms a été utilisé. En premier lieu, on retrouve sur cette figure les résultats pour des milieux monocouches semi-infini et sur un roc à 3.0 m de profondeur. Dans le cas d'un roc à 3.0 m, le déplacement maximum dynamique n'est pas influencé par la profondeur du roc jusqu'à une certaine distance, qui dans ce cas-ci, est de l'ordre de  $r/a = 15$  environ. Au-delà de cette distance, les déplacements diminuent en importance car l'épaisseur du milieu n'est pas suffisante pour permettre aux ondes de grande longueur d'onde (basse fréquence) de se propager et donner lieu à des ondes de surface; la surface du milieu se déplace de manière élastique avec la sollicitation. Par contre, le déplacement statique diminue progressivement selon la distance normalisée  $r/a$  (à partir de  $r/a \approx 2$  pour ce cas avec un roc à 3.0 m).

En second lieu, la figure 2.24 montre les résultats pour un milieu bicouche. La couche de surface d'un mètre d'épaisseur contribue en raison de sa rigidité plus élevées au celle du sol à réduire significativement l'importance des déplacements près du point de chargement ( $r/a < 10$ ), comparativement à ceux du milieu monocouche. Premièrement, le déplacement maximum dynamique du milieu bicouche n'est pas influencé en présence d'un roc à 3.0 m de profondeur par la profondeur au roc jusqu'à des distances  $r/a$  inférieures à 15 environ. Deuxièmement, les déplacements maximums dynamiques du cas bicouche sur roc à 3.0 m tendent vers ceux du cas bicouche semi-infini lorsque  $r/a$  est supérieur à 15 environ. Quant au cas statique, les déplacements du bicouche (cas semi-infini et sur roc à 3.0 m) sont similaires à ceux calculés en condition dynamique sous la plaque de chargement ( $r/a = 1$ ). Ensuite, les déplacements statiques du cas bicouche semi-infini convergent vers ceux du milieu monocouche semi-infini lorsque la distance normalisée  $r/a$  augmente. De même, ils convergent vers le déplacement statique du milieu monocouche avec un roc à 3.0 m de profondeur lorsque  $r/a$  augmente. Finalement, notons que les déplacements statiques du cas bicouche semi-infini sont toujours supérieurs à ceux calculés en condition

dynamique, alors que pour le cas bicouche avec un roc à 3.0 m, les déplacements statiques sont égaux ou inférieurs aux déplacements maximums dynamiques.

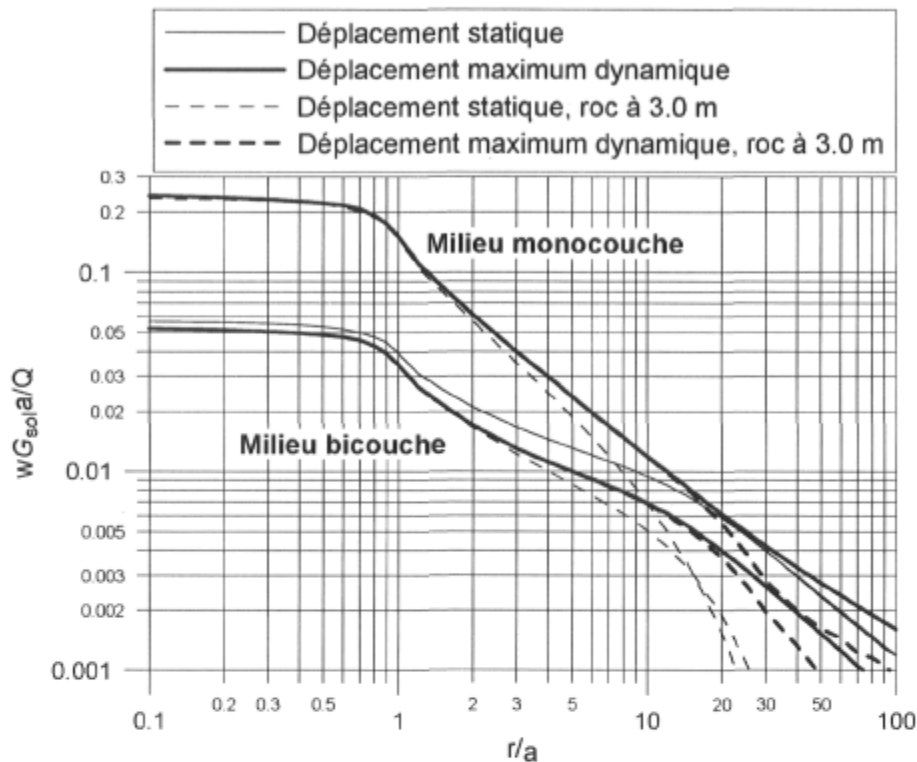


Figure 2.24 : Influence de la profondeur au roc sur les déplacements maximums dynamiques et statiques à la surface d'un milieu à une couche et à deux couches ( $E_1 = 500 \text{ MPa}$ ,  $E_2 = 100 \text{ MPa}$  ( $G_{\text{sol}} = 40 \text{ MPa}$ ),  $\nu = 0.25$  et  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ).

Sur la figure 2.24, il est important de remarquer les différences entre les déflexions normalisées ( $wG_{\text{sol}}a/Q$ ) selon le mode de chargement, dynamique et statique, le milieu monocouche et bicouche ainsi que selon la présence ou non du roc à faible profondeur. Ces facteurs sont utiles pour l'interprétation des essais FWD et la détermination des modules des couches par rétrocalcul. Ainsi, les déflexions mesurées loin du point de chargement reflètent davantage l'influence de la couche de sol. De plus, la présence d'une couche rigide à 3.0 m de profondeur procure pratiquement les mêmes déplacements statiques en surface près de la charge que les déplacements maximums dynamiques. Cela suggère que l'introduction d'une couche rigide apparente permet de compenser, dans une certaine mesure, les

effets dynamiques de l'essai FWD. Cependant, il faut noter que la profondeur de cette couche rigide apparente augmente avec la distance radiale. Cette profondeur apparente est liée à la vitesse de propagation des ondes puisque ces ondes mobilisent seulement une partie du sol à un instant donné.

#### *Influence de la profondeur au roc sur les historiques de déflexions*

L'influence de la profondeur au roc sur les historiques de déflexions a été étudiée avec le programme ADCES (chapitre 3) pour une chaussée à quatre couches dont les caractéristiques sont données dans le tableau 2.5. La fonction de chargement donnée à l'équation 2.17 a été utilisée avec une charge maximale de 50 kN et avec une durée de 32 ms. Ainsi, la figure 2.25 met en évidence cette influence sur les historiques de déflexions pour six profondeurs de roc : semi-infini, 6.0, 5.0, 4.0, 3.0 et 2.0 m. Ces historiques de déflexions théoriques montrent l'apparition d'une oscillation après le pulse principal de déflexion lorsque le roc est présent comparativement au cas où l'épaisseur de la couche de sol serait semi-infinie. Dans ce dernier cas, il n'y a pas de réflexion des ondes de volume incidentes à la base du système. Par contre, en présence d'un horizon rigide à la base, les ondes incidentes sont réfléchies et reviennent vers la surface donnant lieu à ces oscillations. De plus, la période des oscillations diminue au fur et à mesure que le roc est plus près de la surface.

**Tableau 2.5 :** Paramètres du modèle de chaussée.

couche	Paramètres du modèle						
	H	E	$\nu$	$\rho$	$\zeta$	$V_s$	G
	(m)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)	(m/s)	(MPa)
1	0.150	5000	0.30	2400	2	895.0	1923.1
2	0.300	300	0.35	2300	2	219.8	111.1
3	0.300	200	0.35	2050	2	190.1	74.1
4	variable	100	0.40	1800	2	140.9	35.7



Par ailleurs, Al-Khoury et al. (2001d) qui ont étudié l'influence de l'accroissement de la rigidité du sol avec la profondeur, ont montré dans ces circonstances l'importance des déflexions maximales diminue comparativement au cas où le sol a une rigidité constante avec la profondeur.

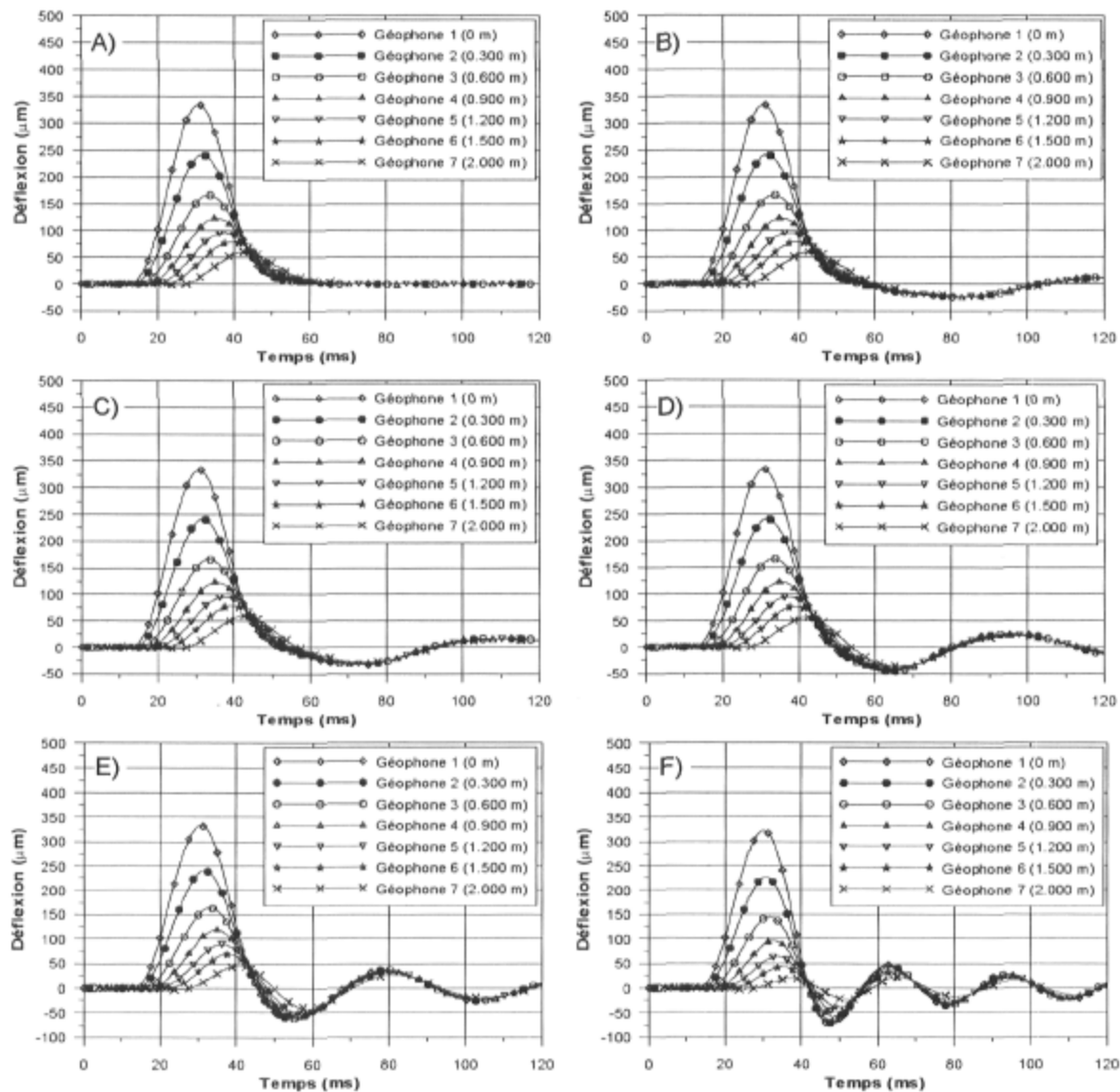


Figure 2.25 : Influence de la profondeur au roc sur les historiques de déflexions théoriques : A)  $H_{\text{roc}} = \text{infinie}$ , B) 6.0 m, C) 5.0 m, D) 4.0 m, E) 3.0 m et F) 2.0 m.

### *Facteur d'amplification dynamique des déflexions*

Plusieurs chercheurs ont évalué les facteurs d'amplification dynamique des déflexions susceptibles d'intervenir lors des essais FWD sur des chaussées dont le roc se situe près de la surface (Roësset et Shao 1985; Chang et al. 1992; Roësset et al. 1995; Grenier et al. 2003). Le facteur d'amplification dynamique se définit comme étant le ratio entre la déflexion dynamique maximale sur la déflexion statique. Ce facteur est principalement influencé par la profondeur au roc et la distance radiale à laquelle les déflexions sont obtenues, mais aussi par l'épaisseur de la structure de chaussée, ses propriétés mécaniques et celles du sol.

La figure 2.26 présente les facteurs d'amplification (F.A.) obtenus pour la chaussée décrite dans le tableau 2.5 et dont les historiques de déflexions sont montrés sur la figure 2.25. L'analyse statique a été réalisée avec le programme VIEM100 (Yue 1994). Les valeurs de F.A. augmentent avec la distance radiale et avec la diminution de la profondeur au roc. Dans ce cas-ci, ils sont de l'ordre de l'unité lorsque la couche de sol a une épaisseur semi-infinie. Par contre, ils sont compris entre 0.85 à plus de 4.0 lorsque le roc passe de 6.0 m de profondeur à 2.0 m, d'où l'importance de tenir compte de la dynamique de l'essai du FWD lors de son interprétation.

### *Détermination de la profondeur au roc*

Chang et al. (1992) et Roësset et al. (1995) ont proposé d'évaluer la profondeur au roc à l'aide de la période naturelle de vibration du système chaussée – sol en utilisant les déplacements verticaux provoqués par les ondes réfléchies au roc et qui sont mesurés en surface avec les géophones. Cependant, cette approche est difficilement applicable en raison des rebonds de la masse après l'impact et des oscillations « parasites » de la plaque de chargement qui contaminent les déplacements verticaux associés aux ondes réfléchies. De plus, elle requiert une durée d'enregistrement des historiques de déflexions suffisamment longue,

supérieure à 60 ou 120 millisecondes, pour identifier cette période naturelle de vibration, surtout si le roc est profond.

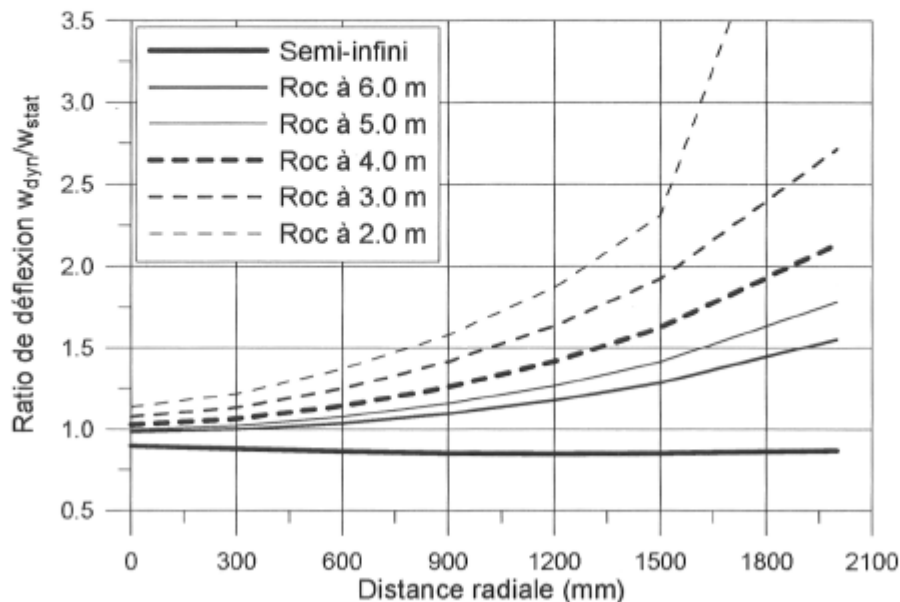


Figure 2.26 : Ratio de déflexion (dynamique / statique).

Foinquinos Mera (1995) a proposé une approche originale et pratique pour déterminer la profondeur au roc à l'aide des essais FWD, améliorant ainsi l'évaluation du module d'Young équivalent du sol, le cas échéant. Dans cette approche, seules les déflexions mesurées au géophone le plus éloigné de la source sont utilisées. De plus, elle se base sur un système simple composé d'une couche de sol d'épaisseur  $H$  inconnue reposant sur un socle rigide, i.e. :  $H = H_{\text{roc}}$ . Les étapes sont les suivantes :

1. Identifier la fréquence de résonance expérimentale  $f_r^{\text{exp}}$  sur la fonction de complaisance de la déflexion du dernier géophone;
2. Estimer le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la masse volumique ( $\rho$ ) de la couche de sol et une valeur initiale de son module d'Young équivalent  $E_{\text{sol}}$ ;
3. Calculer le rapport approximatif  $f_r/f_s$  à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{f_r}{f_s} = \begin{cases} \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} & 0 \leq \nu \leq 0.2 \\ 1.63 + 1.9(\nu - 0.2) & 0.2 < \nu \leq 0.3 \\ 1.82 + 1.06(\nu - 0.3) & 0.3 < \nu \leq 0.47 \\ 2.0 + 5.0(\nu - 0.47) & 0.47 < \nu \leq 0.5 \end{cases} \quad [2.18]$$

4. Calculer l'épaisseur  $H$  de la couche de sol unique à l'aide de l'équation suivante :

$$H = \frac{[f_r/f_s] V_s}{4f_r} \quad [2.19]$$

où  $V_s = V_s^i$ ,  $V_s^i$  est un premier estimé de la vitesse de l'onde de cisaillement du sol donné par  $V_s = \sqrt{G_{sol}/\rho}$  et  $G_{sol} = E_{sol}/2(1+\nu)$ .

5. Résoudre le problème inverse par rétrocalcul en déterminant le module  $E_{sol}$  de la couche de sol;
6. Recalculer l'épaisseur  $H$  (éq. 2.19) avec un meilleur estimé de la vitesse de cisaillement  $V_s^{i+1}$  du sol grâce au module  $E_{sol}$  obtenu par rétrocalcul ;
7. Reprendre les étapes 5 et 6 tant que  $H^{i+1}$  ne converge pas vers  $H^i$ .

Cette approche a été validée expérimentalement par Fernando et Liu (2002). Précisons que la présence du roc à la base du milieu multicouche revient à imposer une condition d'appui rigide (aucun déplacement) comme condition à la frontière. Cette condition peut être remplacée par une condition d'appui élastique en ajoutant une couche semi-infinie dont le module élastique aura une valeur plus ou moins élevée selon le caractère prononcé du pic sur les fonctions de complaisance expérimentales (figure 2.22). Par conséquent, l'information contenue dans les fonctions de complaisance permet de mieux évaluer les conditions aux frontières à la base du milieu multicouche favorisant une modélisation plus représentative de la chaussée lors de l'analyse dynamique des essais FWD.

#### 2.4.4 Discussion

Lors de l'interprétation statique des essais FWD, le concept du module de Boussinesq a été introduit pour des conditions de chargement statique. Or, les essais FWD sont de nature dynamique. Par conséquent, il convient d'examiner l'influence des effets dynamiques sur les valeurs du module de Boussinesq. Pour ce faire, différentes profondeurs du roc ont été considérées pour la chaussée décrite dans le tableau 2.5.

D'une part, les bassins de déflexion dynamiques et statiques sont montrés sur la figure 2.27. On remarque pour le cas dynamique, que le bassin de déflexion n'est pratiquement pas influencé par le roc lorsque sa profondeur est de plus de 2.0 m, ce qui n'est pas le cas en conditions statiques. De plus, les déflexions statiques sont légèrement plus élevées que celles dynamiques lorsque le milieu est semi-infini (comme indiquent les facteurs d'amplification dynamique sur la figure 2.26).

D'autre part, les modules de surface sous chargements dynamique et statique sont également présentés sur la figure 2.27. Encore une fois, deux comportements distincts s'observent entre les modules de Boussinesq obtenu selon les approches dynamique et statique. Pour des profondeurs de roc supérieures à 2.0 m, les modules de Boussinesq de l'approche dynamique ne sont pas influencés et convergent vers la valeur du module du sol de 100 MPa lorsque la distance radiale augmente. Cela est intéressant pour l'interprétation des essais FWD en vue de fournir une valeur approximative pour le module élastique de la couche de sol. Cependant, lorsque le roc est à moins de 2.0 m, la forme de la courbe du module de Boussinesq suggère que 1) le roc est près de la surface, 2) le module du sol est non linéaire et augmente avec la profondeur, ou les deux cas. Par contre, le module de Boussinesq dans le cas d'un chargement statique est nettement influencé par la profondeur au roc ou d'une couche rigide. Par conséquent, le module de Boussinesq doit être utilisé avec précaution pour l'interprétation des essais FWD, surtout lorsque la reconnaissance des sols est limitée en profondeur.

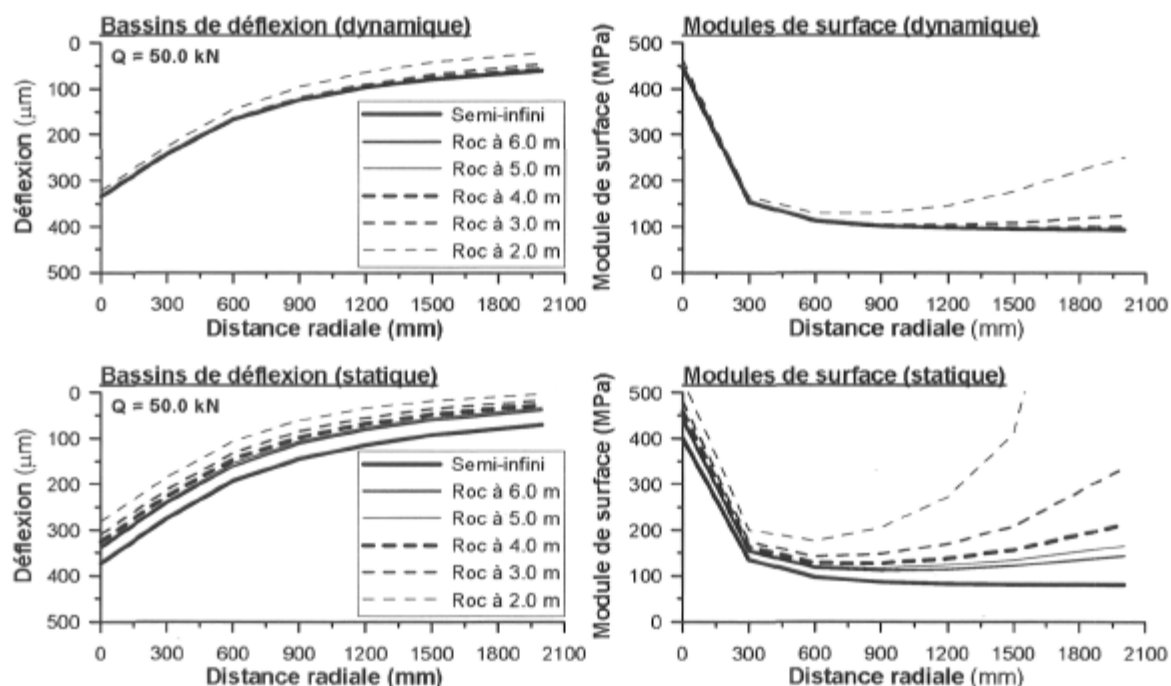


Figure 2.27 : Influence de la profondeur au roc sur les bassins de déflexion dynamique et statique ainsi que sur le module de surface (Boussinesq).

Par ailleurs, si la profondeur du roc était déterminée selon la méthode proposée lors de l'interprétation statique des essais FWD et qui se base sur la méthode de l'inverse de la distance radiale (§2.3, figure 2.13), alors des erreurs potentiellement importantes en découleraient. À cet effet, la figure 2.28 montre l'application de cette méthode aux données de déflexion dynamique. On constate que lorsque le roc est à faible profondeur (2.0 m),  $1/r$  égale 0.3463 procurant une profondeur de l'ordre de 2.9 m, ce qui est près de 50 % plus élevée que la valeur de 2.0 m. Si cette profondeur est ensuite utilisée pour interpréter les essais FWD selon l'approche statique, on peut s'attendre à ce que le module élastique du sol, prédit par rétrocalcul, sera vraisemblablement plus faible que 100 MPa. De plus, le bassin de déflexion sous chargement dynamique ne permet pas de distinguer la présence du roc lorsqu'il est à plus de 3.0 ou 4.0 m, comme l'illustre la figure 2.27. Donc, la détermination de la profondeur au roc selon la méthode de l'inverse de la distance radiale doit être aussi utilisée avec précaution pour l'interprétation des essais FWD.

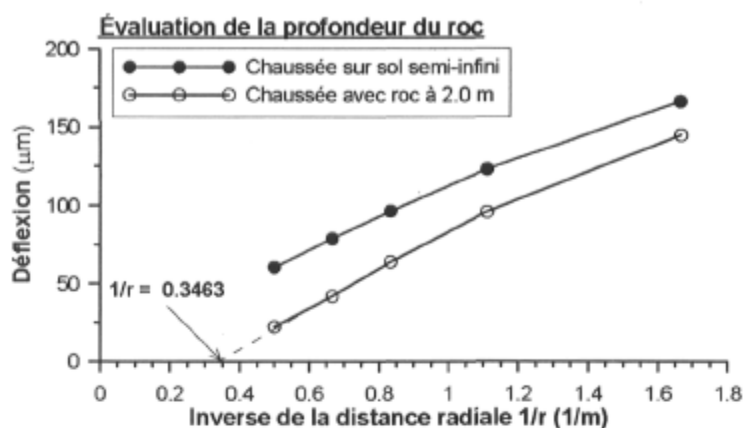


Figure 2.28 : Relation entre la déflexion maximale dynamique et l'inverse de la distance radiale avec et sans présence de roc.

Selon Dynatest (2002), les effets dynamiques du chargement FWD peuvent être compensés par l'introduction d'une couche de sol élastique non linéaire. Il se trouve que les effets dynamiques du FWD s'apparentent à une augmentation du module élastique du sol avec la profondeur. Cette augmentation compense, en partie, le fait qu'il y a seulement une partie du milieu qui contribue à la déflexion maximale mesurée à une distance radiale donnée. Le module élastique non linéaire du sol peut être exprimé par (Dynatest 2002) :

$$E_{\text{sol-apparent}} = E_{\text{sol}}(\sigma_1)^n \quad [2.20]$$

où  $E_{\text{sol-apparent}}$  est le module apparent du sol en condition statique,  $E_{\text{sol}}$  est le module du sol en condition dynamique,  $\sigma_1$  est la contrainte principale sous l'axe de symétrie égale à l'accroissement de la contrainte verticale dû à la charge et  $n$  un exposant égale à -0.2 indiquant l'importance de la non-linéarité apparente. Un tel comportement élastique non linéaire peut être facilement intégré dans l'approche statique d'Odemark-Boussinesq (Dynatest 2002). D'une manière similaire, le programme NELAPAV 4 a été utilisé pour déterminer les bassins de déflexion statique pour la chaussée décrite au tableau 2.5 dont le sol est 1) élastique linéaire, et 2) élastique non linéaire. Dans ce dernier cas, la couche de sol a été subdivisée en neuf sous-couches, la première de 1.0 m avec un module  $E_{\text{sol-apparent}}$

=  $E_{\text{sol}} = 100 \text{ MPa}$ , les sept suivantes de 0.5 m avec un module  $E_{\text{sol-apparent}}$  donné par l'équation 2.20 et la dernière semi-infinie avec un module  $E_{\text{sol-apparent}} = 164.4 \text{ MPa}$ . Les bassins de déflexion dynamique ( $E_{\text{sol}} = 100 \text{ MPa}$ ), statique élastique linéaire ( $E_{\text{sol}} = 100 \text{ MPa}$ ) et statique élastique non linéaire ( $E_{\text{sol-apparent}}$ ) ainsi que les modules de Boussinesq correspondant sont comparés sur la figure 2.29. On remarque, dans ces conditions, que l'introduction d'un accroissement apparent du module élastique du sol compense assez bien les effets dynamiques.

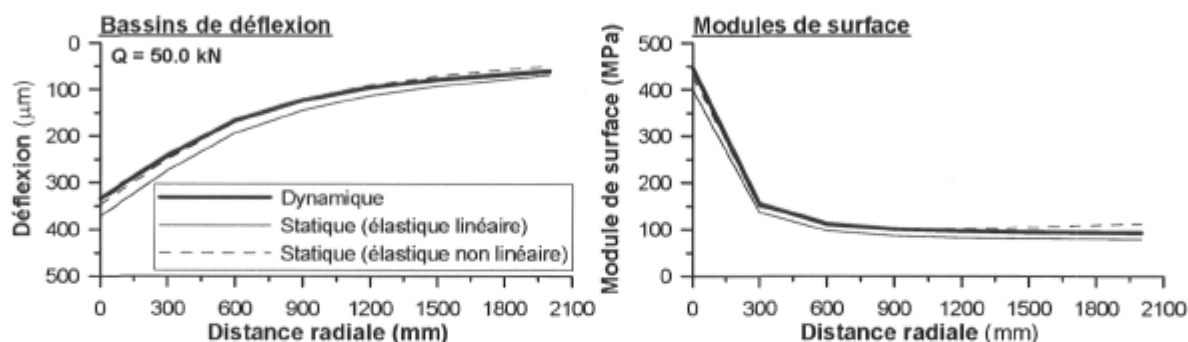


Figure 2.29 : Compensation des effets dynamiques sur le bassin de déflexion par une élasticité non linéaire apparente au niveau du sol d'une chaussée à quatre couches.

En somme, ce qu'il faut reconnaître pour l'interprétation des essais FWD c'est que les déflexions mesurées loin de la charge ne sont pas le reflet de la compression verticale du sol sous la ligne d'influence (figure 2.9), mais une combinaison des ondes de volume (compression et cisaillement) et des ondes de Rayleigh. De plus, à un instant donné, seulement une partie du milieu est mobilisée par la charge en raison de la propagation de ces ondes. Par conséquent, la compensation des effets dynamiques par une couche de sol élastique non linéaire demeure un artifice de calcul utilisé pour « ajuster » la méthode statique aux conditions d'essais, mais qui ne saurait remplacer l'utilisation un modèle physiquement plus réaliste, comme le modèle dynamique, pour l'analyse des essais FWD.



## **2.5 Évaluation de la capacité structurale des chaussées à l'aide du FWD selon l'approche statique**

La connaissance des propriétés mécaniques et physiques des couches de matériaux est nécessaire pour une évaluation précise de la capacité structurale de la chaussée. Ces propriétés comprennent pour chaque matériau : 1) son épaisseur, 2) ses caractéristiques physiques (% de bitume pour l'enrobé bitumineux), 3) sa rigidité élastique, à savoir le module d'élasticité ou la relation contrainte – déformation pour les matériaux élastiques non linéaires, 4) ses propriétés en fatigue, et 5) ses propriétés en déformations permanentes (Lytton 1989).

Les mesures de déflexions obtenues par les essais FWD permettent de déterminer les modules élastiques (ou modules d'Young équivalents) des couches de matériaux de la chaussée. Ces modules sont utilisés pour : établir la contribution relative des couches liées et non liées à la capacité structural des chaussées, indiquer les zones faibles le long de la route, évaluer la qualité structurale des couches critiques, calculer les contraintes et les déformations dans la chaussée dues aux charges, déterminer la durée de vie résiduelle compte tenu du trafic futur et calculer l'épaisseur de renforcement requise si la durée de vie résiduelle n'est pas suffisante (COST 1999).

### **2.5.1 Détermination des modules élastiques**

#### *Procédures de rétrocalcul*

Plusieurs programmes de rétrocalcul ou d'inversion, basés sur l'approche statique, ont été développés pour déterminer les modules d'Young équivalent à partir des essais FWD, par exemple : WESDEF (Van Cauwelaert et *al.* 1989), MODULUS 5.0 (Michalak et Scullion 1995) MODCOMP 5 (Irwin 1994, 2002), MICHBACK

(Harichandran et al. 2000), ELMOD 5 (Dynatest 2002). La plupart des programmes de rétrocalcul utilisent une approche itérative qui comporte les principaux aspects suivants illustrés sur la figure 2.30 (Lytton 1989) :

- Les déflexions maximales mesurées aux géophones et leur position;
- La charge maximale mesurée et l'épaisseur des couches du modèle multicouche représentant la chaussée;
- La valeur initiale des modules élastiques entrée par l'utilisateur ou fixée par le programme ainsi que le coefficient de Poisson estimé par l'utilisateur selon la nature des matériaux et des sols.
- Les déflexions calculées par l'un des nombreux programmes d'analyse élastique des milieux multicouches (BISAR, CHEVRON, ELSYM5, etc.). Le programme utilise les épaisseurs des couches, l'ensemble de valeurs des modules obtenus à la dernière itération, la charge maximale et les positions radiales des géophones pour calculer ces déflexions. Dans certaines méthodes, les contraintes et les déformations sont calculées aux endroits requis pour ajuster les modules en tenant compte de leur non linéarité.
- La vérification des erreurs entre les déflexions mesurées et celles calculées selon un des critères de coïncidence. St-Laurent (1995) en dresse une liste. Lorsque l'erreur est inférieure au seuil de tolérance, il y a convergence et les résultats sont obtenus, sinon une nouvelle itération est lancée avec des valeurs de modules améliorées;
- Les résultats obtenus, à savoir les déflexions mesurées et calculées, les différences absolues et en pourcentage entre ces valeurs, l'ensemble final des modules des couches et la valeur du critère de coïncidence;
- La loi de comportement élastique linéaire ou élastique non linéaire selon le matériau;
- Les corrections pour tenir compte les effets non linéaires afin d'évaluer une nouvelle valeur du module du matériau pour l'itération suivante. Cela peut s'effectuer de manière itérative en parallèle avec la recherche de nouveaux modules;

- La recherche de nouveaux modules, par exemple, à l'aide d'une technique d'optimisation multidimensionnelle. Il s'agit de l'élément qui distingue le plus les différents programmes de rétrocalcul. De telles techniques visent à déterminer le meilleur ensemble de modules élastique qui procure la meilleure coïncidence entre le bassin mesuré et celui calculé;
- Le contrôle de la valeur des modules afin de restreindre la recherche des nouveaux modules à l'intérieur de la plage des valeurs jugées appropriées. Il sert aussi à suggérer les valeurs initiales des modules et à indiquer les valeurs de contraste de rigidité attendue entre les modules de deux couches successives.

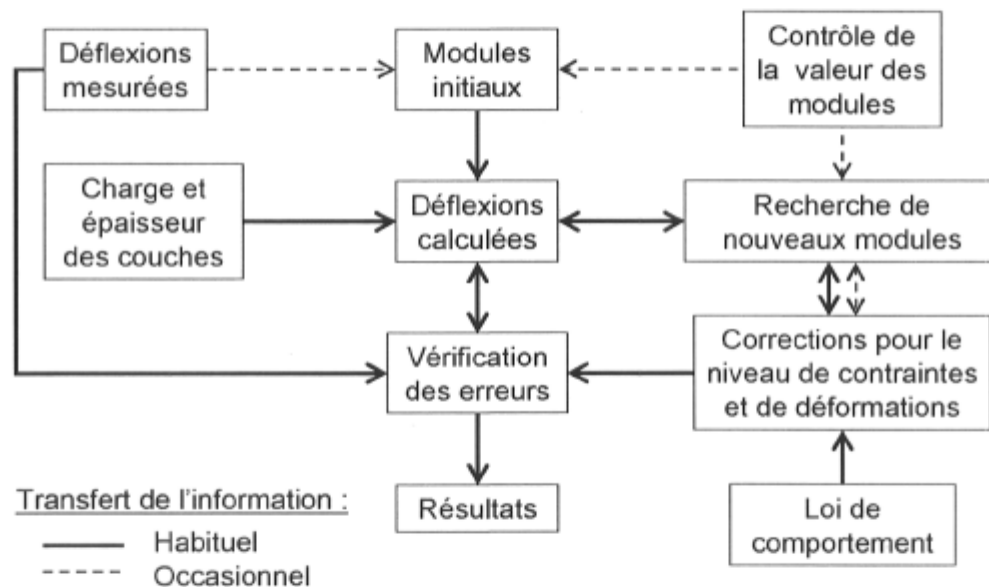


Figure 2.30 : Algorithme générale des procédures de rétrocalcul (adapté et traduit de Lytton 1989).

En général, le rétrocalcul peut seulement permettre de déterminer les modules des couches de la chaussée qui ont une influence significative sur les déflexions aux positions mesurées (Irwin 1994). Cette influence est évaluée par la sensibilité qui est l'inverse de la pente de la relation module – déflexion (linéaire dans un plan log – log) pour un changement de la valeur du module d'une couche. Notons que les modules des couches sont déterminés habituellement pour une charge de 40 kN

(ou 50 kN), soit la charge d'un essieu standard de 80 kN (100 kN) répartie sur deux roues, munies de deux pneus dont l'empreinte est à peu près équivalente à celle de la plaque circulaire du FWD. Michalak et Scullion (1995) proposent des critères pour interpréter les valeurs des modules obtenus par rétrocalcul selon le type de couche de la chaussée.

### *Modélisation de la chaussée*

Plusieurs simplifications et hypothèses sont nécessaires pour représenter la géométrie de la chaussée à l'aide d'un modèle multicouche en vue du rétrocalcul (SHRP 1993c; Irwin 1994, 2002). Les couches d'enrobé bitumineux du revêtement sont généralement combinées en une seule couche, incluant les traitements de surface et les couches de resurfaçage. Les couches de fondations de matériaux similaires sont aussi combinées en une seule couche. Celle de la sous-fondation peut être combinée à la couche de sol d'infrastructure si cette dernière est constituée d'un matériau similaire. Si la chaussée est un système à trois couches, alors le sol est subdivisé en deux couches. L'épaisseur de la première couche de sol est fixée à 1.0 m pour tenir compte des variations de module dues aux charges et à la mise en place du sol d'infrastructure lors de la construction. Lorsque le roc se situe à moins de 6.0 m de profondeur, cette profondeur doit être utilisée, sinon elle peut être évaluée à l'aide des déflexions (§2.3). Par défaut, une profondeur de 50 m est recommandée selon la procédure du SHRP. La présence de la nappe phréatique à moins de 8.0 m doit aussi être prise en compte (Irwin 1994). Notons que la plupart des programmes considèrent que les couches sont collées.

Des conditions particulières rendent difficile la détermination du module de certaines couches en raison de leur faible influence sur les déflexions mesurées. Notamment dans le cas d'un revêtement mince dont l'épaisseur est inférieure à 75 mm. Il est préférable alors de fixer le module de cette couche. De plus, la présence d'une couche mince doit être combinée avec l'une des couches voisines. Notons que l'influence d'une couche diminue avec la profondeur, par conséquent,

une couche de 0.3 m est relativement mince si elle se situe à 1.0 m de profondeur, par exemple. Aussi, il est difficile de déterminer le module d'une couche « cachée » sous une plus rigide. Au-delà d'une certaine profondeur, de l'ordre de 7.0 à 10.0 m selon Irwin (1994), le module des couches ne peut pas être déterminé par l'essai du FWD. La présence de fissures, de joints et d'utilités publiques enfouis peuvent influencer l'importance des déflexions et compliquer l'interprétation des essais FWD.

Le nombre d'inconnu est limité en principe par le nombre de déflexions mesurées. Mais plus la chaussée est modélisée avec un grand nombre de couches, plus le nombre de degrés de liberté du problème inverse augmente et le nombre de solutions mathématiques possibles augmente. Le CROW (1998) considère qu'il n'est pas judicieux de modéliser une chaussée avec plus de quatre couches dont les modules sont inconnus.

#### *Précision, tolérance et validité*

La racine de la moyenne des erreurs relatives au carré (RMS) (Irwin et al. 1989) est un indicateur statistique pour apprécier la coïncidence entre les déflexions mesurées et calculées. Lorsque cette erreur est inférieure à 2 ou 3 %, alors les résultats sont encourageants, mais cela ne signifie pas que les modules obtenus par rétrocalcul sont corrects ou représentatifs des couches de matériaux de la chaussée (Irwin 2002). Il est important de se rappeler que les mesures de déflexions sont entachées d'erreurs aléatoires (environ  $\pm 2 \mu\text{m}$ ) qui peuvent être réduites, par exemple, en prenant la moyenne des déflexions de quatre essais.

La validité des modules obtenus par rétrocalcul requiert un certain degré d'expérience et de connaissance sur les matériaux et leur comportement. Il est bon de rappeler que l'ensemble des modules du multicouche ne sont pas des propriétés réelles des matériaux, mais des paramètres du modèle qui permettent

de reproduire, avec un certain succès, les déflexions mesurées compte tenu des simplifications et des hypothèses retenues.

#### *Normalisation du module de l'enrobé bitumineux*

Le module d'Young équivalent du revêtement obtenu par rétrocalcul est habituellement normalisé à des conditions de référence étant donné son caractère viscoélastique. Ces conditions correspondent à la température à laquelle les lois de fatigue ont été déterminées en laboratoire (habituellement 20°C) et la fréquence de chargement associée à la vitesse du trafic. Cette fréquence dépend de l'épaisseur du revêtement (CROW 1998). Le COST (1999) donne un exemple de relations pour effectuer cette normalisation.

### **2.5.2 Évaluation de la capacité structurale de la chaussée**

Les modèles de dégradation des chaussées considèrent la déformation maximale en traction à la base du revêtement en enrobé bitumineux et la déformation maximale en compression à la surface du sol d'infrastructure pour la prédiction de la durée de vie résiduelle en fatigue du revêtement et la formation d'ornièrre structurale due à l'accumulation de déformations permanentes. Ces déformations sont calculées pour le modèle multicouche de la chaussée, par exemple avec la théorie des systèmes multicouches élastiques linéaires ou par l'approche d'Odemark-Boussinesq. D'autres méthodes basées sur le rayon de courbure du bassin de déflexion ont été développées pour déterminer la déformation en traction à la base du revêtement (Jung 1988). D'ailleurs, il existe une bonne corrélation entre l'indice de courbure du bassin de déflexion et cette déformation (Scullion 1988; Brunton et al. 1992; Jansson 1994).

La durée de vie est évaluée à l'aide de la loi d'endommagement qui prend la forme suivante lors le critère de rupture en fatigue ou le critère de déformations permanentes (Huang 1993) :

$$N_f = A_1(\varepsilon_t)^{-A_2}(E_1)^{-A_3} \quad [2.21]$$

$$N_p = A_4(\varepsilon_z)^{-A_5} \quad [2.22]$$

où  $N_f$  est le nombre d'applications de charge pour atteindre la rupture en fatigue du revêtement,  $N_p$  le nombre d'applications de charge pour atteindre la profondeur critique des ornières par accumulation de déformations permanentes,  $\varepsilon_t$  la déformation en traction à la base du revêtement,  $\varepsilon_z$  la déformation en compression à la surface du sol d'infrastructure,  $E_1$  est le module du revêtement et  $A_i$  les paramètres de calage des modèles. Habituellement, la même loi de fatigue est utilisée pour déterminer les durées de vie des chaussées qu'elles soient neuves ou déjà en usage, et ce, malgré les modifications dans la rigidité de l'enrobé bitumineux avec l'âge et dans son comportement en fatigue (COST 1999, CROW 1998).

## 2.6 Limitations de l'analyse statique des essais FWD : vers une approche dynamique

Les principales hypothèses de la théorie des systèmes multicouches développée par Burmister sont les suivantes (Huang 1993):

- Les couches sont homogènes, isotropes, et d'élasticité linéaire;
- L'épaisseur des couches est uniforme et horizontalement infinie;
- Les couches sont collées;

- Le système est libre de toute contrainte et déformation avant l'application de la charge;
- Les forces de volume associées à la gravité n'agissent pas sur le système de telle sorte que les couches sont considérées sans masse;
- La charge est statique, unique, et normale par rapport à la surface;
- Cette charge est appliquée sur un disque flexible à la surface du multicouche.

Selon cette théorie, l'essai FWD est assimilé au tassement élastique provoqué par l'application d'une charge statique sur une plaque circulaire installée à la surface d'un milieu multicouche représentant la chaussée, tel que :

- l'intensité de la charge statique est choisie égale à la charge maximale appliquée par le FWD; et
- le tassement élastique ou bassin de déflexion est considéré équivalent à celui donné par les déflexions maximales mesurées par les capteurs de déplacement (géophones).

En fait, les essais FWD réalisés sur des chaussées réelles transgressent la plupart des hypothèses précédentes. Les couches de matériaux sont hétérogènes et anisotropes. De plus, leur élasticité dépend du niveau de contraintes et de déformations, de la teneur en eau ainsi que de la température, elle dépend même de la fréquence dans le cas des enrobés bitumineux et de certains sols argileux. Une autre particularité qui entre en ligne de compte est l'épaisseur des couches qui varie aussi bien le long du profil de la route que transversalement. De plus, les couches de la structure ont des dimensions finies, du moins transversalement. Il existe aussi dans les matériaux de la structure de chaussée des contraintes d'enchevêtrement des grains dues à leur mise en place par compaction et aux passages des véhicules. Évidemment, la force gravitationnelle intervient donnant lieu aux effets d'inertie lors d'un impact. De plus, l'essai FWD génère une force dynamique dont la répartition de la pression n'est pas nécessairement uniforme selon le type de plaque (segmentée ou non) et selon la condition du revêtement



(surface uniforme ou avec une ornière, revêtement mince ou épais). Ces facteurs sont autant de limitations à la théorie des systèmes multicouches pour l'analyse statique des essais FWD. D'ailleurs, Uzan (1994a) mentionne que la méthode d'analyse est importante dans la mesure où les modules élastiques obtenus par rétrocalcul sont très sensibles au type d'analyse et aux hypothèses qui leur sont rattachées.

L'une des principales limitations de la théorie des systèmes multicouche pour l'analyse des essais FWD est l'hypothèse de conditions de chargement statique alors que l'appareil génère un impact à la surface de la chaussée. Cette limitation a été reconnue par différents chercheurs (Roësset et Shao 1985 ; Magnuson et al. 1991; Stolle et Parvini 2001). Dans cet ordre d'idée, Al-Khoury et al. (2001b) indiquent que l'analyse statique des essais de déflexions effectuée avec ces différents modèles de FWD (Dynatest, KUAB, Carl-Bro) peut s'avérer problématique puisque cette analyse ne permet pas de tenir compte des conditions de chargement propres à chaque appareil susceptibles d'influencer l'importance des déflexions. Ces conditions de chargement se distinguent notamment en termes de durée et de forme pour une même charge maximale. Des méthodes d'analyse dynamique des systèmes multicouches ont donc été développées pour palier à ces simplifications de la théorie de Burmister.

Une autre limitation importante de cette théorie est liée au comportement mécanique des matériaux granulaires et des sols. D'une part, il est bien connu que leur comportement contrainte – déformation est non linéaire et dépend fortement du niveau de contraintes (Seed et al. 1962). Le comportement non linéaire des matériaux sous l'impact du FWD a été étudié par certains chercheurs qui ont utilisé des approches par éléments finis tridimensionnels, comme Chang (1991), Zaghloul et White (1993) et, plus récemment, par Saad et al. (2005). Outre ces dernières, peu d'études ont intégré le dynamique et le comportement élastique non linéaire pour l'analyse des essais FWD. C'est certainement en raison de la complexité du problème (Uzan 1994a). Plus particulièrement, Chang (1991) a utilisé un modèle

CAP généralisé pour l'analyse dynamique des essais FWD en présence d'un sol d'élasticité non linéaire. Il conclut que les effets non linéaires sont directement reliés à l'intensité de la charge, au type de chaussée, à la rigidité du sol et à l'épaisseur du revêtement. Ces effets sont importants près de la source (à moins de 600 mm) : les effets non linéaires associés à une charge de 44.5 kN peuvent causer un accroissement des déflexions de 15 % et 10 %, mesurées respectivement à 0 et 300 mm. Par contre, il indique que le comportement élastique non linéaire peut théoriquement être négligé lors des essais FWD réalisés sur des chaussées construites sur un sol rigide.

D'autre part, le comportement mécanique des matériaux granulaires et des sols est sujet à différentes formes d'anisotropie selon leur mode de mise en place ou de déposition par exemple. Tutumluer et Thompson (1997) ont développé le programme GT-PAVE qui permet de prendre en compte le comportement élastique non linéaire d'une fondation anisotrope transversale. Lachance (1999) a également étudié l'influence de l'anisotropie sur les essais FWD dans le cas où les fondations de la chaussée reposent sur une couche molle. Toutefois, la prise en compte de l'anisotropie transversale requière un minimum de cinq paramètres et des outils de calcul numérique appropriés, limitant à ce jour l'utilisation d'une telle loi de comportement dans la pratique.

Par ailleurs, les enrobés bitumineux présentent non pas un comportement élastique, mais viscoélastique fortement influencé par la température et la fréquence de chargement. Le comportement mécanique de ces matériaux sera discuté plus loin dans ce chapitre.

### **2.6.1 Méthodes d'analyse dynamique des essais FWD**

L'analyse dynamique du FWD repose sur l'équation de mouvement qui est donnée par la relation suivante pour un milieu homogène, isotrope et d'élasticité linéaire :

$$(\lambda + G)\nabla\nabla \cdot \mathbf{u} + G\nabla^2\mathbf{u} = \rho\ddot{\mathbf{u}} \quad [2.23]$$

où  $\lambda$  et  $G$  sont les constantes élastiques de Lamé,  $\mathbf{u}$  est le vecteur de déplacement,  $\nabla \cdot \mathbf{u}$  est la divergence et  $\nabla^2\mathbf{u}$  est le Laplacien de  $\mathbf{u}$ . La solution de cette équation pour le cas des essais FWD peut être obtenue par des méthodes semi-analytiques ou numériques. La résolution de l'équation de mouvement peut être réalisée dans le domaine des fréquences à l'aide de la transformée de Fourier ou dans le domaine du temps par un schéma d'intégration approprié.

### *Méthodes quasi-statiques*

Guzina et Osburn (2002) ont proposé une méthode basée sur la valeur à l'état stationnaire du spectre d'amplitude de la fonction de complaisance calculée à partir de la transformée de Fourier des historiques de chargement et de déflexion mesurés par le FWD. Puisque la réponse à l'état stationnaire correspond à une fréquence nulle ( $f = 0$  Hz), ce mode de vibration peut être interprété comme un comportement pseudostatique (Stolle et Guo 2005). De plus, la méthode proposée par Guzina et Osburn (2002) permet d'accommoder les mesures de plusieurs essais au même point afin de limiter les erreurs aléatoires dues au bruit dans les signaux. Cette approche consiste à déterminer la valeur de la fonction de complaisance en ordonnée pour la fréquence nulle. Ensuite, la déflexion statique peut être calculée pour le niveau de charge désiré. En fin de compte, cette déflexion est cohérente avec l'approche statique, elle peut donc être utilisée pour l'analyse traditionnelle des essais FWD en évitant toute erreur systématique quant aux aspects dynamiques de l'essai. Une méthode similaire a aussi été proposée par Stolle et Guo (2005).

### *Méthodes dynamiques simplifiées*

Des méthodes simplifiées à l'aide de modèles discrets (masse – ressort – amortisseur) ont été proposées pour trouver des solutions approximatives au

problème de l'essai du FWD. Szendrei et Freeme (1967) indiquent que le modèle à trois paramètres ( $m_s$ ,  $k_s$  et  $c_s$ ; définis à la figure 2.12) n'est pas adéquat pour le cas des chaussées. Ils proposent plutôt un modèle à sept paramètres pour décrire le comportement mécanique de la chaussée sous un impact. Davies et Karim (1995) ont aussi utilisé un modèle simple composé d'un ressort et d'un amortisseur pour représenter le sol sous l'impact d'une masse tombante comme celle du FWD.

Une autre méthode simplifiée a aussi été proposée par Stolle et Jung (1992) et Stolle et Peiravian (1996). Leur méthode est basée sur un modèle discret pour l'analyse des essais FWD. Cette méthode tire partie du fait que les longueurs d'onde associées à l'essai soient grandes. Dans cette méthode, l'approche d'Odemark-Boussinesq (Ullidtz 1987) est utilisée pour obtenir une épaisseur équivalente de la structure de chaussée. Le comportement dynamique du modèle est exprimé dans le domaine des fréquences à l'aide de fonction de complaisance dont les paramètres  $k_{sol}$  et  $c_{sol}$  dépendent du module élastique du sol et de l'épaisseur équivalente de la structure de la chaussée. Les paramètres du modèle ( $m_{sol}$ ,  $k_{sol}$  et  $c_{sol}$ ; définis à la figure 2.7 ) peuvent être obtenus par méthode inverse. Une méthode similaire a aussi été proposée par Martinček (1994) par laquelle la chaussée est modélisée à l'aide d'une plaque équivalente en contact avec un sol semi-infini.

#### *Méthodes dynamiques semi-analytiques*

Kausel (1981) a étendu la méthode des couches minces (*Thin-Layer Method*) suite aux premiers développements de Lysmer, et il l'a appliquée pour obtenir la fonction de Green dans le cas d'un chargement en surface d'un milieu multicouche. Kausel et Roësset (1981) ont relié les contraintes aux deux surfaces aux déplacements pour obtenir la matrice de rigidité dynamique de chacun des couches du système. Roësset et Shao (1985) et Shao (1985) ont utilisé cette méthode semi-analytique pour l'analyse dynamique des essais FWD sur chaussées flexibles. Kausel (1994) a également considéré le cas d'une résolution dans le domaine du temps.

Différents codes de calcul ont été développés avec cette méthode pour résoudre le problème des essais FWD dans le domaine des fréquences (Kausel et Peek 1982; Sebaaly 1987; Chang et *al.* 1992). Davies et Mamlouk (1985), Mamlouk (1987), Ketcham (1993), Foinquinos Mera et *al.* (1995) et Losa (2002) ont également utilisé cette méthode. Elle a été reprise par Foinquinos Mera (1995) qui a développé une procédure d'inversion pour traiter les résultats des essais FWD. Un programme de rétrocalcul a aussi été développé par Kang (1998). Cette méthode est aussi discutée par Gucunski et Maher (2002) qui indiquent que son principal avantage est qu'elle permet de représenter parfaitement les conditions à l'infini en direction radiale et verticale, contrairement à d'autres méthodes.

Chen (1987) a résolu le problème à l'aide des fonctions de Green en coordonnées cylindriques. La résolution est effectuée dans le domaine des fréquences à l'aide de la transformée de Fourier alors que le domaine spatial est converti dans le domaine des nombres d'onde par la transforme d'Hankel. La solution a été implémentée dans le programme SAPSI. Chatti (2002) a utilisé SAPSI pour le calcul direct dans son programme d'analyse inverse des essais FWD.

Magnuson (1988b) et Magnuson et *al.* (1991) ont proposé une méthode, viscoélastique (hystérétique linéaire) en coordonnées cylindriques, dont la résolution de l'équation de mouvement s'effectue par la décomposition d'Helmholtz dans le domaine des fréquences. Une méthode d'intégration numérique directe est utilisée afin d'éviter des problèmes d'instabilité numérique et de convergence lors du calcul des déplacements verticaux. Cette méthode a été implémentée dans le programme SCALPOT pour l'analyse dynamique des essais FWD. Stubbs et *al.* (1994) lui a combiné une procédure d'inversion pour l'analyse des essais FWD.

Stolle (1991) a proposé un modèle axisymétrique de couches discrètes dont le champ de déplacement est représenté radialement par une série de Fourier-Bessel et verticalement par une variation linéaire par segments. Un schéma explicite de résolution dans le temps a été retenu. Cette méthode est applicable

pour prédire les déplacements près du point de chargement sous un impact de courte durée.

Al-Khoury et *al.* (2001b) ont eu recours à la méthode des éléments spectraux (Doyle, 1997) pour obtenir une solution au problème en conditions axisymétriques, et dont la résolution s'effectue dans le domaine des fréquences. Cette méthode a été retenue dans cette recherche et sera discutée en détails au chapitre 3.

Finalement, Liang et Zeng (2002) ont proposé une méthode pour déterminer la réponse dynamique d'un milieu multicouche dans le domaine du temps. Pour ce faire, ils ont appliqué la transformée de Laplace à l'équation de mouvement et aux conditions aux frontières et celles initiales pour rendre le problème indépendant du temps. Le champ de déplacement est représenté radialement dans le domaine des nombres d'onde à l'aide de la transformée d'Hankel. La méthode de la matrice de complaisance (Haskell 1953) est utilisée pour le cas d'un milieu multicouche.

#### *Méthodes dynamiques numériques*

Une revue détaillée de l'utilisation des méthodes d'éléments finis a été présentée par Uddin (2002) pour la simulation des essais FWD. L'intérêt de cette méthode est notamment la possibilité de modéliser le comportement non linéaire des matériaux sous chargement dynamique. À ce sujet, Zaghoul et White (1993) ont examiné la validité et l'applicabilité d'ABAQUS, un programme d'éléments finis 3D, pour l'analyse dynamique des chaussées flexibles en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux. Zaghoul et *al.* (1994) ont d'ailleurs utilisé cette même méthode pour l'analyse des essais FWD sur chaussée flexible. L'utilisation des vecteurs de Ritz permet de diminuer le temps de calcul requis. Dong et *al.* (2002b) ont utilisé une telle approche pour l'analyse dynamique des essais FWD.

## 2.6.2 Comparaison des résultats d'analyses statique et dynamique des essais FWD

### *Comparaison des modules obtenus par rétrocalcul*

La question de la validité des modules d'Young équivalents obtenus par inversion ou rétrocalcul est fondamentale pour l'interprétation des essais FWD. Les valeurs des modules des couches de matériaux ont une incidence importante sur les champs de contraintes et de déformations dans la chaussée. Par conséquent, elles influencent les prédictions de la durée de vie résiduelle et l'évaluation des besoins en réhabilitation de ces chaussées. Cette question est généralement abordée dans la perspective où les modules ont été obtenus par une approche statique, étant donné que les méthodes de dimensionnement des chaussées sont basées sur une telle approche. Plusieurs méthodologies ont donc été mises de l'avant pour valider les résultats des analyses inverses avec le modèle élastostatique, par exemple, la comparaison entre les résultats obtenus par différents programmes de rétrocalcul et ceux des essais en laboratoire. Par ailleurs, le développement des méthodes d'analyse dynamique des essais FWD a permis d'effectuer de nouvelles comparaisons entre les résultats des analyses statique et dynamique. Dans la documentation, on retrouve essentiellement deux approches pour comparer et valider ces modules grâce à l'analyse dynamique des essais FWD.

La première approche consiste à comparer les valeurs des modules obtenus par ces deux analyses inverses. L'analyse dynamique conduit, en principe, à des propriétés plus réalistes que celle statique, puisqu'elle prend en compte la nature transitoire du chargement du FWD. Cette approche a été considérée notamment par Tam et Brown (1989), Ong et *al.* (1990), Lytton et *al.* (1993), Kang (1998) et Chatti et *al.* (2004). Tam et Brown (1989) ont comparé les résultats des analyses statiques et dynamiques pour trois chaussées flexibles représentatives de celles retrouvées en Grande-Bretagne (l'épaisseur des structures de chaussée varie

entre 0.330 à 0.660 m). Ils ont d'abord comparé les déflexions maximales mesurées par le FWD à celles prédites par une analyse dynamique avec le programme de Mamlouk et Davies (1985). Pour cette analyse, les modules ont été obtenus préalablement avec le programme de rétrocalcul statique PADAL (Brown et al. 1987). Les résultats de cette comparaison indiquent une bonne concordance entre les bassins de déflexion du FWD et ceux prédits par l'analyse dynamique. Ensuite, PADAL a été utilisé pour obtenir de nouveaux modules, mais cette fois-ci, à partir des bassins de déflexion calculés par l'analyse dynamique. Ces nouveaux modules ont finalement été comparés à ceux initialement calculés par PADAL. Leurs résultats indiquent que les différences entre les modules sont faibles en moyenne. Par conséquent, ils concluent que les effets dynamiques de la chaussée sont insignifiants sur les mesures de l'essai du FWD. Toutefois, notons que les différences entre les valeurs des modules rapportées par ces auteurs varient entre -39.8 à 16.1 % selon les couches pour ces trois chaussées.

De plus, Ong et al. (1990) ont obtenus, sur quatre sites au Nevada, des modules d'Young équivalents en condition statique qui se sont avérés semblables à ceux en condition dynamique pour la couche de revêtement, 20 % plus faibles pour la fondation et 20 à 320 % plus élevés pour la couche de sol. Quant à Lytton et al. (1993), ils ont comparé les modules élastiques obtenus par rétrocalcul selon des approches statique et dynamique pour 24 sections de chaussées flexibles du programme LTPP du SHRP. L'analyse dynamique a été effectuée dans le domaine du temps avec les historiques de déflexions. Chaque section a été modélisée comme un système à quatre couches. Le module du revêtement a été fixé en fonction de la température de telle sorte que les modules des trois autres couches ont été déterminés par rétrocalcul. La comparaison des résultats montre que des modules similaires ont été obtenus par les approches statiques et dynamiques de rétrocalcul pour les matériaux granulaires et argileux. Dans quelques cas, il existe cependant des variations importantes de  $\pm 50$  % entre les modules fournis par ces deux approches. Les auteurs indiquent que l'approche dynamique procure des



modules certainement plus réalistes car davantage d'information est utilisée dans le processus de rétrocalcul.

Par ailleurs, cinq sites ont été étudiés par Kang (1998) à l'aide du programme d'analyse dynamique inverse BKGREEN et de cinq programmes d'analyse statique inverse (BISDEF, BOUSDEF, CHEVDEF, ELSDEF et MODCOMP 2). Des résultats parfois différents ont été observés entre les valeurs de module fournies par les deux analyses. Ces différences varient entre -17.7 et 10.7 % pour le revêtement, -7.9 et 51.0 % pour la fondation et, -0.2 et -7.6 % pour le sol. Finalement, Chatti et *al.* (2004) ont obtenus des écarts, de l'ordre de  $\pm 20$  %, entre les valeurs des modules des deux types d'analyse pour deux sites au centre-sud des États-Unis.

Ces comparaisons entre les résultats des analyses inverses dynamique et statique, révèlent que les modules du revêtement sont généralement similaires, ceux de la fondation sont du même ordre de grandeur alors que pour le sol, ils présentent des différences parfois importantes. Certes, ces différences peuvent être en partie causées par la présence du roc ou d'une couche rigide à faible profondeur qui affecte significativement les résultats de l'analyse statique. Mais, l'hypothèse que le chargement du FWD est statique, comme le requière cette dernière contrairement à l'analyse dynamique, est certainement la cause principale pour expliquer ces différences.

La deuxième approche vise plutôt à comparer les déflexions mesurées avec celles prédites par le modèle multicouche élastodynamique, mais dont les modules des couches ont été préalablement obtenus par une analyse statique inverse. Si les déflexions mesurées et prédites coïncident, alors les modules d'Young équivalents sont valides. Plusieurs chercheurs ont opté pour des codes d'éléments finis d'analyse dynamique en conditions tridimensionnelles pour effectuer ces comparaisons (Uddin 2002; Uddin et Garza 2002; Uddin et Garza 2004; Loizos et Scarpas 2005), alors que l'analyse statique inverse est réalisée avec les

programmes de rétrocalcul habituels. En fait, ils ont retenu cette approche car il est plus simple d'effectuer une inversion avec un modèle simple en condition statique que de réaliser ces calculs itératifs avec un code d'éléments finis en condition dynamique. Une telle approche soulève aussi une autre question fondamentale, à savoir : est-il juste d'utiliser dans un modèle tridimensionnel les modules obtenus par inversion pour un modèle axisymétrique ?

Bref, Uddin (2002), Uddin et Garza (2002) et Uddin et Garza (2004) ont analysé plusieurs chaussées, principalement en milieu aéroportuaire. Ils observent généralement une bonne concordance entre les bassins de déflexion mesurés et ceux calculés avec ABAQUS et LS-DYNA, en condition dynamique tridimensionnelle, avec les modules de l'analyse statique inverse. Loizos et Scarpas (2005) ont utilisé cette approche pour valider les modules d'Young équivalents des analyses statiques inverses conventionnelles. Ils ont comparé les bassins de déflexion prédits par CAPA 3D, sous sollicitation dynamique, à ceux mesurés lors des essais FWD (Dynatest et Kuab) réalisés sur deux sections autoroutières en Grèce. Leur interprétation des résultats comparatifs indique que les modules de la couche de sol seraient moins précis en raison d'écart relatifs plus importants entre les déflexions aux géophones les plus éloignés du point de chargement.

#### *Comparaison des contraintes et des déformations prédites et mesurées*

D'un point de vue théorique, Chen (1987) a comparé les déformations en traction à la base du revêtement calculées selon des approches statique et dynamique. Il indique que l'analyse dynamique des chaussées flexibles n'est pas nécessaire pour leur conception, à tout le moins pour le dimensionnement contre la fatigue du revêtement. Aussi, Foinquinos Mera (1995) a examiné les déformations axiales, radiales et en cisaillement, tirées des analyses dynamique et statique pour le cas théorique d'une chaussée flexible composée d'un revêtement de 0.154 m, d'une fondation de 0.305 m et d'une couche de sol semi-infinie. Ses résultats indiquent

que les déformations dynamiques et statiques sont pratiquement identiques dans la structure de chaussée (revêtement et fondation), confirmant les résultats de Chen (1987). Par contre, des différences un peu plus significatives, augmentant de 2 à 18 % entre 0.457 et 1.372 m de profondeur, ont été obtenues dans la couche de sol de cette chaussée entre les déformations calculées selon l'approche dynamique et statique.

D'un point de vue expérimental, Hildebrand (2002) a vérifié différents modèles mécaniques pour l'analyse structurale des chaussées à l'aide de résultats expérimentaux obtenus sur le site expérimental de Nymølle au Danemark avec le FWD. Pour cette vérification, les modules élastiques ont préalablement été obtenus par une approche statique. Les meilleures coïncidences entre les déformations prédites et mesurées ont été obtenues avec le code d'éléments finis CAPA-3D en utilisant l'historique de chargement du FWD. Par contre, la plupart des modèles mécaniques ont de la difficulté à évaluer les contraintes verticales.

De plus, Dynatest (2002) rapporte les résultats d'une étude sur un site expérimental en Suède où les contraintes et les déformations ont été mesurées pour deux chaussées rigides et une chaussée flexible. Les contraintes et les déformations prédites par l'analyse statique sont celles qui correspondent le mieux à celles mesurées lorsque le comportement élastique du sol est supposé non linéaire. Par ailleurs, cette étude indique que les différences entre les valeurs des modules obtenus par les approches statique et dynamique ne sont pas systématiques.

En résumé, lorsque les modules obtenus par l'approche statique de rétrocalcul sont comparés à ceux de l'approche dynamique, des écarts parfois importants apparaissent entre ces valeurs de modules. C'est surtout au niveau du sol que ces écarts sont importants, possiblement en raison des effets dynamiques. De plus, ces écarts ne sont pas systématiques d'un site à l'autre. Peu d'études ont comparé les contraintes et les déformations prédites par les approches statiques et

dynamiques pour constater laquelle d'entre elles procure la meilleure coïncidence avec les mesures indépendantes dans la chaussée sous l'impact du FWD. Les quelques résultats expérimentaux tendent à confirmer les résultats théoriques quant aux déformations à la base du revêtement ; les deux approches fournissent apparemment les mêmes valeurs de déformations. Par conséquent, il n'est pas clairement établi si l'analyse statique des essais FWD est appropriée en toutes circonstances (structures de chaussée mince ou épaisse, roc près de la surface ou non, sol mou ou rigide, etc.) pour déterminer les modules et prédire les contraintes, les déformations et les déplacements.

## **2.7 Comportement mécanique des matériaux routiers**

Le comportement mécanique des matériaux et des sols est complexe et sa caractérisation requière des essais sophistiqués pour déterminer les propriétés ou les paramètres de leur loi de comportement en condition saturée ou non saturée. En milieu routier, de telles lois devraient idéalement nous permettre de modéliser avec précision le comportement contrainte – déformation du matériau pour différents chemins de contraintes (Konrad 2006).

Dans le cas des matériaux granulaires, Dawson (2001) précise que leurs propriétés découlent de trois caractéristiques : l'interaction entre les grains, l'organisation des pores entre les grains et l'eau comprise dans ces pores. Lekarp et al. (2000) indiquent que les mécanismes de déformation ne sont pas encore complètement compris. Ils ont postulé que ces mécanismes de déformation sont la consolidation (densification/dilatation), la distorsion et l'attrition des matériaux.

Les facteurs qui affectent le comportement élastique des matériaux granulaires ont été résumés par Lekarp et al. (2000). Différents facteurs influencent leur comportement élastique sous chargement cyclique en laboratoire (réversible), tels que le niveau de contrainte et de déformation, le chemin de contraintes, la

granulométrie et le pourcentage de particules fines ( $< 80 \mu\text{m}$ ), le type et la forme des granulats, la masse volumique et la teneur en eau. Parmi ces facteurs, le niveau et l'historique des contraintes demeurent les facteurs les plus importants qui contrôlent le comportement réversible de ce type de matériaux. Dans le cas des sols cohérents, le facteur le plus important est la contrainte déviatorique (Li et Selig 1994). D'autre part, le module élastique sous chargements répétés augmente lorsque la contrainte de confinement augmente, mais son effet est beaucoup moins important que celui associé à la contrainte déviatorique. Il est connu depuis longtemps (Seed et *al.* 1962) que le comportement contrainte – déformation des sols granulaires est non linéaire et dépend en majeure partie du niveau de contrainte.

Dans les chaussées, les matériaux granulaires de fondations sont densifiés à des masses volumiques élevées afin de limiter l'accumulation de déformations permanentes. Par conséquent, de tels sols ont un comportement dilatant dû à l'enchevêtrement des grains (Rowe 1962; Wan et Guo 1998). De plus, Tutumluer (1995) a reconnu leur comportement mécanique anisotrope. Pour ces matériaux une anisotropie apparente est induite dès leur mise en place et leur compaction. Le matériau présente alors une rigidité verticale supérieure à celle horizontale. Ensuite, les passages répétés du trafic imposent davantage d'anisotropie due aux chargements et à la rotation des axes principaux de contraintes (Tutumluer et Thompson 1997; Seyhan et *al.* 2005). Également, Kohata et *al.* (1997) ont démontré sur un gravier de Nerima que le module élastique à petites déformations dans la direction verticale  $E_v$  est uniquement fonction de la contrainte effective verticale, indépendamment de la contrainte effective horizontale. Il en va de même pour le module dans la direction horizontale  $E_h$ , comme l'avait suggéré Hardin (1978). Ces concepts ont été utilisés récemment par Konrad (2006) pour modéliser le module élastique tangent sous chargements répétés triaxiaux de matériaux granulaires concassés MG-20 du Québec, et prédire, par le fait même, leur module réversible.

Une synthèse de l'état actuel de la recherche et des méthodes d'étude sur les matériaux bitumineux a été réalisée sous la direction de Corté et di Benedetto (2004 et 2005). La particularité du comportement mécanique de ces matériaux est tributaire du liant bitumineux qui en fait des matériaux élasto-visco-plastiques, donc susceptibles à la température, à la vitesse de chargement (fréquence) et au niveau de contrainte et de déformation.

### **2.7.1 Concept d'état critique et d'état limite**

Les concepts d'état critique et d'état limite ont été développés par Roscoe et ses collègues pour des argiles normalement consolidées isotropiquement, et ont donné lieu à la Mécanique des sols à l'état critique. Tavenas et Leroueil (1979) ont démontré que tous les principes qui forment la base de ces concepts sont applicables aux argiles naturelles, surconsolidées et anisotropes. Alonso et *al.* (1987, 1990) et Fredlund et Rahardjo (1993) ont étendu les concepts de la Mécanique des sols à l'état critique aux sols non saturés. Leroueil et Hight (2003) ont présenté une synthèse de la Mécanique des sols modernes où les concepts d'états critiques et limite constituent la base du cadre général d'analyse des sols s'appliquant à une variété de géomatériaux, allant des argiles molles aux roches tendres.

Konrad et Juneau (2006) ont vérifié l'applicabilité de ces concepts pour des matériaux granulaires de fondation routière. Ainsi, les chemins de contraintes dans les couches de matériaux de fondations sous des charges standards se situent généralement à l'intérieur de l'état limite sous la ligne d'état critique, d'autant plus que ces matériaux sont dilatants. Par conséquent, leur comportement est essentiellement élastique (linéaire ou non linéaire). Toutefois, au dégel, ces chemins de contraintes peuvent approcher la ligne d'état critique et endommager sévèrement la chaussée en déformant de manière irréversible les matériaux (Konrad et Zhou 2002).

## 2.7.2 Définitions des modules

La figure 2.31 montre premièrement la relation entre la contrainte déviatorique ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) et la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) lors d'un chargement monotone sur un échantillon de sol en condition triaxiale drainée. La rupture de l'échantillon est atteinte à  $q_F$ . On définit sur cette courbe le module d'Young maximal  $E_{\max}$  comme étant la pente de la tangente à l'origine à petites déformations. Dans le cas des matériaux contractants, il s'agit de leur module maximum. Le module d'Young sécant ( $E_s$ ) et le module d'Young tangent ( $E_t$ ) peuvent aussi être définis sur cette relation comme le montre la figure 2.31 sur le graphique du chargement monotone. Deuxièmement, on retrouve sur cette même figure les courbes typiques en conditions cycliques lors des essais triaxiaux à chargement répétés en condition drainée pour des matériaux granulaires dilatants. Au début de l'essai, on définit le module d'Young initial ( $E_0$ ). Lorsque la contrainte  $q_{\max} < q_F$  est atteinte, on définit un module d'Young sécant ( $E_s$ ). En fait, un module sécant ( $E_s$ ) ainsi qu'un module tangent ( $E_t$ ) peuvent être définis en tout point. Après plusieurs cycles de chargement sous une contrainte déviatorique cyclique ( $q_{\text{cyclique}}$ ), les déformations axiales permanentes se sont accumulées ( $\varepsilon_p$ ) et deviennent très faibles d'un cycle à l'autre. À ce moment, les déformations axiales sont essentiellement élastiques ( $\varepsilon_r$ ). On définit alors le module réversible ( $M_r$ ) comme étant le ratio entre la contrainte déviatorique cyclique et la déformation axiale élastique, tel que donné par l'équation suivante :

$$M_r = \frac{q_{\text{cyclique}}}{\varepsilon_r} . \quad [2.24]$$

Le module réversible  $M_r$  est donc équivalent à un module d'Young sécant lorsque les déformations plastiques sont négligeables après plusieurs cycles de chargement. Cela reproduit en quelque sorte les passages répétés du trafic. Par ailleurs, si la déformation radiale est mesurée au cours de l'essai, alors le coefficient de Poisson réversible est donné par :

$$v_r = \frac{\varepsilon_{3r}}{\varepsilon_{1r}}, \quad [2.25]$$

où  $\varepsilon_{1r}$  est la déformation axiale réversible et  $\varepsilon_{3r}$  la déformation radiale réversible.

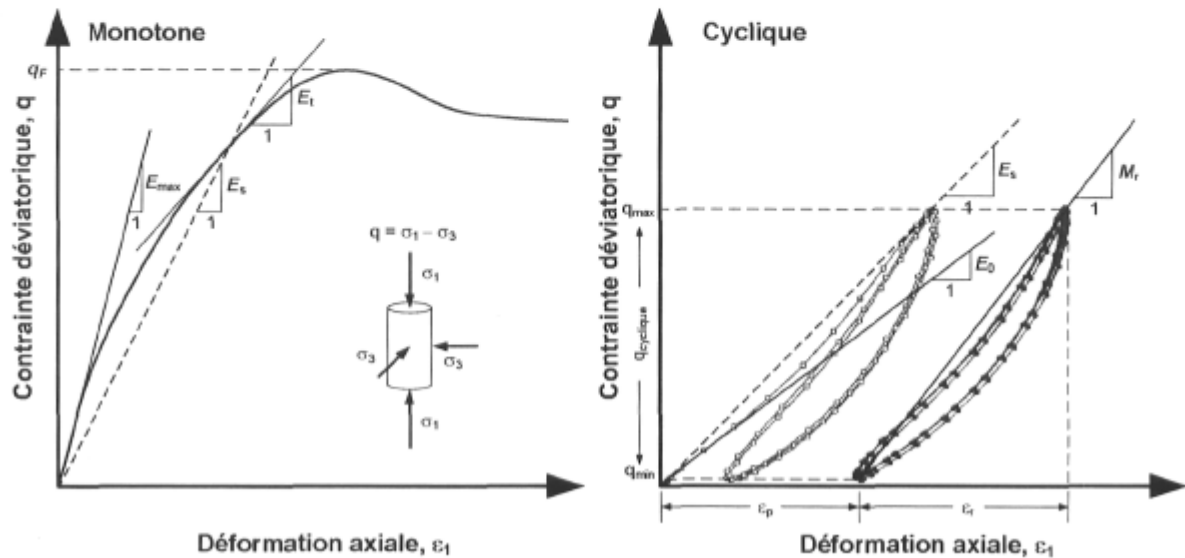


Figure 2.31 : Définition des modules élastiques lors d'essais triaxiaux monotone et cyclique.

Une approche novatrice pour l'analyse des essais triaxiaux à chargements répétés a été développée récemment par Konrad (2005) en utilisant les modules élastiques tangents sur la courbe contrainte – déformation au lieu du module réversible. En fait, il démontre que le module élastique tangent dépend essentiellement de la contrainte verticale cyclique appliquée sur l'échantillon.

### 2.7.3 Modélisation du comportement élastique non linéaire des matériaux granulaires et des sols

Deux approches ont été développées pour l'interprétation des essais triaxiaux à chargements répétés. Une première, basée sur le module  $M_r$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  (ou  $\nu_r$  selon le cas), et une seconde, qui utilise le module de



compressibilité volumétrique  $K$  et le module de cisaillement  $G$ . Par contre, une approche différente est utilisée en dynamique des sols pour interpréter les essais de cisaillement cyclique. Il s'agit d'une approche linéaire équivalente basée sur les courbes de réduction de module  $G/G_{\max}$  à l'aide de modèle hyperbolique.

#### *Représentation du comportement élastique non linéaire avec $M_r$*

En Amérique du Nord, les essais triaxiaux à chargements répétés sont effectués selon l'approche du SHRP selon le protocole d'essai SHRP-P46, AASHTO TP 46 (NCHRP 2004, AASHTO 1992, 1999). À partir de ces essais, une relation entre les niveaux de contraintes et le module réversible ( $M_r$ ) est obtenue par ajustement de courbe. Le tableau 2.6 résume les différents modèles développés au cours des années pour les matériaux granulaires alors que ceux des sols cohérents sont présentés dans le tableau 2.7 (Witczak et al. 1995; Thompson et al. 1998; Lekarp et al. 2000; Li et Selig 1994 et Konrad 2006). Tous ces modèles ont évolué à partir du modèle original  $K-\theta$  (Seed et al. 1967; Brown et Pell 1967; et Hicks et Monismith 1971) qui relie le module  $M_r$  et la contrainte volumique totale  $\theta$ , laquelle est égale à la somme des contraintes principale. Des paramètres de régression  $K_i$  sont utilisés pour ajuster le modèle aux données expérimentales.

#### *Représentation du comportement élastique non linéaire avec $K$ et $G$*

Le comportement élastique des sols en général peut être décomposé en une composante volumétrique et une composante en cisaillement qui tiennent compte indépendamment des modes de déformation de ces matériaux. Ainsi, les contraintes et les déformations (volumiques et déviatorique) sont données dans le cas triaxial par les équations suivantes :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad \varepsilon_d = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad [2.26]$$

où  $p$  est la contrainte volumique moyenne,  $q$  la contrainte déviatorique,  $\varepsilon_v$  la déformation volumétrique et  $\varepsilon_d$  la déformation déviatorique.

**Tableau 2.6 :** Modèles  $M_r$  existants utilisés pour décrire le comportement élastique non linéaire des matériaux granulaires de fondations.

Modèle	Sources
$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2}$	Dunlap (1963); Monismith et al. (1967)
$M_r = K_3 \theta^{K_4}$	Seed et al. (1967); Brown et Pell (1967)
$M_r = K_5 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{K_6} \left( \frac{q}{p_a} \right)^{K_7}$	Uzan (1985)
$M_r = K_8 \left( \frac{J_2}{\tau_{oct}} \right)^{K_9}$	Johnson et al. (1986)
$M_r = K_{10} p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{K_{11}} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{K_{12}}$	Witczak et Uzan (1988)
$M_r = K_{13} \left( \frac{p}{q} \right)^{K_{14}}$	Tam et Brown (1988)
$M_r = K_{15} \left( \theta_0^2 + \theta_p^2 \right)^{K_{16}} (1 + \tau_{oct})^{K_{17}} K_0^{-0.7}$ avec $K_{16} = 0.22(1 - P_{200})$ et $K_{17} = -0.34P_{200}$	Yang (1988)
$M_r = K_{18} p^{K_{19}} q^{K_{20}} \sigma_3^{K_{21}}$	Itani (1990)
$M_r = K_{22} q^{K_{23}} \sigma_3^{K_{24}}$	Pezo et Hudson (1994); Garg et Thompson (1997)
$M_r = K_{25} p_a \left( \frac{\theta - 3K_{28}}{p_a} \right)^{K_{26}} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + K_{29} \right)^{K_{27}}$	Andrei (1999)
$M_r = K_{30} p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{K_{31}} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{K_{32}}$	Yau et Von Quintus (2002)

La relation contrainte – déformations s'écrit alors sous une forme découplée :

$$p = K\varepsilon_v \qquad q = 3G\varepsilon_d \qquad [2.27]$$

où  $K$  est le module de compressibilité volumétrique et  $G$  le module de cisaillement.

**Tableau 2.7 :** Modèles  $M_r$  existants utilisés pour décrire le comportement élastique non linéaire des sols cohérents.

Modèle	Sources
$M_r = K_1 \theta^{K_2}$	Seed et al. (1967); Brown et Pell (1967)
$M_r = \begin{cases} K_3 + K_5(K_4 - q) & \text{pour } q < K_4 \\ K_3 - K_6(q - K_4) & \text{pour } q > K_4 \end{cases}$	Robnett et Thompson (1979)
$M_r = 10^{(K_7 - K_8 q)}$	Fredlund et al. (1977)
$M_r = 10^{\left( K_9 - K_{10} \left( \frac{q}{q_F} \right) \right)}$	Raymond et al. (1979)

Ces modules demeurent constants en élasticité linéaire. À très faibles déformations, les valeurs de  $G_{\max}$  et de  $K_{\max}$  sont alors utilisées. Cependant, lorsque les contraintes et les déformations sont importantes, les sols et les matériaux granulaires présentent un comportement élastique non linéaire. Ce comportement a été décrit par différents modèles comme le modèle de Boyce (Boyce 1980) qui a été modifié par Jouve et Elhannani (1994) et (Hornych et al. 1998) et le modèle contour de Brown et Pappin (1981 et 1985).

#### *Représentation du comportement élastique non linéaire des sols sous cisaillement cyclique*

En laboratoire, des essais de cisaillement cyclique sont utilisés pour déterminer la relation contrainte – déformation à différents niveaux de déformation (Ishihara 1996). Lors d'un premier chargement en cisaillement ou à très petites déformations en cisaillement sous sollicitations cycliques, le module de cisaillement  $G_{\max}$  est obtenu comme le montre la figure 2.32. Lorsque la contrainte en cisaillement est augmentée à  $\tau_1$ , le sol présente un comportement non linéaire caractérisé par un module de cisaillement sécant  $G_{s1}$ , ainsi de suite. L'énergie dissipée pour un cycle complet de chargement – déchargement est définie par l'aire sous la courbe d'hystérésis. Cette énergie dépend du coefficient d'amortissement visqueux du sol (Kramer 1996). Le ratio d'amortissement ou ratio d'amortissement hystérétique,  $\zeta$ ,

est le ratio entre le coefficient d'amortissement visqueux et le coefficient d'amortissement visqueux critique. Il est lié à l'énergie dissipée ( $W_D$ ) et à l'énergie de déformation ( $W_S$ ) donnée par l'aire hachurée sur la figure 2.32 :

$$\zeta = \frac{W_D}{4\pi W_S} \quad [2.28]$$

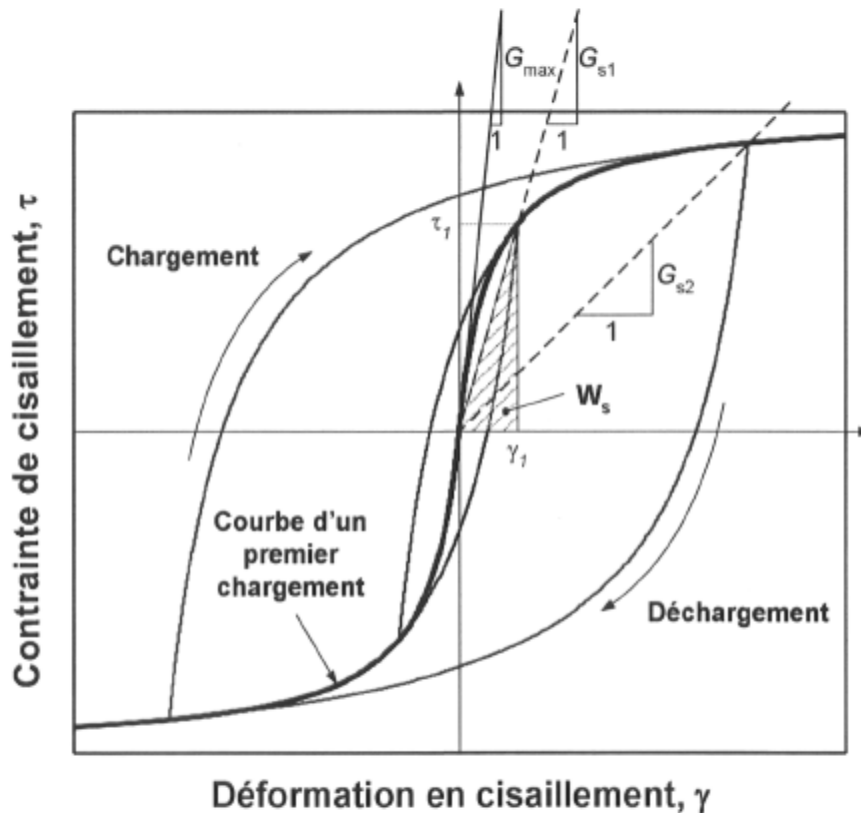


Figure 2.32 : Courbes contrainte – déformation sous sollicitation cyclique en cisaillement.

Ce comportement viscoélastique peut être représenté par deux propriétés soit le module de cisaillement et le ratio d'amortissement (Ishihara 1996). Différents modèles ont été proposés à cette fin, notamment pour l'analyse dynamique des sols sous sollicitation sismique. Le modèle hyperbolique (Kondner 1963; Seed et Idriss 1970; Hardin et Drnevich 1972a, 1972b) est certes l'un des modèles utilisés

pour l'analyse dynamique des sols. L'expression du module de cisaillement sécant sous chargement cyclique du modèle hyperbolique est la suivante :

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad \text{avec } G = \frac{\tau}{\gamma} \quad [2.29]$$

où  $\gamma_r$  est la déformation en cisaillement de référence donnée par  $\gamma_r = \tau_F/G_{\max}$ ,  $\tau_F$  est la résistance au cisaillement du sol,  $\tau$  la contrainte de cisaillement cyclique maximale appliquée et  $\gamma$  la déformation en cisaillement maximale mesurée.

Ramberg et Osgood (1943) ont proposé un modèle simple à trois paramètres pour décrire la relation non linéaire contrainte – déformation de différents métaux. Le modèle s'apparente au modèle hyperbolique. On retrouve dans Desai et Christian (1977) les équations pour la construction de Masing donnant la courbe d'hystérésis du modèle de Ramberg-Osgood. Darendali (2001) a proposé un modèle similaire à ce dernier qui intègre une adaptation de la règle de Masing pour déterminer le ratio d'amortissement.

Duncan et Chang (1970) et Duncan et *al.* (1980) ont développé un modèle simple qui combine l'influence de la pression de confinement sur le module d'Young initial ( $E_o$ ) et celle du niveau de déformation donnée par le modèle hyperbolique. De plus, ils ont établi le lien entre les paramètres du modèle hyperbolique et le critère de rupture Mohr-Coulomb du sol. Le modèle inclut aussi un module d'Young sécant associé au déchargement – rechargement. Le comportement volumique du sol est partiellement pris en compte. Le modèle de Duncan se limite à l'analyse des contraintes avant la rupture, il n'inclut pas les changements de volume causés par la dilatation.

*Courbe de réduction de module  $G/G_{max}$*

L'influence des déformations en cisaillement sur le module de cisaillement ( $G$ ) peut être mise en évidence par la courbe de réduction de module  $G/G_{max}$ , comme le montre la figure 2.33. Vucetic (1994) définit sur cette courbe le seuil de déformation élastique linéaire  $\gamma_{tl}$  de l'ordre de  $10^{-3}$  % (point B) et le seuil de déformation avec changement de volume  $\gamma_{tv}$  de l'ordre de  $10^{-2}$  % (point C). Au point A sous le seuil de déformation  $\gamma_{tl}$ , le comportement du sol est élastique linéaire, caractérisé par le module de cisaillement  $G_{max}$  et le ratio d'amortissement ( $\zeta$ ) est minimum. Entre ces deux seuils, le sol a un comportement élastique non linéaire. Ainsi, sous le seuil de déformation avec changement de volume  $\gamma_{tv}$ , les déformations volumiques demeurent faibles. Par contre, les déformations permanentes deviennent très importantes au-delà de ce seuil jusqu'au point D où le sol est à son état limite.

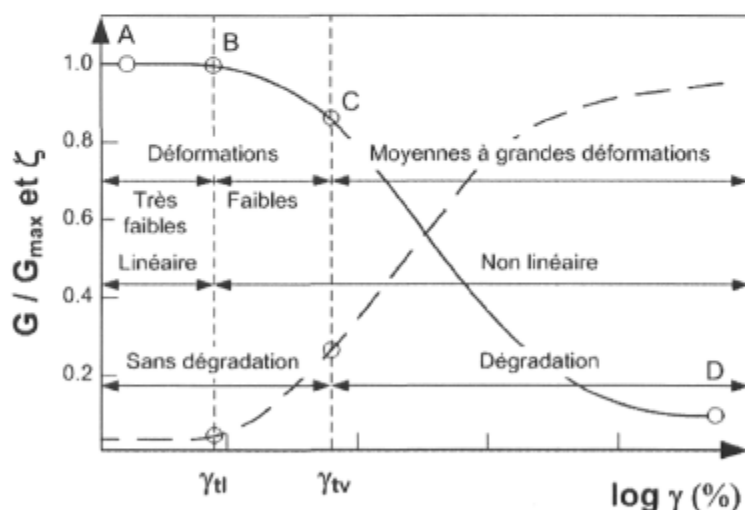


Figure 2.33 : Courbe de réduction de module de cisaillement sécant et courbe d'amortissement selon l'amplitude de la déformation cyclique de cisaillement (traduit et adapté de Vucetic 1994).

La courbe de réductions de module et celle du ratio d'amortissement ont été publiées par de nombreux chercheurs pour une grande variété de géomatériaux

allant des argiles aux graviers (Seed et Idriss 1970; Seed et *al.* 1986; Ishihara 1996; Lo Presti et *al.* 1997; Rollins et *al.* 1998; Darendeli 2001). Lorsque les déformations en cisaillement demeurent faibles et inférieures au seuil  $\gamma_{lv}$ , l'analyse dynamique du sol est réalisée grâce à la méthode linéaire équivalente en utilisant un module de cisaillement et un ratio d'amortissement compatibles avec le niveau de déformations associé à la sollicitation dynamique.

#### 2.7.4 Comportement mécanique des enrobés bitumineux

Un enrobé bitumineux est un mélange constitué de granulats et de liant hydrocarboné dans des proportions choisies. Le liant est principalement responsable de la cohésion alors que le squelette granulaire assure la rigidité de l'ensemble (Baaj 2002). Les propriétés viscoélastiques du liant sont conférées au mélange si bien que l'enrobé bitumineux est un matériau viscoélastique et thermoplastique (Francken 1977). Par conséquent, la fréquence de sollicitation et la température conditionnent le comportement des enrobés bitumineux. Le comportement mécanique est considéré comme linéaire viscoélastique lorsque les déformations sont faibles ( $\varepsilon_{axiale} < 10^{-4}$ ) (di Benedetto et de la Roche 1998). Le caractère viscoélastique de l'enrobé bitumineux est exprimé par un module complexe  $E^*$  où la composante réelle ( $E_r$ ) est associée à la partie élastique alors que la composante imaginaire ( $E_i$ ) reflète la partie visqueuse du matériau :

$$E^* = E_r + iE_i. \quad [2.29]$$

Des relations empiriques et des nomogrammes permettent d'évaluer le module complexe (ou le module dynamique  $|E^*|$ ) à une température et une fréquence de sollicitation spécifiques en tenant compte des caractéristiques du mélange (Huang 1993; di Benedetto et de la Roche 1998). D'autre part, des modèles rhéologiques ont aussi été proposés pour représenter le comportement viscoélastique linéaire des matériaux bitumineux. Parmi ces modèles, on retrouve notamment les

modèles de Burger, qui est couramment utilisé (Huang 1993), et celui de Huet-Seyagh développé en France. Le modèle de Voigt (Kelvin) est aussi utilisé pour simuler l'amortissement visqueux de géomatériaux. Ces modèles ont été développés dans un cadre où les déformations demeurent faibles et où le nombre de cycles de sollicitation s'avère réduit, si bien que la fatigue (fissuration) et les phénomènes de déformabilité (grandes déformations et orniérage) ne soient pas considérés.

Di Benedetto et de la Roche (1998) classent les essais de laboratoire en des essais homogènes et des essais non homogènes. Les essais homogènes (essais triaxiaux) permettent d'accéder directement aux contraintes et aux déformations, et donc, à la loi de comportement. Par contre, les essais non homogènes (essais de flexion de poutre) nécessitent une loi de comportement définie a priori et la prise en compte de la géométrie de l'échantillon pour calculer les paramètres de la loi de comportement. Baaj (2002) présente une revue des essais de laboratoire pour caractériser le comportement mécanique des enrobés bitumineux.

## **2.8 Conclusion**

Le déflectomètre à masse tombante est un appareil d'essai non destructif conçu pour reproduire, à l'aide d'un impact sur un disque en contact avec le revêtement, la charge correspondant à une roue de camion en mouvement et à mesurer, au même moment, les déflexions générées à la surface de la chaussée.

Actuellement, l'interprétation des mesures de déflexion du FWD est accomplie à l'aide d'approches statiques (élastiques linéaires et non linéaires) qui considèrent que les conditions de chargement sont statiques, bien qu'elles soient dynamiques. Une telle simplification introduit une erreur systématique qui limite la détermination de modules représentatifs du comportement mécanique des couches de la chaussée.



La revue de la documentation a révélé que peu d'études ont abordé la question de la vérification de la méthode dynamique pour l'analyse des essais FWD sur des sites expérimentaux, bien que les développements théoriques de la méthode aient été importants au cours des dernières décennies. De telles études sur des sites expérimentaux, dont les propriétés géotechniques des sols ont été caractérisées, sont nécessaires pour améliorer l'évaluation structurale des chaussées flexibles au moyen des essais FWD

À ce jour, il n'est pas clairement établi dans quelle mesure l'analyse dynamique est justifiée pour l'interprétation des essais FWD. Des résultats obtenus sur quelques sites expérimentaux suggèrent que la négligence des effets dynamiques de l'impact du FWD ne met pas en péril, d'un point de vue pratique, l'évaluation structurale des chaussées. D'ailleurs, les résultats théoriques de Chen (1987) supportent cet argument quant au dimensionnement des chaussées vis-à-vis la fissuration par fatigue associée aux déformations en traction à la base du revêtement. Par contre, d'autres études théoriques concluent que l'analyse des mesures du FWD par des méthodes dynamiques est avantageuse puisqu'elle prend en compte la physique de l'essai. Par conséquent, la méthode dynamique procure de « meilleurs » modules, elle permet de mieux identifier les facteurs qui influencent le comportement structural de la chaussée et elle offre de nouvelles possibilités pour extraire plus d'informations à partir des historiques de déflexions. De plus, des études expérimentales ont montré que les meilleures coïncidences entre les déformations prédites et mesurées ont été obtenues en dynamique avec des codes numériques qui utilisent l'historique de chargement du FWD (Hildebrand 2002). Il y a donc lieu de poursuivre la comparaison des résultats entre les deux approches d'analyse des essais FWD afin de préciser leurs avantages et leurs limitations.

Une telle démarche est d'autant plus importante que le comportement des matériaux de chaussée est complexe. En effet, le caractère viscoélastique du revêtement en enrobé bitumineux des chaussées flexibles ne peut pas être

considéré dans la méthode statique, alors que c'est l'élément de la chaussée où les contraintes dues au trafic sont les plus importantes.

## Chapitre 3

# Propagation des ondes dans un milieu solide multicouche axisymétrique : Méthode des éléments spectraux

### 3.1 Introduction

Les méthodes actuelles développées pour la simulation dynamique des essais FWD reposent sur la théorie de l'élastodynamique (Achenbach 1999) généralement appliquée en conditions axisymétriques, et parfois, en conditions tridimensionnelles (Uddin 2002). Des méthodes analytiques ont été proposées pour les cas simples où une charge harmonique est appliquée sur une plaque circulaire ou ponctuellement à la surface d'un milieu semi-infini (Lamb 1904; Quinlan 1953; Miller et Pursey 1955; Mitra 1964; Pekeris 1955; Foinquinos Mera 1995). Par contre, des méthodes semi-analytiques (Bastiani 1962; Avramesco 1966; Kausel et Roëssel 1981; Chen, 1987; Magnuson et *al.* 1991; Stolle 1991; Kausel, 2000; Guzina et Pak 2001; Liang et Zeng, 2002; Al-Khoury 2002; Marina et Matsui 2004) ou numériques (Zaghloul et White 1993; Scarpas et *al.* 1997; Uddin 2002, Saad et *al.* 2005) sont nécessaires pour résoudre les cas à géométrie plus complexe comme celui d'un milieu multicouche.

Dans le cadre de cette recherche, la méthode des éléments spectraux (Doyle 1997 et Al-Khoury 2002) a été retenue pour la simulation des essais FWD. Cette méthode semi-analytique a été utilisée pour développer un nouveau programme

d'analyse dynamique des milieux multicouches. Ce programme se nomme ADCES, Analyse Dynamique des Chaussées par Éléments Spectraux.

Ce chapitre présente la méthode des éléments spectraux utilisée pour simuler l'essai FWD sur un milieu multicouche en condition axisymétrique. De nouveaux éléments spectraux viscoélastiques sont formulés pour le revêtement en enrobé bitumineux, à l'aide du modèle rhéologique de Huet-Sayegh notamment. Le programme ADCES, qui intègre ces nouveaux éléments viscoélastiques, est ensuite décrit. Par la suite, les principaux aspects de l'analyse dynamique à l'aide du programme FLAC (Cundall et Board 1988) sont présentés pour fins de vérification. Finalement, les résultats de simulation dynamique des essais FWD à l'aide du programme ADCES sont vérifiés avec ceux du programme FLAC et aussi du programme CESAR-LCPC. Notons que les annexes G et H rappellent respectivement les notions de la théorie élastodynamique et la détermination des solutions particulières de l'équation de mouvement à l'aide de la décomposition d'Helmholtz.

### **3.2 Présentation de la méthode des éléments spectraux appliquée à la propagation des ondes dans un milieu multicouche axisymétrique.**

La méthode des éléments spectraux a été introduite en mécanique des fluides par Patera (1984) en combinant la méthode des éléments finies et les méthodes spectrales. Les méthodes spectrales (Gottfried et Orszag 1983) servent à solutionner les équations différentielles par leur expansion en une série de fonctions spectrales grâce aux méthodes de transformation dans le domaine des fréquences. Plus récemment, Komatitsch et Tromp (2002) ont utilisé la méthode des éléments spectraux pour l'analyse numérique de la propagation des ondes sismiques à l'aide d'un modèle global tridimensionnelle de la terre. Dolye (1988) et Doyle et Farris (1990) ont utilisé cette méthode pour l'analyse dynamique des

structures. Rizzi et Doyle (1992) ont étendu la méthode aux solides multicouches en conditions planes. Une présentation détaillée de la méthode des éléments spectraux pour les structures se retrouve dans Doyle (1997).

Ensuite, Al-Khoury et *al.* (2001a, 2001d, 2002a, 2002b) et Al-Khoury (2002) de l'Université de Delft ont mis au point des éléments spectraux pour des milieux multicouches solides, viscoélastiques, poroélastiques saturés en conditions axisymétriques. Aussi, ils ont considéré le cas où la rigidité du sol croît avec la profondeur. Ils ont par la suite développé le programme LAMDA où cette méthode a été implémentée pour la simulation dynamique des essais FWD. Al-Khoury et *al.* (2001b et 2001c) et Al-Khoury (2002) ont finalement combiné la méthode des éléments spectraux avec différents algorithmes d'inversion dans le domaine des fréquences. L'algorithme hybride de Powell (Scales 1985) s'est avéré le plus performant pour le traitement des mesures de déflexion du FWD.

Cependant, la méthode des éléments spectraux n'a pas encore fait l'objet d'une utilisation en vue de l'analyse d'essais FWD réels; les travaux des chercheurs de l'Université de Delft s'étant limités aux traitements de données synthétiques. Par conséquent, il y a lieu de poursuivre la démarche entreprise en appliquant ces développements majeurs sur des données expérimentales. L'originalité de cette recherche consiste notamment à vérifier les résultats de l'analyse dynamique du FWD à l'aide de la méthode des éléments spectraux pour des essais effectués sur des chaussées flexibles.

L'un des éléments essentiels à cette méthode est l'utilisation de la transformée de Fourier afin de résoudre les équations de mouvement dans le domaine des fréquences. Une autre particularité de la méthode consiste à effectuer une sommation sur les nombres d'onde pour tenir compte de la contribution des différents modes de vibration sur le mouvement total au lieu d'effectuer une intégration numérique sur un domaine infini.

La présentation de la méthode des éléments spectraux s'inspire naturellement des travaux récents d'Al-Khoury et *al.* (2001a) et Al-Khoury (2002) pour les milieux multicouches en conditions axisymétriques. Dans ce chapitre, le développement des équations est explicité et une vérification des prédictions de la méthode est ensuite présentée pour les déplacements, les contraintes et les déformations. De plus, un nouveau programme FORTRAN appelé ADCES (Analyse Dynamique des Chaussées par Éléments Spectraux) a été développé dans cette recherche à l'aide de la méthode des éléments spectraux pour l'analyse dynamique des essais FWD. Ce programme permet de déterminer les déplacements, les contraintes et les déformations sous l'impact du FWD sur une chaussée. Aussi, il intègre une série d'éléments spectraux viscoélastiques pour représenter notamment le comportement mécanique des enrobés bitumineux. Finalement, il est utilisé comme modèle direct dans une approche d'inversion, présentée au chapitre 4, et à cette fin, il permet d'accommoder les historiques de déflexions et de chargement collectés par différents équipements FWD (Carl Bro et Dynatest).

### **3.2.1 Justification du choix de la méthode des éléments spectraux**

La méthode des éléments spectraux a été retenue dans cette recherche pour les raisons suivantes : cette méthode semi-analytique allie une solution exacte de l'équation de mouvement pour décrire la propagation des ondes sous l'impact d'un chargement transitoire et l'organisation matricielle des éléments finis. D'une part, cette solution s'appuie sur une représentation exacte de la masse au sein de la matrice de rigidité d'une façon similaire à la matrice de complaisance proposée par Thomson (1950) et Haskell (1953) ou la formulation continue de la matrice de rigidité proposée par Kausel et Roësset (1981). Cette méthode évite donc de recourir à une subdivision des couches en sous-couches comme le requiert la méthode des couches minces introduite par Lysmer (1970) et généralisée par Kausel et Roësset (1981). D'autre part, l'organisation matricielle qui permet de représenter facilement un système multicouche, conduit simplement à résoudre un

système d'équations linéaires (de nombres complexes), et évitant ainsi la manipulation d'une fonction de complaisance de forme transcendante qui nécessite des techniques spéciales pour déterminer les racines complexes de polynômes.

De plus, la solution de l'équation de mouvement est obtenue élégamment à l'aide de la méthode des éléments spectraux en effectuant une double sommation sur les nombres d'onde et les fréquences optimisant ainsi le temps de calcul comparativement aux méthodes qui requièrent une intégration sur un domaine infini. Encore mieux, sa formulation est appropriée tant pour l'analyse de la propagation des ondes dans le champ proche que pour le champ éloigné du point de chargement (Al-Khoury 2002). La résolution de l'équation de mouvement dans le domaine des fréquences permet d'intégrer facilement des modèles rhéologiques viscoélastiques décrivant le comportement des enrobés bitumineux.

Cependant, la méthode considère un domaine fini au lieu d'un domaine infini, dont la dimension radiale doit être ajustée pour permettre à toutes les composantes du signal de se propager. Cette dimension est déterminée préalablement par la composante la moins rapide et elle est liée à la durée du signal.

### 3.2.2 Transformée de Fourier

La transformée de Fourier est utilisée pour convertir la variable indépendante du temps  $t$  dans le domaine des fréquences  $f$ . D'une part, la transformée de Fourier directe  $\mathfrak{F}$  d'une fonction réelle  $C(t)$  définie sur le domaine du temps compris entre  $-\infty$  à  $+\infty$  d'une variable réelle  $t$ , s'écrit par la transformation suivante :

$$\hat{C}(\omega) = \mathfrak{F}(C(t)) = \int_{-\infty}^{+\infty} C(t)e^{-i\omega t} dt \quad [3.1]$$

où  $\omega$  est la fréquence angulaire,  $\hat{C}(\omega)$  la fonction complexe de la transformée de Fourier directe de  $C(t)$ . Notons que l'accent circonflexe (^) indique que l'expression est dans le domaine des fréquences. D'autre part, la transformée de Fourier inverse  $\mathfrak{F}^{-1}$  d'une fonction complexe  $\hat{C}(\omega)$  d'une variable réelle  $\omega$  est la fonction :

$$C(t) = \frac{1}{2\pi} \mathfrak{F}^{-1}(\hat{C}(\omega)) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \hat{C}(\omega) e^{i\omega t} dt \quad [3.2]$$

Seddon (1951) présente plus en détails les caractéristiques et les propriétés de base de la transformée de Fourier. L'une des propriétés-clés de la transformée de Fourier est la relation entre la transformation d'une fonction et la dérivée de cette fonction. En effet, la transformée de Fourier de la dérivée d'ordre  $j$  la fonction  $C(t)$ , notée  $C^j(t)$ , devient simplement dans le domaine des fréquences :

$$\mathfrak{F}(C^j(t)) = (i\omega)^j \int_{-\infty}^{+\infty} C(t) e^{-i\omega t} dt = (i\omega)^j \hat{C}(\omega). \quad [3.3]$$

D'un point de vue expérimental, le signal donné par la fonction  $C(t)$  est généralement enregistré à des pas de temps discrets sur un intervalle de temps fini. Dans ce cas, la transformée de Fourier discrète peut être utilisée. Les définitions des transformées de Fourier discrètes directe et inverse s'écrivent (Doyle 1997) :

$$\hat{C}(\omega_n) = \mathfrak{F}(C(t_m)) \approx \Delta t \sum_{n=1}^N C(t_m) e^{-i\omega_n t_m} \quad [3.4]$$

$$C(t_m) = \mathfrak{F}^{-1}(\hat{C}(\omega_n)) \approx \frac{1}{T} \sum_{n=1}^N \hat{C}(\omega_n) e^{i\omega_n t_m}, \quad [3.5]$$



où les indices  $m$  et  $n$  indiquent que les fonctions  $C(t)$  et  $\hat{C}(\omega)$  sont discrètes et  $N$  est le nombre d'observations. La transformée de Fourier discrète peut être calculée de façon efficiente grâce à la transformée rapide de Fourier, notée FFT (*Fast Fourier Transform*). De plus amples explications sont fournies par Brigham (1988). Notons que la FFT d'un signal est symétrique par rapport au point milieu ( $N/2$ ) correspondant à la fréquence de Nyquist, qui est donnée par :

$$f_{\text{Nyquist}} = \frac{N}{2T} = \frac{1}{2\Delta t} = \frac{N\Delta f}{2}, \quad [3.6]$$

si bien que seulement  $N_y = N/2$  fréquences sont nécessaires pour décrire, sans perte d'information, le signal dans le domaine du temps (Doyle 1997). Puisqu'un signal peut être transformée d'un domaine à l'autre à l'aide de la transformée de Fourier, notamment à l'aide de l'algorithme de la FFT, la notation d'équivalence suivante sera utilisée par la suite :

$$\mathfrak{I}(C(t)) \Leftrightarrow \hat{C}(\omega)e^{i\omega t} \equiv \hat{C}e^{i\omega t} \quad [3.7a]$$

$$\mathfrak{I}(C'(t)) \Leftrightarrow i\omega\hat{C}(\omega)e^{i\omega t} \equiv i\omega\hat{C}e^{i\omega t} \quad [3.7b]$$

$$\mathfrak{I}(C''(t)) \Leftrightarrow -\omega^2\hat{C}(\omega)e^{i\omega t} \equiv -\omega^2\hat{C}e^{i\omega t} \quad [3.7c]$$

où  $\Leftrightarrow$  signifie l'équivalence entre les deux formes d'écriture.

Étant donnée que la FFT est périodique, des zéros doivent être ajoutés avant ou après le signal afin de minimiser les distorsions associées à la représentation d'un signal infini par un nombre fini d'échantillons sur une période finie (Stolle et Peiravian 1996; Doyle 1997).

### 3.2.3 Définition du problème dynamique de l'essai FWD en conditions axisymétriques

Un problème de propagation des ondes peut s'exprimer de façon générale sous la représentation spectrale suivante (Doyle 1997) :

$$u(r, t) = \frac{1}{A} \sum_{n=0}^{N-1} \sum_{m=1}^M \hat{P}_n \hat{H}_n(k_m r) e^{i\omega_n t} \quad [3.8]$$

où  $u$  est le déplacement,  $r$  la position,  $t$  le temps,  $k_m$  les nombres d'onde,  $\omega_n$  les fréquences angulaires,  $\hat{P}_n$  le spectre d'amplitude du chargement et  $\hat{H}_n$  la fonction de complaisance du système,  $N$  le nombre d'échantillon dans le temps ou en fréquence et  $M$  le nombre d'échantillons dans l'espace. Les formes particulières de  $\hat{H}_n$  et de  $k_m$  sont déterminées par l'analyse des équations de mouvement et les conditions aux frontières.

Les conditions de chargement particulières du FWD suggèrent que la propagation des ondes soit axisymétrique en raison de sa plaque de chargement circulaire (Al-Khoury et *al.* 2001a). Cette hypothèse permet de simplifier les équations puisque la composante tangentielle du déplacement devient nulle sous ces conditions.

Plus particulièrement, le problème de l'essai FWD consiste à décrire la propagation des ondes dans un milieu solide homogène isotrope axisymétrique à la surface duquel une charge transitoire est appliquée. Pour ce faire, considérons le milieu semi-infini en coordonnées cylindriques illustré sur la figure 3.1.

Une charge  $Q(t)$  est appliquée normalement sur une plaque circulaire à la surface du milieu et varie dans le temps. La pression  $q(r, t)$  correspondante est :

$$q(r, t) = \frac{Q(t)}{A} S(r), \quad [3.9]$$

où  $A$  est l'aire de la plaque et  $S(r)$  la distribution spatiale de la pression sous la plaque. Le terme  $Q(t)/A$  représente la pression moyenne.

La solution de ce problème est obtenue en résolvant l'équation d'Helmholtz et en déterminant les solutions particulières aux fonctions de potentiel.

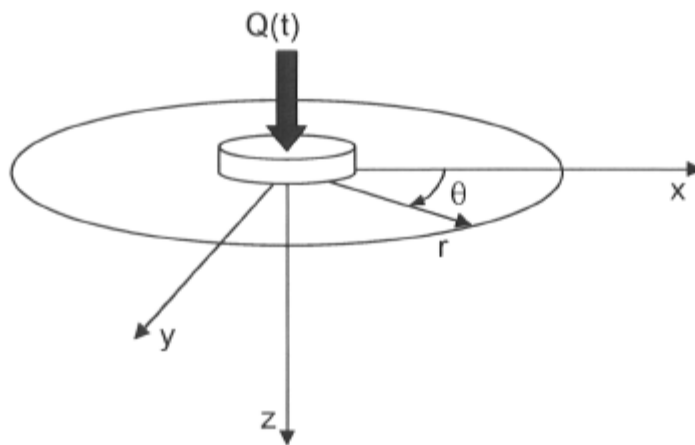


Figure 3.1 : Représentation du problème de l'essai FWD pour un milieu semi-infini en coordonnées cylindriques

### 3.2.4 Solutions particulières des potentiels scalaire et vectoriel

Rappelons que l'équation de Navier (équation 2.23, §2.6.1) peut s'exprimer en termes des potentiels scalaire  $\phi$  et vectoriel  $\psi$  à l'aide de la décomposition d'Helmholtz (annexe G, équation G.27). Les solutions particulières de ces potentiels doivent être déterminées pour résoudre l'équation de mouvement pour le problème axisymétrique des essais FWD. Ces solutions sont obtenues à partir de l'équation de mouvement afin d'éviter toute hypothèse quant à la façon dont se propagent les ondes dans les directions radiale ( $r$ ) et verticale ( $z$ ).

Les solutions particulières pour le potentiel scalaire  $\hat{\phi}(r, z)$  et le potentiel vectoriel  $\hat{\psi}(r, z)$  sont données respectivement par (annexe H) :

$$\hat{\phi}(r, z) = A_c e^{-izk_{pz}} J_0(kr) \quad [3.10]$$

$$\hat{\psi}(r, z) = B_c e^{-izk_{sz}} J_1(kr). \quad [3.11]$$

Comme le fait remarquer Al-Khoury (2002), il est intéressant d'observer que ces deux équations représentent des ondes qui décroissent de façon exponentielle dans la direction verticale et se propagent horizontalement selon le mode d'oscillation des fonctions de Bessel. Physiquement, cela signifie que l'énergie radie dans un système axisymétrique comme dans le cas d'un système tridimensionnel suivant le principe de radiation d'Huyghen (Achenbach 1999). Numériquement, une telle propriété élimine substantiellement l'influence du ratio d'amortissement utilisé pour représenter l'amortissement hystérétique linéaire dans une analyse dynamique élastique linéaire équivalente, comme c'est le cas avec la méthode des éléments spectraux (Al-Khoury 2002).

### 3.2.5 Formulation des éléments spectraux axisymétriques élastiques

La méthode des éléments spectraux (Doyle 1997) est utilisée pour la formulation d'éléments spectraux axisymétriques élastiques. Deux types d'élément sont nécessaires pour modéliser un milieu multicouche. Le premier type d'élément, dit élément spectral de couche, correspond à une couche dont l'épaisseur est finie et possède donc deux nœuds associés aux deux interfaces. Le deuxième type d'élément, dit élément spectral de couche semi-infinie, correspond à une couche dont l'épaisseur est semi-infinie et possède donc seulement un nœud associé à la seule interface de la couche.

### 3.2.5.1 Élément spectral de couche

L'élément à deux nœuds, illustré sur la figure 3.2, consiste graphiquement en deux surfaces circulaires parallèles et espacées d'une distance  $h$  correspondant à l'épaisseur de la couche. Ainsi, ces deux surfaces confinent le mouvement des ondes. Cet élément est physiquement défini par un nœud au centre de symétrie de chacune des surfaces qui dispose de deux degrés de liberté : l'un radial et l'autre vertical. Ainsi, les déplacements radial ( $u$ ) et vertical ( $w$ ) au nœud 1 sont identifiés par l'indice 1, alors qu'au nœud 2, ils sont identifiés par l'indice 2. Notons qu'à ces nœuds des forces externes peuvent être appliquées. Cet élément s'étend horizontalement jusqu'à une distance finie  $r = R$  où l'on admet a priori qu'il n'y a plus de vibration, tel que discuté plus loin.

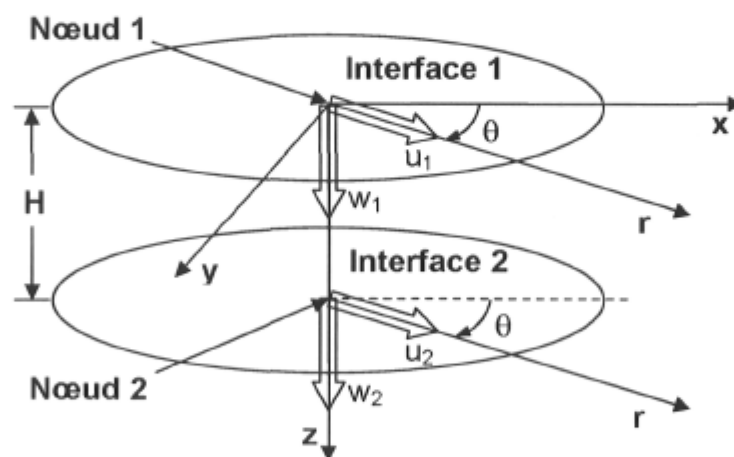


Figure 3.2 : Élément spectral de couche d'épaisseur  $h$  en conditions axisymétriques.

La réaction en tous points de l'élément est déterminée par la superposition des ondes incidentes et des ondes réfléchies. Les ondes incidentes sont générées par une force externe appliquée sur une des interfaces. Elles se propagent jusqu'à ce qu'elles rencontrent une autre interface horizontale là où les ondes réfléchies se développent. Ces dernières se propagent dans la direction des  $z$  négatifs. Les potentiels donnés par les équations 3.10 et 3.11 doivent être modifiés pour tenir

compte à la fois des ondes incidentes et des ondes réfléchies. Ainsi, ces potentiels peuvent s'écrire comme suit :

$$\hat{\phi}(r, z, k) = (A_c e^{-izk_{pz}} + C_c e^{-i(H-z)k_{pz}}) J_0(kr), \quad [3.12a]$$

$$\hat{\psi}(r, z, k) = (B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}}) J_1(kr). \quad [3.12b]$$

où  $H$  est l'épaisseur de l'élément. Le premier terme entre parenthèse dans ces deux équations représente l'onde incidente qui se propage à partir de  $z = 0$  et le second terme représente l'onde réfléchie à l'interface  $z = H$ .

On peut montrer que les expressions des déplacements spectraux unitaires en directions radiale et verticale sont données respectivement par (annexe G) :

$$\hat{u}(r, z, k) = \begin{pmatrix} -A_c k e^{-izk_{pz}} - C_c k e^{-i(H-z)k_{pz}} \\ + iB_c k_{sz} e^{-izk_{sz}} - iD_c k_{sz} e^{-i(H-z)k_{sz}} \end{pmatrix} J_1(kr), \quad [3.13a]$$

$$\hat{w}(r, z, k) = \begin{pmatrix} -iA_c k_{pz} e^{-izk_{pz}} + iC_c k_{pz} e^{-i(H-z)k_{pz}} \\ + B_c k e^{-izk_{sz}} + D_c k e^{-i(H-z)k_{sz}} \end{pmatrix} J_0(kr). \quad [3.13b]$$

Le développement des deux équations précédentes est démontré à l'annexe H.

Aux nœuds de l'élément montré sur la figure 3.2, posons les déplacements radial et vertical égaux à  $u_1$  et  $w_1$  à  $z = 0$  et à  $u_2$  et  $w_2$  à  $z = H$ . En appliquant ces conditions aux équations 3.13, la relation matricielle suivante est obtenue entre les coefficients  $A_c$ ,  $B_c$ ,  $C_c$  et  $D_c$  et les déplacements nodaux :

$$\begin{Bmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{w}_1 \\ \hat{u}_2 \\ \hat{w}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -k & ik_{sz} & -k e^{-iHk_{pz}} & -ik_{sz} e^{-iHk_{sz}} \\ -ik_{pz} & k & ik_{pz} e^{-iHk_{pz}} & k e^{-iHk_{sz}} \\ -k e^{-iHk_{pz}} & ik_{sz} e^{-iHk_{sz}} & -k & -ik_{sz} \\ -ik_{pz} e^{-iHk_{pz}} & k e^{-iHk_{sz}} & ik_{pz} & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \\ C_c \\ D_c \end{Bmatrix}. \quad [3.15]$$

où seulement y figurent les termes liés à la profondeur alors que les termes des fonctions de Bessel ( $J_0(kr)$  et  $J_1(kr)$ ) sont reportés dans la solution finale (éq. 3.52 et 3.53). Ce système d'équation peut s'écrire sous la notation matricielle suivante :

$$\hat{\mathbf{D}} = \hat{\mathbf{A}}\hat{\mathbf{C}}, \quad [3.16]$$

où  $\hat{\mathbf{D}}$  est le vecteur des déplacements nodaux,  $\hat{\mathbf{A}}$  est la matrice carrée  $4 \times 4$  et  $\hat{\mathbf{C}}$  est le vecteur des coefficients. En isolant le vecteur des coefficients, le système d'équations devient :

$$\hat{\mathbf{C}} = \hat{\mathbf{A}}^{-1}\hat{\mathbf{D}}. \quad [3.17]$$

Notons que le vecteur des coefficients  $\hat{\mathbf{C}}$  de cette équation correspond à la fonction de forme dans les méthodes conventionnelles d'éléments finis. Cependant, cette fonction est déterminée dans le cas des éléments spectraux sur la base d'une solution explicite de l'équation d'onde procurant une distribution exacte de la masse. Par conséquent, un seul élément est nécessaire pour décrire le comportement dynamique d'une couche de matériau. Les coefficients  $A_c$ ,  $B_c$ ,  $C_c$  et  $D_c$  du vecteur  $\hat{\mathbf{C}}$  sont déterminés en terme des quatre déplacements nodaux  $\{\hat{u}_1, \hat{w}_1, \hat{u}_2, \hat{w}_2\}^T$  et cela requiert le calcul de l'inverse de la matrice  $\hat{\mathbf{A}}$  donné par :

$$\hat{\mathbf{A}}^{-1} = \hat{\mathbf{B}} = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{13} & B_{14} \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} & B_{24} \\ B_{13} & -B_{14} & B_{11} & -B_{12} \\ -B_{23} & B_{24} & -B_{21} & B_{22} \end{bmatrix} \quad [3.18]$$

$$B_{11} = \frac{k}{\Delta} \left\{ k^2 Q_{21} + k_{pz} k_{sz} \left( Q_{22} - 2e^{-iHk_{pz}} e^{-iHk_{sz}} \right) \right\}$$

$$B_{12} = \frac{ik_{sz}}{\Delta} \left\{ k^2 \left( 2e^{-iHk_{pz}} e^{-iHk_{sz}} - Q_{22} \right) - k_{pz} k_{sz} Q_{21} \right\}$$

$$B_{13} = \frac{k}{\Delta} \left\{ -k^2 e^{-iHk_{pz}} Q_{21} + k_{pz} k_{sz} \left( e^{-iHk_{pz}} Q_{22} - 2e^{-iHk_{sz}} \right) \right\}$$

$$B_{14} = \frac{ik_{sz}}{\Delta} \left\{ k^2 \left( 2e^{-iHk_{sz}} - e^{-iHk_{pz}} Q_{22} \right) + k_{pz} k_{sz} e^{-iHk_{pz}} Q_{21} \right\}$$

$$B_{21} = \frac{ik_{pz}}{\Delta} \left\{ k^2 \left( Q_{12} - 2e^{-iHk_{pz}} e^{-iHk_{sz}} \right) + k_{pz} k_{sz} Q_{11} \right\}$$

$$B_{22} = \frac{k}{\Delta} \left\{ -k^2 Q_{11} + k_{pz} k_{sz} \left( 2e^{-iHk_{pz}} e^{-iHk_{sz}} - Q_{12} \right) \right\}$$

$$B_{23} = \frac{ik_{pz}}{\Delta} \left\{ k^2 \left( e^{-iHk_{sz}} Q_{12} - 2e^{-iHk_{pz}} \right) - k_{pz} k_{sz} e^{-iHk_{sz}} Q_{21} \right\}$$

$$B_{24} = \frac{k}{\Delta} \left\{ k^2 e^{-iHk_{sz}} Q_{11} + k_{pz} k_{sz} \left( 2e^{-iHk_{pz}} - e^{-iHk_{sz}} Q_{12} \right) \right\}$$

et  $\Delta$  est l'équation caractéristique de l'élément spectral de couche définie par :

$$\Delta = 2k^2 k_{pz} k_{sz} \left( 4e^{-iHk_{pz}} e^{-iHk_{sz}} - Q_{12} Q_{22} \right) - \left( k_{pz}^2 k_{sz}^2 + k^4 \right) Q_{11} Q_{21},$$

$$Q_{11} = 1 - e^{-2iHk_{pz}}, \quad Q_{21} = 1 - e^{-2iHk_{sz}}, \quad Q_{12} = 1 + e^{-2iHk_{pz}}, \quad Q_{22} = 1 + e^{-2iHk_{sz}}.$$

Par ailleurs, les contraintes dans le milieu axisymétrique (équations G.20) peuvent également être exprimées par les solutions particulières des fonctions de potentiels (équations 3.13) simplement en substituant les déplacements donnés par les équations 3.14 dans les équations du tenseur des contraintes fourni à l'annexe G. Ainsi, les contraintes normale et de cisaillement sont données dans le domaine des fréquences pour cet élément spectral par :

$$\hat{\sigma}_{zz}(r, z, k) = G \left( \begin{array}{c} -A_c (k_{sz}^2 - k^2) e^{-izk_{pz}} - 2iB_c k k_{sz} e^{-izk_{sz}} \\ -C_c (k_{sz}^2 - k^2) e^{-i(H-z)k_{pz}} + 2iD_c k k_{sz} e^{-i(H-z)k_{sz}} \end{array} \right) J_0(kr), \quad [3.19a]$$

$$\hat{\sigma}_{rz}(r, z, k) = G \left( \begin{array}{c} 2iA_c k k_{pz} e^{-izk_{pz}} + B_c (k_{sz}^2 - k^2) e^{-izk_{sz}} \\ -2iC_c k k_{pz} e^{-i(H-z)k_{pz}} + D_c (k_{sz}^2 - k^2) e^{-i(H-z)k_{sz}} \end{array} \right) J_1(kr). \quad [3.19b]$$



L'égalité suivante doit être utilisée pour des fins de simplification :

$$V_s^2 = V_p^2 \frac{G}{\lambda + 2G}. \quad [3.20]$$

Quant aux tractions appliquées sur une frontière de l'élément  $T_i$ , elles peuvent être reliées aux contraintes normales et de cisaillement ( $\sigma_{zz}$  et  $\sigma_{rz}$ ) aux nœuds de l'élément à l'aide du principe de Cauchy (équation G.1) :

$$\begin{Bmatrix} T_{r1} \\ T_{z1} \\ T_{r2} \\ T_{z2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\sigma_{rz1} \\ -\sigma_{zz1} \\ \sigma_{rz2} \\ \sigma_{zz2} \end{Bmatrix}. \quad [3.21]$$

Maintenant en substituant les équations 3.19 dans l'équation 3.21 sous forme spectrale, on obtient :

$$\begin{Bmatrix} \hat{T}_{r1} \\ \hat{T}_{z1} \\ \hat{T}_{r2} \\ \hat{T}_{z2} \end{Bmatrix} = G \begin{bmatrix} -2ikk_{pz} & -(k_{sz}^2 - k^2) & 2ikk_{pz} e^{-iHk_{pz}} & -(k_{sz}^2 - k^2) e^{-iHk_{sz}} \\ (k_{sz}^2 - k^2) & 2ikk_{sz} & (k_{sz}^2 - k^2) e^{-iHk_{pz}} & -2ikk_{sz} e^{-iHk_{sz}} \\ 2ikk_{pz} e^{-iHk_{pz}} & (k_{sz}^2 - k^2) e^{-iHk_{sz}} & -2ikk_{pz} & (k_{sz}^2 - k^2) \\ -(k_{sz}^2 - k^2) e^{-iHk_{pz}} & -2ikk_{sz} e^{-iHk_{sz}} & -(k_{sz}^2 - k^2) & 2ikk_{sz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \\ C_c \\ D_c \end{Bmatrix} \quad [3.22]$$

En notant la matrice  $4 \times 4$  dans l'équation précédente (3.22) par  $\hat{L}$  et en substituant l'équation 3.17 dans l'équation 3.22, la relation suivante est obtenue entre les contraintes externes de traction et les déplacements nodaux :

$$\hat{t} = (G\hat{L}\hat{A}^{-1})\hat{D} \quad [3.23]$$

L'expression entre parenthèses dans cette équation (3.23) correspond à la matrice de rigidité dynamique de l'élément spectral de couche, notée  $[\hat{\mathbf{k}}]$ . Cette matrice est complexe et symétrique, et elle dépend des fréquences  $\omega$  et des nombres d'onde  $\mathbf{k}$ . Celle-ci est donnée par :

$$[\hat{\mathbf{k}}] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ & k_{22} & -k_{14} & k_{24} \\ & & k_{11} & -k_{12} \\ \text{sym.} & & & k_{22} \end{bmatrix} \quad [3.24]$$

où

$$k_{11} = \frac{G}{\Delta} \left\{ ik_{pz} (k_{sz}^2 + k^2) (k^2 Q_{12} Q_{21} + k_{sz} k_{pz} Q_{11} Q_{22}) \right\},$$

$$k_{12} = \frac{G}{\Delta} \left\{ \begin{array}{l} kk_{sz} k_{pz} (-k_{sz}^2 + 3k^2) (Q_{12} Q_{22} - 4e^{-iHk_{pz}} e^{-iHk_{sz}}) \\ -k Q_{11} Q_{21} (k^2 k_{sz}^2 - k^4 - 2k_{pz}^2 k_{sz}^2) \end{array} \right\},$$

$$k_{13} = \frac{G}{\Delta} \left\{ -2ik_{pz} (k_{sz}^2 + k^2) (k^2 e^{-iHk_{pz}} Q_{21} + k_{sz} k_{pz} e^{-iHk_{sz}} Q_{11}) \right\},$$

$$k_{14} = \frac{G}{\Delta} \left\{ 2kk_{sz} k_{pz} (k_{sz}^2 + k^2) (e^{-iHk_{pz}} Q_{22} - e^{-iHk_{sz}} Q_{12}) \right\},$$

$$k_{22} = \frac{G}{\Delta} \left\{ ik_{sz} (k_{sz}^2 + k^2) (k^2 Q_{11} Q_{22} + k_{sz} k_{pz} Q_{12} Q_{21}) \right\},$$

$$k_{24} = \frac{G}{\Delta} \left\{ -2ik_{sz} (k_{sz}^2 + k^2) (k^2 e^{-iHk_{sz}} Q_{11} + k_{sz} k_{pz} e^{-iHk_{pz}} Q_{21}) \right\},$$

et  $\Delta$  a déjà été défini à l'équation 3.18.

### 3.2.5.2 Élément spectral de couche semi-infinie

L'élément spectral de couche semi-infinie est défini seulement par un nœud comme l'illustre la figure 3.3. Cet élément est un cas spécial de l'élément spectral

de couche puisqu'il ne possède pas de frontière inférieure. Ainsi, aucune réflexion ne survient à la base de cet élément si bien que l'énergie des ondes incidentes est évacuée hors du système. Dans ce cas, les solutions particulières des fonctions de potentiel données par les équations 3.13 se simplifient aux équations 3.10 et 3.11 (les coefficients  $C_c$  et  $D_c$  étant nuls). Par conséquent, les déplacements spectraux  $\hat{u}$  et  $\hat{w}$  sont les suivants :

$$\hat{u}(r, z, k) = (-A_c k e^{-izk_{pz}} + iB_c k_{sz} e^{-izk_{sz}}) J_1(kr), \quad [3.25a]$$

$$\hat{w}(r, z, k) = (-iA_c k_{pz} e^{-izk_{pz}} + B_c k e^{-izk_{sz}}) J_0(kr). \quad [3.25b]$$

Au nœud de l'élément, posons les déplacements radial et vertical égaux à  $u_1$  et  $w_1$  à  $z = 0$  (nœud 1, figure 3.3). En appliquant ces conditions aux équations 3.75, la relation matricielle entre les coefficients  $A_c$  et  $B_c$  et les déplacements nodaux est la suivante, mais ce, en ne tenant compte, pour l'instant, que des termes en  $z$  :

$$\begin{Bmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{w}_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -k & ik_{sz} \\ -ik_{pz} & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \end{Bmatrix}. \quad [3.26]$$

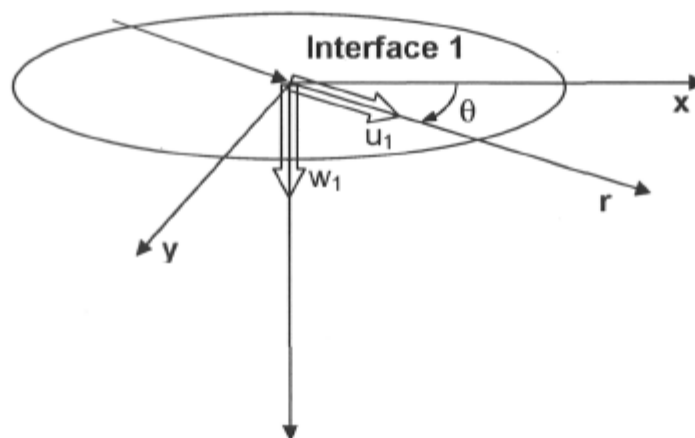


Figure 3.3 : Élément spectral de couche semi-infinie en conditions axisymétriques.

Cette équation a la même forme matricielle que l'équation 3.15. En isolant les coefficients  $A_c$  et  $B_c$  après inversion de la matrice carrée  $2 \times 2$ , on obtient :

$$\begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \end{Bmatrix} = \frac{1}{k^2 + k_{pz}k_{sz}} \begin{bmatrix} -k & ik_{sz} \\ -ik_{pz} & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{w}_1 \end{Bmatrix}. \quad [3.27]$$

Par ailleurs, la relation entre les contraintes de tractions appliquées  $T_i$  et les contraintes internes ( $\sigma_{zz}$  et  $\sigma_{rz}$ ) au nœud 1 de l'élément est obtenue à l'aide du principe de Cauchy (équation 3.1) :

$$\begin{Bmatrix} T_{r1} \\ T_{z1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\sigma_{rz1} \\ -\sigma_{zz1} \end{Bmatrix}. \quad [3.28]$$

Par conséquent, une relation est établie entre les contraintes externes appliquées au nœud de l'élément et le vecteur des coefficients  $\hat{\mathbf{C}} = \{\mathbf{A}, \mathbf{B}\}^t$  :

$$\begin{Bmatrix} \hat{T}_{r1} \\ \hat{T}_{z1} \end{Bmatrix} = G \begin{bmatrix} -2ikk_{pz} & -(k_{sz}^2 - k^2) \\ (k_{sz}^2 - k^2) & 2ikk_{sz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \end{Bmatrix}. \quad [3.29]$$

En substituant le vecteur des coefficients  $A_c$  et  $B_c$  de l'équation 3.27 dans l'équation 3.29, on obtient finalement la relation entre les tractions et les déplacements nodaux pour un élément spectral de couche semi-infinie :

$$\begin{Bmatrix} \hat{T}_{r1} \\ \hat{T}_{z1} \end{Bmatrix} = \frac{G}{k^2 + k_{pz}k_{sz}} \begin{bmatrix} ik_{pz}(k_{sz}^2 + k^2) & (2k_{pz}k_{sz} - k_{sz}^2 + k^2)k^2 \\ sym. & ik_{sz}(k_{sz}^2 + k^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{w}_1 \end{Bmatrix}. \quad [3.30]$$

La matrice de rigidité d'un élément spectral de couche semi-infinie est :

$$[\hat{\mathbf{k}}] = \frac{G}{\Delta} \begin{bmatrix} ik_{pz}k_s^2 & (2k_{pz}k_{sz} - k_{sz}^2 + k^2)k^2 \\ \text{sym.} & ik_{sz}k_s^2 \end{bmatrix}, \quad [3.31]$$

où  $\Delta$  est l'équation caractéristique de l'élément :

$$\Delta = k^2 + k_{pz}k_{sz} \quad \text{et} \quad k_s = \left( \frac{\omega^2}{V_s^2} \right).$$

### 3.2.6 Conditions aux frontières

Deux types de conditions aux frontières sont imposés pour résoudre le problème de l'essai FWD sur chaussée : une condition naturelle, où les contraintes associées à l'impact du FWD sont imposées au nœud en surface, et une condition essentielle, où les déplacements sont nuls à une distance radiale arbitraire suffisamment grande en raison de l'atténuation « complète » des ondes. Cette dernière condition constitue une particularité de la méthode des éléments spectraux développée par Doyle (1997). Elle implique la définition d'un domaine fini délimité par une frontière fictive, comme l'illustre la figure 3.4, où les déplacements sont nuls à  $r = R$ . Ce domaine doit être suffisamment grand pour permettre à toutes les composantes du signal de se propager et ainsi représenter correctement la propagation des ondes dans la région d'intérêt à proximité du point d'essai FWD (Al-Khoury 2002).

Sur la figure 3.4, il y a un premier domaine correspondant au point de chargement de la plaque circulaire. Un second domaine définit à la zone d'intérêt pour l'analyse des essais FWD et englobant le point de chargement. Finalement, il y a la zone délimitée par la frontière fictive loin du point d'application de la charge.

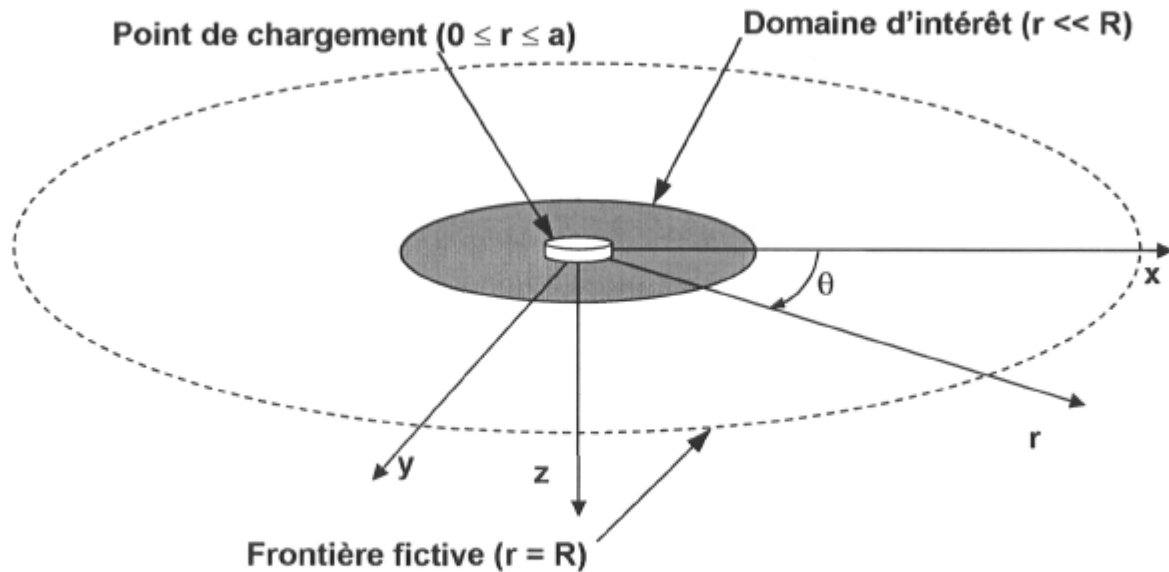


Figure 3.4 : Concept du domaine fini axisymétrique pour l'analyse des essais FWD (Al-Khoury 2002).

Les conditions aux frontières sont dans le cas de l'essai FWD :

1. Une condition naturelle où les contraintes normale et de cisaillement sont imposées au nœud en surface de l'élément représentant la première couche du milieu :

$$q(r, t) = \begin{cases} (q_z, q_r) & ; 0 \leq r \leq a \\ 0 & ; a \leq r \leq R' \end{cases} \quad [3.32]$$

où  $q_z$  est la composante verticale et  $q_r$  la composante radiale du chargement  $q(r, t)$ . Dans le cas des essais FWD, la pression est appliquée verticalement à la surface du milieu. Par conséquent, la composante horizontale de cisaillement  $q_r$  est considérée nulle. Quant à la pression normale verticale du FWD, maintenant notée  $q_z(r, t) = Q(t)S_z(r)/A$ , elle est reliée à la contrainte en traction en surface par :

$$q_z(r, t) = \frac{Q(t)}{A} S_z(r) = T_z(t), \quad [3.33]$$

où  $A$  est l'aire de la plaque de chargement. À l'aide de la transformée de Fourier :

$$\hat{q}_z(r) = \hat{F}_n S_z(r) = \hat{T}_z. \quad [3.34]$$

où  $\hat{F}_n$  est le spectre de chargement le spectre de pression moyenne due au chargement du FWD. Et en considérant une pression unitaire  $\hat{F}_n = 1$  Pa (positive en traction) uniformément répartie sur la surface,  $S_z(r) = 1$  pour  $0 \leq r \leq a$ , alors la contrainte imposée au nœud 1 à la surface du milieu surface est :

$$\hat{q}_{z\text{unitaire}} = \hat{T}_{z1} = 1 \text{ Pa}. \quad [3.35]$$

2. Une condition essentielle à la frontière  $r = R$ , telle que :

$$\mathbf{u}(r, z) = 0 ; r = R, \quad [3.36]$$

où  $R$  est une distance éloignée de la source où l'on sait a priori que les ondes  $\hat{\phi}(r, z)$  et  $\hat{\psi}(r, z)$ , données par les équations 3.10 et 3.11, s'atténuent complètement, alors

$$\left. \begin{array}{l} \hat{\phi}(r, z) = 0 \\ \hat{\psi}(r, z) = 0 \end{array} \right\} r = R. \quad [3.37]$$

Cette condition particulière définit un domaine spatial fini pour l'analyse modale des signaux. Al-Khoury (2002) soutient que cette condition particulière est adéquate pour reproduire un domaine infini si la dimension  $R$  est suffisamment grande pour accommoder « tous » les modes possibles de vibration. D'autre part, la propagation radiale des ondes est prise en compte par les fonctions de Bessel que l'on retrouve dans les solutions particulières de  $\hat{\phi}(r, z)$  et de  $\hat{\psi}(r, z)$  du cas axisymétrique, et donc de leur atténuation géométrique avec la distance.

### 3.2.7 Double sommation spectrale

L'introduction de la condition essentielle homogène à  $r = R$  dans les équations 3.53 et 3.62 des ondes  $\hat{\phi}(r, z)$  et  $\hat{\psi}(r, z)$  revient à imposer :

$$\hat{\phi}(r = R, z) = \hat{R}(R) \cdot \hat{Z}(z) = 0, \quad [3.38a]$$

$$\hat{\psi}(r = R, z) = \hat{R}(R) \cdot \hat{Z}(z) = 0, \quad [3.38b]$$

où le terme  $\hat{R}(R)$  représente la fonction de Bessel  $J_0(kR)$  et  $J_1(kR)$ , respectivement pour le potentiel scalaire  $\hat{\phi}$  et le potentiel vectoriel  $\hat{\psi}$ . Par ailleurs, les solutions non triviales du terme  $\hat{R}(R)$  dans les équations 3.38 sont :

$$\hat{R}(R) = J_0(k_{\hat{\phi}}R) = 0 \text{ pour } \hat{\phi}, \quad [3.39a]$$

$$\hat{R}(R) = J_1(k_{\hat{\psi}}R) = 0 \text{ pour } \hat{\psi}, \quad [3.39a]$$

où  $k_{\hat{\phi}}$  et  $k_{\hat{\psi}}$  sont les constantes  $k$  pour chacun des potentiels respectifs. Les conditions imposées aux équations 3.39 peuvent être satisfaites une infinité de fois par autant de racines positives. En effet, la fonction de Bessel  $J_0(k_{\hat{\phi}}R)$  admet une infinité de racines positives  $\alpha_m$ . Donc,  $k_{\hat{\phi}}R = kR = \alpha_m$ , par conséquent  $k = k_m = \alpha_m/R$  donnant lieu à  $m$  fonctions :

$$\hat{R}_m(r) = J_0(k_m r) = J_0\left(\frac{\alpha_m}{R} r\right). \quad [3.40]$$

De même, la fonction  $J_1(k_{\hat{\psi}}R)$  admet aussi une infinité de racines positives  $\beta_m$  distinctes des racines  $\alpha_m$ . Mais  $\alpha_m = b\beta_m$ , alors  $J_1(\alpha_m) = bJ_1(\beta_m)$  en raison d'une des propriétés des fonctions de Bessel. Par conséquent, on a  $k_{\hat{\psi}}R = kR = \alpha_m$  et la



constante  $b$  se trouve incluse dans la constante  $B$  de l'équation 3.11. Donc, on obtient  $m$  fonctions de Bessel de premier type d'ordre 1 :

$$\hat{R}_m(r) = J_1(k_m r) = J_1\left(\frac{\alpha_m}{R} r\right). \quad [3.41]$$

Ces  $m$  fonctions sont des solutions particulières de l'équation de mouvement dans la direction radiale et elles deviennent nulles à  $r = R$ . Chacune de ces fonctions correspond au  $m^{\text{ième}}$  mode normal de vibration du système. Tel que justifié par Al-Khoury (2002), ce sont les racines de la fonction de Bessel  $J_0$  qui sont utilisées dans le cas de l'analyse dynamique des essais FWD puisque l'impact génère des contraintes normales en surface.

Compte tenu que  $m$  modes normaux de vibration sont des solutions des équations d'ondes pour chaque fréquence de vibration  $\omega_n$ , les solutions globales des fonctions de potentiel sont exprimées par une double sommation sur les  $m$  nombres d'onde en direction radiale  $k_m$  et les  $n$  fréquences  $\omega_n$ , soient :

$$\phi(r, z, t) = \sum_n \sum_m A_{mn} e^{-izk_{pzmn}} J_0(k_m r) e^{i\omega_n t}, \quad [3.42]$$

et

$$\psi(r, z, t) = \sum_n \sum_m B_{mn} e^{-izk_{szmn}} J_1(k_m r) e^{i\omega_n t}, \quad [3.43]$$

où  $n = 1, \dots, N_y$  et  $m = 1, \dots, M$ . La valeur de  $M$  est déterminée à l'aide de la fonction de distribution spatiale présentée plus loin. Ainsi, les déplacements peuvent être exprimés dans un milieu axisymétrique sous la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} w(r, z, t) \\ u(r, z, t) \end{Bmatrix} = \frac{1}{A} \sum_n \sum_m \hat{q}_{mn} \hat{H}_n(z, k_m) \begin{Bmatrix} J_0(k_m r) \\ J_1(k_m r) \end{Bmatrix} e^{i\omega_n t}, \quad [3.44]$$

où  $\hat{q}_{mn} = F_m \hat{F}_n$  dépend du spectre d'amplitude  $\hat{F}_n$  et de la distribution spatiale du chargement  $F_m$  dans le domaine des nombres d'onde, alors que  $\hat{H}_n(z, k_m)$  représente la fonction de complaisance du système multicouche déterminée par l'inverse de la matrice de rigidité globale multipliée par l'aire  $A$  de plaque circulaire.

### 3.2.8 Expressions des déplacements, des contraintes et des déformations spectraux élémentaires

Les solutions générales des déplacements spectraux (équations 3.13) peuvent être représentée sous forme des séries étant donnés la sommation sur les  $m$  nombres d'onde  $k_m$  pour chaque fréquence angulaire  $\omega_n$  :

$$\hat{u}(r, z, k_m) = \begin{pmatrix} -A_{mn} k_m e^{-izk_{pzmn}} - C_{mn} k_m e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + iB_{mn} k_{szmn} e^{-izk_{szmn}} - iD_{mn} k_{szmn} e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_1(k_m r), \quad [3.45a]$$

$$\hat{w}(r, z, k_m) = \begin{pmatrix} -iA_{mn} k_{pzmn} e^{-izk_{pzmn}} + iC_{mn} k_{pzmn} e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + B_{mn} k e^{-izk_{szmn}} + D_{mn} k e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_0(k_m r), \quad [3.45b]$$

où la sommation sur  $m = 1, \dots, M$  est sous-entendue.

De même, les solutions générales des contraintes spectrales sont représentées sous forme de séries :

$$\hat{\sigma}_{zz}(r, z, k_m) = G \begin{pmatrix} -A_{mn} (k_{szmn}^2 - k_m^2) e^{-izk_{pzmn}} \\ -2iB_{mn} k_m k_{szmn} e^{-izk_{szmn}} \\ -C_{mn} (k_{szmn}^2 - k_m^2) e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + 2iD_{mn} k_m k_{szmn} e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_0(k_m r), \quad [3.46a]$$

$$\hat{\sigma}_{rz}(r, z, k_m) = G \begin{pmatrix} 2iA_{mn}k_mk_{pzmn}e^{-izk_{pzmn}} \\ + B_{mn}(k_{szmn}^2 - k_m^2)e^{-izk_{szmn}} \\ - 2iC_{mn}k_mk_{pzmn}e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + D_{mn}(k_{szmn}^2 - k_m^2)e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_1(k_mr), \quad [3.46b]$$

$$\hat{\sigma}_{rr}(r, z, k_m) = \begin{pmatrix} -\left(A_{mn}e^{-izk_{pzmn}} + C_{mn}e^{-i(H-z)k_{pzmn}}\right) \\ \left(\lambda k_{pn}^2 + 2Gk_m^2\right) + \\ 2iGk_mk_{szmn}\left(B_{mn}e^{-izk_{szmn}} - D_{mn}e^{-i(H-z)k_{szmn}}\right) \end{pmatrix} J_0(k_mr) \\ - \frac{2G}{r} \begin{pmatrix} -A_{mn}k_me^{-izk_{pzmn}} \\ + iB_{mn}k_{szmn}e^{-izk_{szmn}} \\ - C_{mn}k_me^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ - iD_{mn}k_{szmn}e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_1(k_mr), \quad [3.46c]$$

$$\hat{\sigma}_{\theta\theta}(r, z, k_m) = -\lambda \left(A_{mn}k_{pn}^2 e^{-izk_{pzmn}} + C_{mn}k_{pn}^2 e^{-i(H-z)k_{pzmn}}\right) J_0(k_mr) \\ - \frac{2G}{r} \begin{pmatrix} A_{mn}k_me^{-izk_{pzmn}} \\ - iB_{mn}k_{szmn}e^{-izk_{szmn}} \\ + C_{mn}k_me^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + iD_{mn}k_{szmn}e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_1(k_mr), \quad [3.46d]$$

$$\hat{\sigma}_{r\theta}(r, z, k_m) = \hat{\sigma}_{z\theta}(r, z, k_m) = 0. \quad [3.46e]$$

Et pour les déformations spectrales :

$$\hat{\varepsilon}_{rr}(r, z, k_m) = \begin{pmatrix} A_{mn}k_me^{-izk_{pzmn}} + C_{mn}k_me^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ - iB_{mn}k_{szmn}e^{-izk_{szmn}} + iD_{mn}k_{szmn}e^{-i(H-z)k_{szmn}} \\ \left(-J_0(k_mr)k_m + \frac{J_1(k_mr)}{r}\right) \end{pmatrix}, \quad [3.47a]$$

$$\hat{\varepsilon}_{zz}(r, z, k_m) = \begin{pmatrix} -A_{mn}k_{pzmn}^2 e^{-izk_{pzmn}} - C_{mn}k_{pzmn}^2 e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ - iB_{mn}k_mk_{szmn}e^{-izk_{szmn}} + iD_{mn}k_mk_{szmn}e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{pmatrix} J_0(k_mr), \quad [3.47b]$$

$$\hat{\varepsilon}_{\theta\theta}(r, z, k_m) = \left( \begin{array}{l} -A_{mn}k_m e^{-izk_{pzmn}} + C_{mn}k_m e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + iB_{mn}k_{szmn} e^{-izk_{szmn}} + iD_{mn}k_{szmn} e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{array} \right) \frac{J_1(k_m r)}{r}, \quad [3.47c]$$

$$\hat{\varepsilon}_{r\theta}(r, z, k_m) = \frac{\hat{\sigma}_{rz}}{2G}, \quad [3.47d]$$

$$\hat{\varepsilon}_{r\theta}(r, z, k_m) = \hat{\varepsilon}_{z\theta}(r, z, k_m) = 0, \quad [3.47e]$$

où  $k_{pn}^2 = \left( \frac{\omega_n^2}{v_s^2} \right)$ . Les composantes de contraintes et de déformations singulières à

$r = 0$  sont déterminées en prenant leur limite lorsque  $r$  tend vers 0, ainsi :

$$\hat{\sigma}_{rr}(r \rightarrow 0, z, k_m) = -\lambda \left( A_{mn}k_{pn}^2 e^{-izk_{pzmn}} + C_{mn}k_{pn}^2 e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \right) - G \left( \begin{array}{l} A_{mn}k_m^2 e^{-izk_{pzmn}} - iB_{mn}k_m k_{szmn} e^{-izk_{szmn}} \\ + C_{mn}k_m^2 e^{-i(H-z)k_{pzmn}} + iD_{mn}k_m k_{szmn} e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{array} \right), \quad [3.48a]$$

$$\hat{\sigma}_{\theta\theta}(r \rightarrow 0, z, k_m) = \hat{\sigma}_{rr}(r \rightarrow 0, z, k_m), \quad [3.48b]$$

et

$$\hat{\varepsilon}_{rr}(r \rightarrow 0, z, k_m) = \frac{k_m}{2} \left( \begin{array}{l} -A_{mn}k_m e^{-izk_{pzmn}} - C_{mn}k_m e^{-i(H-z)k_{pzmn}} \\ + iB_{mn}k_{szmn} e^{-izk_{szmn}} - iD_{mn}k_{szmn} e^{-i(H-z)k_{szmn}} \end{array} \right), \quad [3.49a]$$

$$\hat{\varepsilon}_{\theta\theta}(r \rightarrow 0, z, k_m) = \hat{\varepsilon}_{rr}(r \rightarrow 0, z, k_m). \quad [3.49b]$$

Dans le cas d'un élément spectral d'une couche semi-infinie, les déplacements, les contraintes et les déformations sont calculées en posant les constantes  $C_{mn}$  et  $D_{mn}$  égales à zéro.

### 3.2.9 Résolution du problème pour un système multicouche

La matrice de rigidité globale du système  $[\hat{K}(k_m, \omega_n)]$  à  $L$  couches doit être assemblée pour chaque fréquence et chaque nombre d'onde. L'assemblage de cette matrice suit la même procédure que celle utilisée dans les méthodes usuelles d'éléments finis, comme l'illustre la figure 3.5. Ainsi, les matrices de rigidité de chaque couche, identifiées par un exposant, sont assemblées depuis la couche de surface (1) jusqu'à la dernière couche du système ( $L$ ). On remarque que la matrice  $[\hat{K}(k_m, \omega_n)]$  est symétrique et diagonale. De plus, elle est complexe et décrit donc un comportement atténuant dans le domaine du temps.

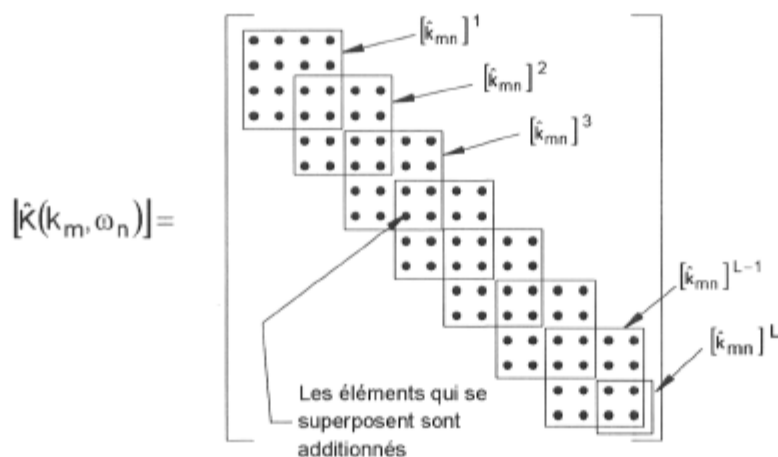


Figure 3.5 : Assemblage des matrices de rigidité de chacune des couches dans la matrice de rigidité globale (adapté de Lysmer et Drake 1972).

La simulation des déplacements sous l'impact du FWD est réalisée pour un système multicouche selon la procédure suivante :

1. Effectuer la transformée rapide directe de Fourier (équation 3.1) du chargement du FWD selon les indications contenues dans la section 3.2.2.

Pour ce faire, la méthode numérique présentée par Brigham (1988), basée sur l'algorithme FFT de base 2 de Cooley-Tukey, est utilisée.

2. Calculer les matrices de rigidité élémentaires  $[\hat{\mathbf{k}}_{mn}]$  pour chacune des couches selon le type d'éléments spectraux développés dans la section 3.2.5, et ce pour chaque fréquence  $\omega_n$  et chaque nombre d'onde  $k_m$ .
3. Assembler les matrices de rigidité élémentaires pour former la matrice de rigidité globale, et ce à chaque fréquence  $\omega_n$  et chaque nombre d'onde  $k_m$ . Un système global d'équations linéaires complexes est alors obtenu. Ce système relie les déplacements nodaux aux contraintes nodales dans le domaine des fréquences et prend la forme suivante :

$$\left[ \hat{\mathbf{K}}(k_m, \omega_n) \right] \begin{Bmatrix} \hat{\mathbf{U}}_{1mn} \\ \hat{\mathbf{W}}_{1mn} \\ \vdots \\ \hat{\mathbf{U}}_{Lmn} \\ \hat{\mathbf{W}}_{Lmn} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{\mathbf{T}}_{r1mn} \\ \hat{\mathbf{T}}_{z1mn} \\ \vdots \\ \hat{\mathbf{T}}_{rLmn} \\ \hat{\mathbf{T}}_{zLmn} \end{Bmatrix}. \quad [3.50]$$

Le vecteur de gauche est le vecteur des déplacements nodaux et celui de droite est le vecteur des contraintes externes normales et de cisaillement qui sont appliquées aux nœuds.

4. Résoudre l'équation 3.50 pour obtenir les déplacements nodaux  $\hat{\mathbf{u}}_{mn}$  en considérant une pression unitaire appliquée au nœud 1 de la couche de surface. Pour ce faire, la procédure LAPACK « ZSYSV » de la librairie CXML de Compact (1999) est utilisée étant donné que le système d'équations linéaires est symétrique et complexe. Sous forme matricielle, les déplacements nodaux sont donnés par :

$$\hat{\mathbf{u}}_{mn} = A\hat{H}_n(z, k_m)\hat{\mathbf{T}}_{mn}(r) \text{ avec } \hat{\mathbf{T}}_{mn} = \{0 \ 1 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 0\}^T, \quad [3.51]$$

où  $A$  est l'aire de la plaque,  $\hat{H}_n(z, k_m)$  la fonction de complaisance du système multicouche et  $\hat{T}_{z1mn} = \hat{q}_{z\text{unitaire}} = 1\text{Pa}$  pour le nœud 1 en surface.

5. Pondérer les déplacements nodaux par les coefficients de Fourier-Bessel  $F_m$  de la distribution spatiale du chargement du FWD donnés à la section 3.2.10. Ainsi, en réintroduisant les termes radiaux associés aux fonctions de Bessel, les déplacements spectraux unitaires aux positions radiales désirées sont :

$$\hat{u}_n(r, z) = \sum_m \hat{u}_{mn} F_m J_1(k_m r), \quad [3.52]$$

$$\hat{w}_n(r, z) = \sum_m \hat{w}_{mn} F_m J_0(k_m r). \quad [3.53]$$

- 6) Pondérer ces déplacements par le spectre d'amplitude  $\hat{F}_n$  du chargement du FWD pour tenir compte de l'importance de la pression appliquée par le FWD.
- 7) Finalement, reconstruire la solution générale dans le domaine du temps en utilisant la transformée rapide inverse de Fourier (équation 3.2). Ainsi, la solution générale s'exprime par deux sommations, la première sur les nombres d'ondes en direction radiale  $k_m$  et la deuxième sur les fréquences angulaires  $\omega_n$  :

$$u(r, z, t) = \sum_n \sum_m \hat{u}_{mn} F_m \hat{F}_n J_1(k_m r) e^{i\omega_n t}, \quad [3.54]$$

$$w(r, z, t) = \sum_n \sum_m \hat{w}_{mn} F_m \hat{F}_n J_0(k_m r) e^{i\omega_n t}. \quad [3.55]$$

### 3.2.10 Coefficients de distribution spatiale du chargement sur une plaque circulaire

Le chargement  $q_z(r,t)$  exprimé à l'équation 3.9 est représenté par une distribution spatiale  $S_z(r)$ . Dans le domaine des fréquences, on a (équation 3.34) :

$$\hat{q}_z(r) = \hat{F}_n S_z(r) = \hat{T}_z. \quad [3.34]$$

À l'aide du principe de Cauchy, la contrainte verticale appliquée en surface est reliée à la contrainte verticale au nœud 1 de la première couche :

$$S_z(r) \hat{F}_n = \hat{T}_z = -\hat{\sigma}_{zz}. \quad [3.56]$$

La contrainte verticale (équation 3.46a) s'écrit explicitement au nœud 1 de la couche en surface par :

$$\hat{\sigma}_{zz} = G \sum_{m=1}^M \left( \begin{array}{l} -A_{mn} (k_{szmn}^2 - k_m^2) e^{-izk_{pzmn}} \\ -2iB_{mn} k_m k_{szmn} e^{-izk_{szmn}} \\ -C_{mn} (k_{szmn}^2 - k_m^2) e^{-i(h-z)k_{pzmn}} \\ + 2iD_{mn} k_m k_{szmn} e^{-i(h-z)k_{szmn}} \end{array} \right) J_0(k_m r), \quad [3.57]$$

De façon simplifiée, l'équation 3.57 devient :

$$\hat{\sigma}_{zz1} = \sum_{m=1}^M \hat{Z}_m J_0(k_m r). \quad [3.58]$$

En substituant l'équation 3.58 dans l'équation 3.56, on obtient :



$$S_z(r)\hat{F}_n = \hat{T}_z = -\sum_{m=1}^M \hat{Z}_m J_0(k_m r). \quad [3.59]$$

La représentation spatiale du chargement sur une plaque circulaire peut être exprimée dans le domaine des nombres d'onde en effectuant une transformation à l'aide des séries de Fourier – Bessel. Ainsi,  $S_z(r)$  peut être exprimée par (Kreyszig 1999) :

$$S_z(r) = \sum_{m=1}^M F_m J_0(k_m r), \quad [3.60]$$

où  $F_m$  sont des coefficients de distribution spatiale. En substituant l'équation 3.60 dans l'équation 3.59 et en divisant le terme de droite par une pression unitaire et en arrangeant les termes. On obtient :

$$-\hat{F}_n \sum_{m=1}^M F_m J_0(k_m r) = \sum_{m=1}^M \hat{Z}_m J_0(k_m r). \quad [3.61]$$

Pour une pression unitaire  $\hat{F}_n = -1$  Pa, on note la correspondance entre le terme  $F_m$ , représentant distribution de la pression verticale appliquée par le FWD en surface, et le terme  $\hat{Z}_m$  de l'équation 3.61. Il suffit donc de déterminer les coefficients de distribution spatiale  $F_m$  pour définir complètement le chargement  $\hat{P}_z(r)$  du FWD. Dans cette recherche, deux conditions de distribution de la pression sous une plaque circulaire sont examinées : le cas d'une plaque flexible, où la distribution de la pression est uniforme, et le cas d'une plaque rigide, où la distribution de la pression suit la forme parabolique.

### 3.2.10.1 Coefficient de distribution spatiale $F_m$ pour une plaque flexible

La plaque flexible de rayon  $a$  procure une répartition uniforme de la pression sous celle-ci. Dans ce cas, la distribution spatiale unitaire de la pression est exprimée par :

$$S_z(r) = \begin{cases} 1 & \text{pour } 0 \leq r \leq a \\ 0 & \text{pour } a < r \leq R \end{cases} \quad [3.62]$$

Les coefficients de distribution spatiale  $F_m$  sont donnés par l'équation suivante (Kreyszig 1999) :

$$F_m = \frac{2}{R^2 J_1^2(\alpha_m)} \int_0^R r S_z(r) J_0(k_m r) dr, \quad [3.63]$$

avec  $k_m = \alpha_m/R$ , telle que  $m = 1, \dots, M$ . Dans le cas d'une distribution uniforme de la pression, l'équation 3.63 devient :

$$F_m = \frac{2}{R^2 J_1^2(\alpha_m)} \left( \int_0^a r S_z(r) J_0(k_m r) dr + \int_a^R r S_z(r) J_0(k_m r) dr \right). \quad [3.64]$$

La seconde intégrale est nulle étant donnée la définition de  $S_z(r)$ , et en substituant  $k_m = \alpha_m/R$  dans l'équation précédente, on obtient :

$$F_m = \frac{2}{R^2 J_1^2(\alpha_m)} \int_0^a r S_z(r) J_0\left(\frac{\alpha_m}{R} r\right) dr. \quad [3.65]$$

En évaluant l'intégrale avec  $S_z(r) = 1$  pour  $0 \leq r \leq a$ , l'équation 3.65 se réduit à l'expression suivante dans le cas d'une plaque flexible :

$$F_m = \frac{2a}{\alpha_m R J_1^2(\alpha_m)} J_1\left(\frac{\alpha_m}{R} a\right). \quad [3.66]$$

### 3.2.10.2 Coefficient de distribution spatiale $F_m$ pour une plaque rigide

Dans le cas d'une plaque rigide de rayon « a », la répartition de la pression verticale a une forme parabolique dont la valeur minimale est au centre. Cette répartition de la pression peut être donnée théoriquement par l'équation suivante (Huang 1993) :

$$s_{zu}(r) = \frac{s_z(r)}{s_{zm}} = \frac{a}{2(a^2 - r^2)^{0.5}}, \quad [3.67]$$

où  $s_{zu}(r)$  est la fonction de distribution unitaire de la pression  $s_z(r)$  sous la plaque,  $s_{zm}$  la pression moyenne et  $r$  la distance radiale. La distribution spatiale unitaire de la pression  $S_z(r)$  est donc :

$$S_z(r) = \begin{cases} s_{zu}(r) & \text{pour } 0 \leq r \leq a \\ 0 & \text{pour } a < r \leq R \end{cases} \quad [3.68]$$

En substituant l'équation 3.118 dans l'intégrale de l'équation 3.63, on obtient :

$$F_m = \frac{a}{R^2 J_1^2(\alpha_m)} \int_0^a \frac{r}{(a^2 - r^2)^{0.5}} J_0\left(\frac{\alpha_m}{R} r\right) dr. \quad [3.69]$$

En évaluant l'intégrale avec  $S_z(r) = s_{zu}(r)$  pour  $0 \leq r \leq a$ , l'équation 3.68 se réduit donc à l'expression suivante pour une plaque rigide :

$$F_m = \frac{a}{\alpha_m R J_1^2(\alpha_m)} \sin\left(\frac{\alpha_m}{R} a\right). \quad [3.70]$$

En résumé, le chargement du FWD dans la méthode des éléments spectraux peut s'écrire sous la forme suivante :

$$q_z(r, t) = S_z(r) \frac{Q(t)}{A} = \sum_{n=0}^{N_y-1} \sum_{m=1}^M [F_m \hat{F}_n] J_0(k_m r) e^{i\omega_n t}. \quad [3.71]$$

Dans cette équation, les coefficients  $F_m$  dépendent de la distribution spatiale de la pression sous la plaque. Ceux-ci sont définis par l'équation 3.66 dans le cas d'une plaque flexible et par l'équation 3.70 dans le cas d'une plaque rigide.

### 3.2.11 Amortissement hystérétique

Deux raisons motivent l'introduction d'un amortissement dans la méthode des éléments spectraux : la première est d'ordre physique, alors que la deuxième est d'ordre numérique. D'un point de vue physique, deux types d'amortissement sont associés aux matériaux et au sol (Desai et Christian 1977), soit l'amortissement matériel et l'amortissement de radiation. L'amortissement matériel se produit lorsque les ondes traversent le matériau ou le sol et résulte en une dissipation de l'énergie de vibration par friction interne. L'amortissement de radiation quantifie les pertes d'énergie de vibration dues à la propagation radiale des ondes depuis le point d'origine et il correspond à un effet purement géométrique. L'amortissement de radiation est pris en compte par les fonctions de Bessel. À son tour, l'amortissement matériel se divise en deux catégories : l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique. L'amortissement visqueux dépend du taux de déformation et de la fréquence de chargement alors que l'amortissement hystérétique est lié à l'importance des déformations et non à la fréquence.

L'amortissement visqueux sera considéré plus loin lors de la formulation des éléments spectraux axisymétriques viscoélastiques.

Lorsque l'amplitude des déformations en cisaillement est faible, sous le seuil de déformation élastique linéaire de l'ordre de  $10^{-3}$  % (Vucetic 1994), le comportement du sol est essentiellement élastique et l'amortissement hystérétique est pratiquement constant avec des valeurs généralement comprises entre 1 et à 5 % pour les sols. Ce type d'amortissement est reproduit par une valeur complexe des modules élastiques. En admettant que la dissipation de l'énergie est directement proportionnelle au ratio d'amortissement  $\zeta$ , et ce, tant pour les déformations en cisaillement que celles volumiques, alors les modules de Lamé peuvent être exprimés par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} G^* &= G(1 + 2i\zeta) \\ \lambda^* &= \lambda(1 + 2i\zeta) \end{aligned} \quad [3.72]$$

### 3.2.11.1 Forme spectrale des nombres d'ondes en direction radiale

Des raisons numériques justifient aussi l'introduction d'un amortissement hystérétique lors de l'utilisation de la méthode des éléments spectraux. Considérons les potentiels scalaire et vectoriel (équations 3.10 et 3.11, respectivement) qui sont les éléments centraux de la solution spectrale de propagation des ondes. Leur comportement est gouverné par les nombres d'onde des ondes de compression (indice p) et de cisaillement (indice s) en direction verticale, respectivement  $k_{pzmn}$  et  $k_{szmn}$ . Ces nombres d'ondes sont définis par :

$$k_{pzmn} = \left( \frac{\omega_n^2}{V_p^2} - k_m^2 \right)^{1/2} = \left( k_{pn}^2 - k_m^2 \right)^{1/2}, \quad [3.73a]$$

$$k_{szmn} = \left( \frac{\omega_n^2}{V_s^2} - k_m^2 \right)^{1/2} = \left( k_{sn}^2 - k_m^2 \right)^{1/2}, \quad [3.73b]$$

où  $k_m$  est le nombre d'onde en direction radiale et  $k_p$  et  $k_s$  sont respectivement les nombres d'ondes des ondes de compression et de cisaillement.

La figure 3.6 montre le spectre du nombre d'onde en direction verticale des ondes de compression  $k_{pzmn}$  pour différents modes normaux de vibration. Les racines positives et négatives des différents modes sont représentées. Pour chacun de ces modes, la fréquence de coupure correspond au point où les racines sont nulles (Doyle 1997). À des fréquences supérieures à la fréquence de coupure, les racines sont réelles, alors qu'elles sont purement imaginaires en deçà de cette fréquence. Les racines réelles positives correspondent aux composantes qui se superposent pour donner une onde qui se propage dans la direction des  $z$  positifs, soit en profondeur. Par contre, les racines réelles négatives produisent des ondes qui se propageraient dans la direction des  $z$  négatifs, si bien qu'en pratique, on choisit les racines réelles positives, et au besoin, le signe est changé pour obtenir les ondes qui se propagent dans le sens contraire. Quant aux racines imaginaires, elles donnent lieu à des ondes dont les composantes s'atténuent avec la distance. Le choix entre la racine imaginaire positive ou négative est dicté par la valeur qui procure une fonction spectrale continue du nombre d'onde. Ainsi, les racines imaginaires négatives sont choisies afin d'assurer la continuité de  $k_{pzmn}$  avec les racines réelles positives comme l'illustre les courbes continues sur la figure 3.6.

Lors du calcul numérique, la fonction racine carrée dans FORTRAN retourne toujours la racine réelle positive pour les nombres réels. Pour cette raison, il est nécessaire de n'introduire qu'un faible degré d'amortissement afin que les racines imaginaires des nombres d'onde  $k_{pzmn}$  et  $k_{szmn}$  soient négatives. Doyle (1997) suggère de remplacer la fréquence angulaire  $\omega$  par  $\omega(1-i\zeta)$  où  $\zeta$  est le coefficient d'amortissement. Par conséquent, les nombres d'onde en direction verticale sont donnés par les relations suivantes, au lieu des définitions précédentes :

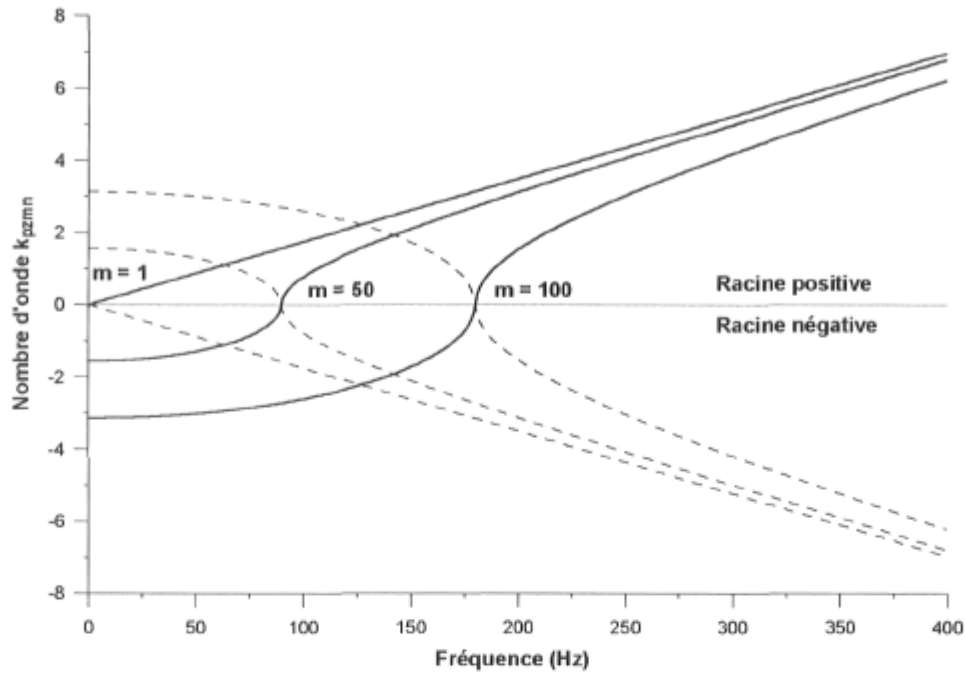


Figure 3.6 : Spectre du nombre d'onde  $k_{pzmn}$  pour différents modes naturels de vibration.

$$k_{pzmn} = \left( \frac{\omega_n^2}{v_p^2} (1 - i\zeta) - k_m^2 \right)^{1/2} = \left( k_{pn}^2 (1 - i\zeta) - k_m^2 \right)^{1/2}, \quad [3.74a]$$

$$k_{szmn} = \left( \frac{\omega_n^2}{v_s^2} (1 - i\zeta) - k_m^2 \right)^{1/2} = \left( k_{sn}^2 (1 - i\zeta) - k_m^2 \right)^{1/2}. \quad [3.74b]$$

Il peut être démontré que ce type d'amortissement est équivalent à imposer un amortissement hystérétique linéaire aux modules de Lamé (équation 3.72). La figure 3.7 montre les relations spectrales de  $k_{pzmn}$  ainsi obtenues avec un ratio d'amortissement de 0.02, et ils correspondent aux résultats recherchés si on les compare aux courbes continues illustrées sur la figure 3.6. D'un point de vue numérique, Rizzi (1989) recommande d'utiliser un ratio d'amortissement compris entre 0.001 et 0.01 et Al-Khoury (2002) indique qu'une valeur aussi faible que 0.0000001 ne provoque pratiquement pas d'influence sur la forme et l'intensité de la solution près de la source.

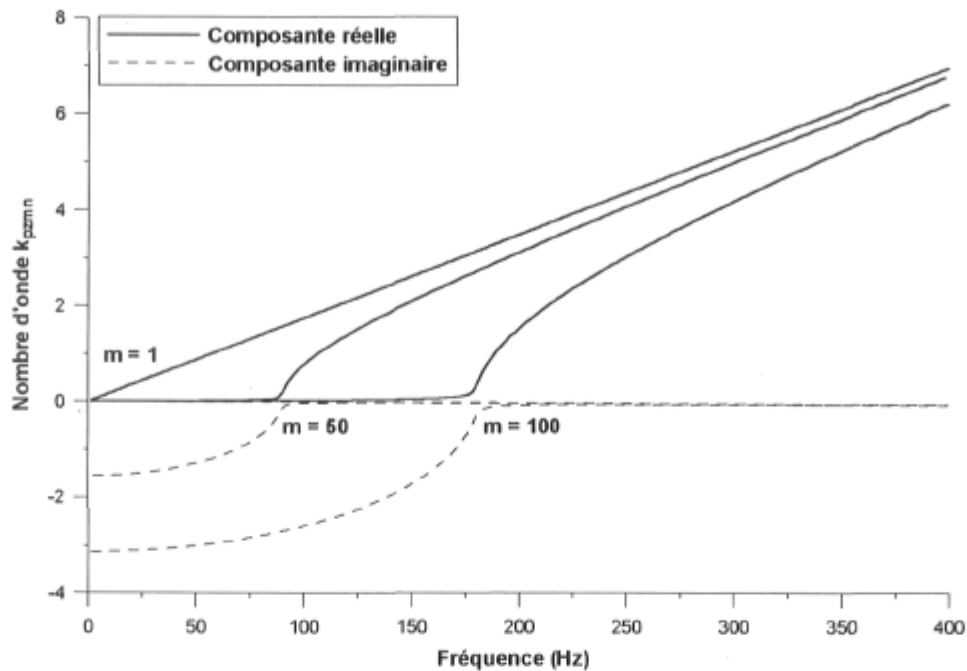


Figure 3.7 : Spectre du nombre d'onde  $k_{pzmn}$  pour différents modes naturels de vibration (avec amortissement de  $\zeta = 0.02$ ).

Cependant, une instabilité numérique a été observée dans le programme ADCES lorsque le ratio d'amortissement est inférieur à 0.01 environ. Cette instabilité survient lors du calcul des déplacements spectraux nodaux unitaires à des fréquences près à la fréquence de coupure. Dans ces circonstances, les nombres d'onde  $k_{pzmn}$  et  $k_{szmn}$  approchent zéro de telle sorte que la matrice de rigidité devient mal conditionnée rendant difficile son inversion. Toutefois, ce problème au niveau du programme ADCES n'a pratiquement aucun effet sur les solutions obtenues dans le temps lors de la simulation de l'essai FWD, pourvu que le ratio d'amortissement soit supérieur ou égale à 0.01.

### 3.2.12 Éléments spectraux axisymétriques viscoélastiques

Jusqu'à maintenant, les éléments spectraux ont été formulés pour les solides élastiques. Cependant, les effets visqueux du comportement mécanique de divers matériaux, notamment des enrobés bitumineux, sont susceptibles d'influencer



significativement par propagation des ondes dépendamment de la température et du taux de déformation. Par conséquent, la méthode des éléments spectraux est étendue à la formulation d'éléments spectraux viscoélastiques.

Al-Khoury (2002) a mis au point des éléments spectraux viscoélastiques à l'aide de la technique des opérateurs linéaires différentiels. Le modèle de Burger a été utilisé pour représenter le comportement rhéologique du matériau. L'approche mise de l'avant par ces chercheurs permet d'intégrer d'autres modèles rhéologiques viscoélastiques. Dans cette recherche, le modèle de Huet-Sayegh (di Benedetto et de la Roche 1998) développé spécifiquement pour caractériser le comportement rhéologique des enrobés bitumineux et des bitumes utilisés dans le domaine routier, a été intégré dans la méthode des éléments spectraux. La courbe maîtresse d'un enrobé bitumineux qui donne l'évaluation du module dynamique selon la fréquence à une température donnée, s'intègre tout aussi bien (chapitre 6). En effet, la méthode des éléments spectraux offre une facilité pour l'intégration des modèles rhéologiques dont les modules sont exprimés sous forme de modules complexes en raison de l'approche spectrale.

La formulation des éléments spectraux viscoélastiques suit la même procédure que celle présentée pour le cas élastique. Elle s'appuie également sur les équations de mouvement qui peuvent s'exprimer par l'équation suivante pour un milieu viscoélastique (Kolsky 1963) :

$$(\lambda^*(t) + G^*(t))\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G^*(t)\nabla^2\mathbf{u} = \rho\ddot{\mathbf{u}}, \quad [3.75]$$

où  $\mathbf{u}$  est le vecteur des déplacements,  $\lambda^*(t)$  et  $G^*(t)$  sont les paramètres viscoélastiques (modules complexes) du matériau et  $t$  le temps. En appliquant la transformée directe de Fourier à l'équation 3.75, la forme spectrale de l'équation de mouvement s'exprime par :

$$(\lambda^*(\omega) + G^*(\omega))\nabla(\nabla \cdot \hat{\mathbf{u}}) + G^*(\omega)\nabla^2\hat{\mathbf{u}} = -\omega^2\rho\hat{\mathbf{u}}, \quad [3.76]$$

où  $\lambda^*(\omega)$  et  $G^*(\omega)$  sont les modules complexes de Lamé. La relation de ces modules en fonction de la fréquence peut être dérivée à l'aide de la technique des opérateurs linéaires différentiels (Mase et Mase 1999) pour tous les modèles viscoélastiques, comme pour le modèle de Burger (Al-Khoury 2002; Al-Khoury et al. 2001d). En somme, la formulation des éléments spectraux viscoélastiques consiste essentiellement à exprimer les modules de Lamé des éléments spectraux développés précédemment pour les matériaux élastiques, sous la forme de modules complexes. Par conséquent, les nombres d'onde des ondes de compression  $k_{pn}$  et de cisaillement  $k_{sn}$  ainsi que les nombres d'onde en direction verticale  $k_{pzm}$  et  $k_{szm}$  prennent alors des formes complexes données par les relations suivantes :

$$k_{pn} = \left( \frac{\rho\omega_n^2}{\lambda^* + 2G^*} \right)^{1/2}, \quad k_{sn} = \left( \frac{\rho\omega_n^2}{G^*} \right)^{1/2}, \quad [3.77a]$$

$$k_{pzm} = \left( \frac{\rho\omega_n^2}{\lambda^* + 2G^*} - k_m^2 \right)^{1/2}, \quad k_{szm} = \left( \frac{\rho\omega_n^2}{G^*} - k_m^2 \right)^{1/2}. \quad [3.77b]$$

Rappelons que le module d'Young complexe ( $E^*$ ) est donné par  $E^* = (E_r + iE_i)$  où  $E_r$  est la composante réelle et  $E_i$  est la composante imaginaire du module. Dans le cas du modèle de Huet-Sayegh, le module d'Young sécant complexe est donné par l'expression suivante (di Benedetto et de la Roche 1998) :

$$E^*(\omega) = E_{\min} + \frac{E_{\max} - E_{\min}}{1 + \delta_{HS} (i\omega\tau_{HS})^{-k_{HS}} + (i\omega\tau_{HS})^{-h_{HS}}} = E_r + iE_i, \quad [3.78]$$

avec  $k_{HS} = \frac{2\alpha_{HS}}{\pi}$ ,  $h_{HS} = \frac{2\beta_{HS}}{\pi}$  et  $\tau_{HS} = e^{a_{HS} + b_{HS}T + c_{HS}T^2}$ , où  $E_{\min}$  est le module minimum du matériau à basse fréquence,  $E_{\max}$  le module maximum correspondant à la valeur asymptotique du module dynamique à haute fréquence,  $\tau_{HS}$  est le temps de relaxation,  $\alpha_{HS}$ ,  $\beta_{HS}$ , des angles dans la représentation de Cole – Cole,

$\delta_{HS}$  un paramètre déterminé à partir de la courbe de complaisance,  $T$  la température,  $a_{HS}$ ,  $b_{HS}$  et  $c_{HS}$  sont des paramètres liés aux caractéristiques du matériaux. Dans cette équation,  $E_r$  est la composante réelle et  $E_i$  la composante imaginaire. Ces composantes sont obtenues comme suit (Baaj 2002) :

$$E_r = E_{\min} + \frac{J_r(\omega)}{(J_r(\omega))^2 + (J_i(\omega))^2} \text{ et } E_i = \frac{J_i(\omega)}{(J_r(\omega))^2 + (J_i(\omega))^2},$$

avec  $J_r = \frac{1 + \delta_{HS} \cos\left(\frac{k_{HS}\pi}{2}\right)(\omega\tau_{HS})^{-k_{HS}} + \cos\left(\frac{h_{HS}\pi}{2}\right)(\omega\tau_{HS})^{-h_{HS}}}{E_{\max} - E_{\min}},$

et  $J_i = \frac{\delta_{HS} \sin\left(\frac{k_{HS}\pi}{2}\right)(\omega\tau_{HS})^{-k_{HS}} + \sin\left(\frac{h_{HS}\pi}{2}\right)(\omega\tau_{HS})^{-h_{HS}}}{E_{\max} - E_{\min}}.$

Finalement, les paramètres complexes de Lamé peuvent être obtenus à partir du module d'Young complexe et du module de compressibilité volumétrique en utilisant les relations d'élasticité. En supposant que le module de compressibilité volumétrique  $K$  est élastique, les paramètres complexes de Lamé sont :

$$G^*(\omega) = \frac{3KE^*(\omega)}{9K - E^*(\omega)}, \quad \lambda^*(\omega) = K - \frac{2}{3}E^*(\omega). \quad [3.79]$$

Finalement, la formulation des éléments spectraux axisymétriques est complétée en remplaçant les paramètres complexes de Lamé dans les équations des matrices de rigidité élémentaires données aux équations 3.24 et 3.31, respectivement pour les éléments spectraux de couches et les éléments spectraux de couche semi-infinie.

### 3.2.13 Implémentation de la méthode des éléments spectraux

La méthode des éléments spectraux appliquée à l'analyse dynamique des systèmes multicouches axisymétriques a été implémentée dans un nouveau programme développé dans cette recherche. Ce programme appelé ADCES, Analyse Dynamique des Chaussées par Éléments Spectraux, est en langage FORTRAN. Il permet de calculer, à des distances radiales spécifiques, les historiques de déflexion, de vitesse et d'accélération pour un chargement transitoire quelconque appliqué en surface sur une plaque circulaire flexible ou rigide. Il sert aussi de déterminer les contraintes et les déformations dans le système multicouche. La présence d'une couche rigide à la base du système correspondant à un horizon rocheux est également prise en compte.

L'algorithme du programme ADCES se décrit comme suit :

- 1 **PROGRAMME ADCES**
- 2 Lecture du fichier de données :  $P(r,t)$ , géométrie, propriétés
- 3 Calculer des coefficients de Fourier du chargement  $\hat{F}_n$  avec la FFT
- 4 Calculer des coefficients de distribution spatiale  $F_m$  selon le type de plaque
- 5 Calculer des modules complexes  $G^*$  et  $\lambda^*$  (amortissement hystérétique ou modèle viscoélastique)
- 6 **BOUCLE** sur  $n$  fréquences, **POUR**  $n = 1$  à  $N_y$  (fréquence de Nyquist)
- 7 Initialiser  $\hat{u}(r, z, \omega_n) = 0$ ,  $\hat{\sigma}(r, z, \omega_n) = 0$  et  $\hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n) = 0$
- 8 **BOUCLE** sur  $m$  nombre d'onde, **POUR**  $m = 1$  à  $M$
- 10 **BOUCLE** sur  $i$  couches, **POUR**  $i = 1$  à  $L$
- 11 Formation des matrices de rigidité élémentaires  $[\hat{k}_{mn}]$
- 12 Assemblage de la matrice de rigidité globale  $[\hat{K}_{mn}]$
- 13 **FIN DE LA BOUCLE** sur  $i$  couche
- 14 Résoudre le système d'équations linéaires pour les déplacements nodaux :  $[\hat{K}_{mn}] = \hat{u}(z, \omega_n, k_m) \hat{T}_{mn}$  avec  $\hat{T}_{mn} = \{0 \ 1 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 0\}^T$
- 15 **BOUCLE** sur  $i$  couches, **POUR**  $i = 1$  à  $L$
- 16 Calcul des coefficients  $A_{mn}$ ,  $B_{mn}$ ,  $C_{mn}$  et  $D_{mn}$  :  $(\hat{C}_{mn}) = (\hat{A}_{mn}^{-1})(\hat{D}_{mn})$

- 17 Calcul des contraintes et déformations à la distance radiale  $r$   
 $(\hat{\sigma}(r, z, \omega_n))^i$  et  $(\hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n))^j$  (équations 3.45 et 3.46)
- 18 **FIN DE LA BOUCLE** sur  $i$  couches
- 19 Effectuer les sommations  $\hat{u}(r, z, \omega_n) = \hat{u}(r, z, \omega_n) + \hat{u}(z, \omega_n, k_m) F_m J_v(k_m r)$ ,  
 $\hat{\sigma}(r, z, \omega_n) = \hat{\sigma}(r, z, \omega_n) + \hat{\sigma}(r, z, \omega_n) F_m$  et  $\hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n) = \hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n) + \hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n) F_m$
- 20 **FIN DE LA BOUCLE** sur  $m$
- 21 Pondérer  $\hat{u}(r, z, \omega_n) = \hat{u}(r, z, \omega_n) \hat{F}_n$ ,  $\hat{\sigma}(r, z, \omega_n) = \hat{\sigma}(r, z, \omega_n) \hat{F}_n$  et  $\hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n) = \hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n) \hat{F}_n$
- 22 **FIN DE LA BOUCLE** sur  $n$
- 23 Transformation inverse de Fourier de  $\hat{u}(r, z, \omega_n)$ , de  $\hat{\sigma}(r, z, \omega_n)$  et de  $\hat{\varepsilon}(r, z, \omega_n)$  avec la iFFT pour obtenir  $u(t)$ ,  $\sigma(t)$  et  $\varepsilon(t)$
- 24 Sortie des résultats
- 25 **FIN DU PROGRAMME ADCES**

Le programme ADCES est essentiellement divisé en trois parties : une partie pour le prétraitement (étapes 2, 3, 4 et 5), une partie principale de calculs (étapes 6 à 23) et une partie de post-traitement (étape 24). La partie du prétraitement consiste à lire les paramètres initiaux ( $M$ ,  $N$  et  $R$ ), l'historique de chargement, de la géométrie du système multicouche, les propriétés mécaniques des couches de matériaux et l'emplacement des points de calcul des déflexions, des contraintes et des déformations. De plus, les coefficients de la transformée de Fourier du chargement et les coefficients de distribution spatiale sont calculés. Aussi, sont calculés les modules complexe  $G^*$  et  $\lambda^*$  en considérant l'amortissement hystérétique ou l'un des modèles viscoélastiques (Burger, Huet-Sayegh).

La partie principale vise à effectuer la double sommation sur les fréquences et les nombres d'onde. Pour une fréquence  $\omega_n$  et un nombre d'onde  $k_m$ , on calcule d'abord la matrice de rigidité élémentaire de chacune des couches et puis, on forme la matrice de rigidité globale. Ensuite, le système d'équation linéaire est résolu pour obtenir les déplacements spectraux nodaux, en posant une contrainte verticale spectrale unitaire là où l'impact du FWD survient, soit au nœud 1 en surface du système. À partir des déplacements spectraux nodaux, les coefficients  $A_{mn}$ ,  $B_{mn}$ ,  $C_{mn}$  et  $D_{mn}$  sont calculés pour chaque couche permettant ainsi d'évaluer les contraintes et les déformations spectrales aux nœuds. Après, les déplacements

spectraux nodaux, les contraintes et les déformations spectrales sont pondérées par les coefficients de distribution spatiale du chargement et le terme de Bessel  $J_v(k_m r)$ , où l'indice  $v$  prend la valeur 0 ou 1 selon le cas. Cette opération est répétée pour chaque nombre d'onde  $k_m$  complétant ainsi la sommation sur ces nombres d'onde. Finalement, la sommation sur les fréquences est obtenue, premièrement en pondérant les déplacements spectraux, les contraintes et les déformations spectrales par le spectre d'amplitude du chargement ( $\hat{F}_n$ ), et deuxièmement en effectuant la transformée inverse de Fourier.

La dernière partie consiste à sortir les résultats sous formes numériques et graphiques.

### 3.3 Présentation de la méthode des différences finies – FLAC

FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) est un programme de différences finies qui effectue une analyse lagrangienne des milieux continus selon un schéma explicite pour la résolution d'équations différentielles (Itasca 2000). Ce programme est conçu pour l'analyse des phénomènes mécaniques statiques et dynamiques, hydriques, thermiques ainsi que des phénomènes couplés (mécanique – hydrique, mécanique – thermique, hydrique – thermique) principalement dans les domaines minier et géotechnique. Il intègre également des lois de comportements mécaniques simples (élasticité linéaire isotrope et anisotrope) et complexes élasto-plastiques (Mohr-Coulomb, Cam-Clay, etc.) et élastiques non linéaires (modèles hyperbolique, Duncan, Finn-Martin).

La méthode des différences finies dans FLAC version 4.0.294 a été retenue puisqu'il s'agit d'une approche robuste pour l'analyse des problèmes géotechniques non linéaires en plus d'offrir la possibilité de développer des modèles mécaniques propres grâce à son langage de programmation. Plus particulièrement, ce programme permet de résoudre l'équation de mouvement

(équation 2.23) pour un milieu axisymétrique. La géométrie du milieu continu est discrétisée en de nombreux éléments quadrilatères formant la grille. L'équation de mouvement est résolue en utilisant une masse distribuée aux nœuds de la grille dérivée de la masse réelle des éléments avoisinants. Ainsi, la matrice de masse, qui est une représentation discrète de la distribution continue de la masse, est diagonale.

La simulation d'un chargement dynamique dans un milieu s'effectue selon un schéma explicite de résolution de l'équation de mouvement dont la stabilité requiert un pas de temps minimum. La modélisation du milieu permet d'introduire des frontières absorbantes afin de simuler l'écoulement de l'énergie de vibration à l'extérieur du système alors que des conditions essentielles de rigidité aux frontières provoquent des réflexions des ondes incidentes. De plus, des considérations de maillage doivent être respectées pour la transmission des ondes dans la grille. Ces différents aspects propres à l'analyse dynamique sont examinés plus en détails de même que la méthodologie de simulation dynamique des essais FWD et les considérations d'amortissement mécanique.

### **3.3.1 Procédure de résolution**

La procédure explicite de résolution utilisée dans FLAC est illustrée sur la figure 3.8. Cette procédure fait appel à l'équation de mouvement pour dériver de nouvelles vitesses et de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces. Ensuite, les taux de déformation sont calculés à partir des incréments de déformations sont obtenus pour un pas de temps considéré. Les nouvelles contraintes sont déterminées à l'aide de ces déformations et de la loi de comportement écrite sous forme incrémentale. À chaque cycle de cette procédure, un pas de temps est consommé. Durant un cycle, il est important de réaliser que les contraintes demeurent constantes lorsque les nouvelles vitesses et les

nouveaux déplacements sont calculés, alors que ce sont les vitesses qui demeurent constantes lorsque de nouvelles contraintes sont calculées.

Cette approche est valide dans la mesure où l'on choisit un pas de temps suffisamment petit pour que la vibration ne puisse pas se propager d'un élément à l'autre durant cet intervalle de temps. En somme, le pas de temps de calcul doit être inférieur au temps requis pour que la vibration passe d'un élément à l'autre. Par conséquent, les calculs sont réalisés avec des valeurs connues et fixes durant cet intervalle de temps permettant ainsi de mettre à jour les vitesses, les déplacements, les contraintes et les forces d'équilibre de chaque élément pour le prochain cycle. Évidemment, après plusieurs cycles, les vibrations vont se propager à travers plusieurs éléments comme elles le feraient physiquement dans un milieu réel idéal.

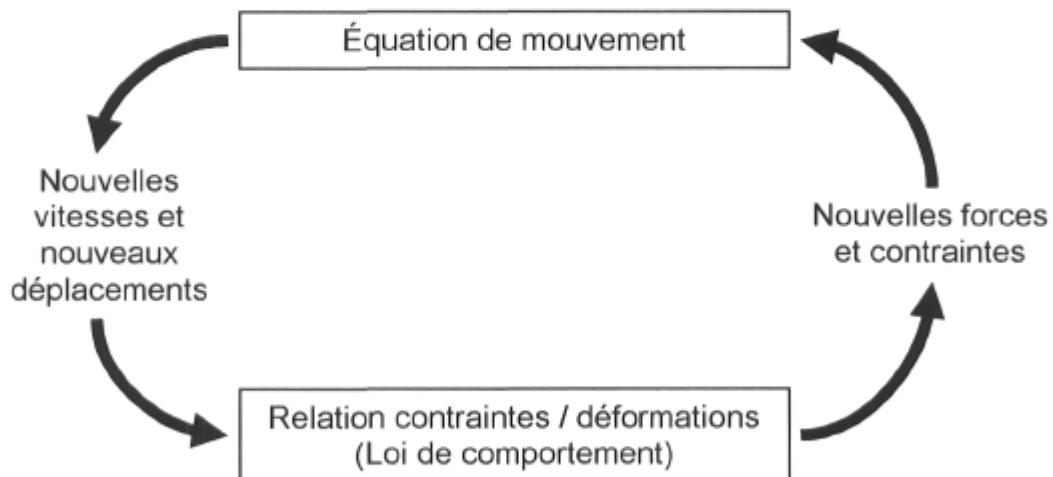


Figure 3.8 : Schéma explicite de résolution dans FLAC (Itasca 2000).

### 3.3.2 Pas de temps minimum

La procédure explicite de résolution impose un pas de temps minimum pour que la réponse du modèle demeure stable au cours des cycles. Le choix du pas de temps



devient donc un critère important pour l'analyse dynamique dans FLAC. Le pas de temps minimum ( $\Delta t_{\min}$ ) recommandé (Itasca 2000) est donné par :

$$\Delta t_{\min} = \frac{\Delta t_{\text{critique}}}{2} = \frac{1}{2} \min \left\{ \frac{A}{V_p \Delta x_{\max}} \right\} \quad [3.80]$$

où  $A$  est l'aire d'un élément,  $V_p$  est la vitesse des ondes de compression,  $\Delta x_{\max}$  est la dimension maximum de l'élément, généralement la longueur de la diagonale entre deux nœuds,  $\min\{ \}$  est une fonction qui retourne la valeur minimum du terme entre accolades parmi tous les éléments de la grille. Un facteur de sécurité de deux est appliqué au pas de temps critique ( $\Delta t_{\text{critique}}$ ). La vitesse de l'onde de compression est la vitesse maximale qui contrôle la propagation de l'information à travers un élément. Ainsi, le pas de temps de calcul choisi est inférieur au temps nécessaire pour que l'onde de compression traverse le plus petit élément ayant la plus grande rigidité.

Lorsque l'amortissement mécanique de type Rayleigh est utilisé, la valeur du pas de temps minimum doit être réduite pour assurer la stabilité. À ce sujet, le manuel d'utilisation de FLAC (Itasca 2000) fournit de plus amples informations.

### 3.3.3 Types de frontières

Différents types de frontières peuvent être simulées dans FLAC : frontière de champ éloignée (*free-field boundary*), des frontières absorbantes et des frontières rigides. Cependant, le cas axisymétrique permet seulement l'utilisation de frontières absorbantes et rigides. FLAC utilise les frontières absorbantes visqueuses développées par Lysmer et Kuhlemeyer (1969) pour absorber l'énergie des ondes incidentes et éviter l'introduction d'ondes réfléchies dans le système. Ce type de frontières est modélisé par des amortisseurs indépendants dans les directions normale et tangentielle qui génèrent respectivement des contraintes de

traction normale et de cisaillement. La contrainte normale et celle de cisaillement sont respectivement proportionnelles à la vitesse des ondes de compression et de cisaillement. Ces dernières sont appliquées aux nœuds sur la frontalière.

Les frontières absorbantes visqueuses présentent cependant une efficacité réduite pour absorber l'énergie associée aux ondes de Rayleigh. D'autres techniques plus efficaces sont requises mais elles s'avèrent applicables seulement dans le domaine des fréquences (Lysmer et Waas 1972). Par conséquent, d'autres astuces doivent donc être envisagées pour éviter que les ondes de Rayleigh réfléchies à la frontière viennent contaminer la réponse dans l'intervalle de temps désiré. L'une des astuces envisagées dans cette thèse consiste à atténuer ces ondes avant qu'elles arrivent à la frontière en augmentant l'amortissement mécanique des éléments en dehors de la zone d'intérêt près du point de chargement. Une autre astuce consiste à positionner la frontière radiale suffisamment loin du point d'impact pour que les ondes réfléchies n'aient pas le temps de contaminer la réponse durant l'intervalle de temps désiré. Ces deux astuces peuvent également être utilisées conjointement pour optimiser la dimension du maillage et limiter l'intensité des ondes de Rayleigh réfléchies.

### **3.3.4 Transmission des ondes**

Des distorsions numériques peuvent survenir lors de l'analyse dynamique et altérer la propagation des ondes en raison du raffinement du maillage duquel dépend la distribution de la masse. La précision numérique de cette transmission des ondes à travers le milieu est affectée à la fois par le contenu fréquentiel du chargement appliqué et les propriétés mécaniques du milieu (Itasca 2000). Afin d'éviter ces distorsions numériques, Kuhlemeyer et Lysmer (1973) ont montré que les dimensions spatiales des éléments doivent être inférieures approximativement à un dixième à un huitième de la longueur d'onde associée à la plus haute composante fréquentielle du chargement pour obtenir une représentation précise

de la transmission des ondes à travers le milieu. Donc, le critère de transmission des ondes est :

$$\Delta x \leq \frac{\lambda_{\min}}{10} \quad [3.81]$$

où  $\Delta x$  est la dimension maximale des arêtes des éléments formant la grille,  $\lambda_{\min}$  est la longueur d'onde minimale associée à la plus haute composante fréquentielle du chargement. La valeur de la longueur d'onde dépend des propriétés mécaniques des couches de matériaux caractérisées par la vitesse des ondes de compression ( $V_p$ ) et de cisaillement ( $V_s$ ), et elle s'obtient avec la relation :  $\lambda_{\min} = V/f$ , où  $V$  est la vitesse minimale du système. Dans le cas des essais FWD,  $\Delta x$  peut être évaluée à l'aide de la vitesse des ondes et de la fréquence maximale du spectre de chargement. Notons que les vitesses les plus faibles des ondes sont généralement associées aux ondes de Rayleigh se propageant dans la couche de sol d'une chaussée. Ces ondes ont une vitesse égale à environ 94 % de celle des ondes de cisaillement. Quant au chargement du FWD, son spectre de fréquence est compris entre 0 et 100 Hz environ, mais dont la majeure partie de l'énergie est entre 0 et 60 Hz. Il faut également noter que les hautes fréquences sont atténuées plus rapidement avec la distance que les basses fréquences.

### 3.3.5 Amortissement mécanique

La dissipation naturelle de l'énergie de vibration dans un système est prise en compte dans FLAC par l'introduction d'un amortissement mécanique simulant le frottement interne entre les particules. Différentes représentations de l'amortissement mécanique sont disponibles dans ce programme pour les analyses dynamiques (Itasca 2000). L'amortissement de type Rayleigh, communément utilisée dans les programmes formulés dans le domaine du temps, est approximativement indépendant des fréquences sur une plage limitée et il est

utilisé pour amortir les modes naturels de vibration du système. Ce type d'amortissement est défini par une matrice d'amortissement  $\mathbf{C}$  donnée par l'association de deux composantes visqueuses proportionnelles à la matrice de masse  $\mathbf{M}$  et la matrice de rigidité  $\mathbf{K}$  :

$$\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K} \quad [3.82]$$

où  $\alpha_R$  est une constante d'amortissement proportionnelle à la masse,  $\beta_R$  une constante d'amortissement proportionnelle à la rigidité. Ces deux constantes peuvent être reliées à la fréquence naturelle d'oscillation et au ratio d'amortissement (Itasca 2000).

FLAC dispose aussi d'un amortissement dit local et qui est une façon pratique d'inclure l'amortissement hystérétique. Ce type d'amortissement effectue une addition de masse aux nœuds lorsque la vitesse change de signe et une soustraction de masse aux nœuds lorsqu'elle passe un maximum ou un minimum. Ainsi, des incréments de l'énergie cinétique sont extraits deux fois par cycle d'oscillation. La quantité d'énergie extraite,  $W_D$ , est proportionnelle au maximum de l'énergie de déformation transitoire,  $W_S$ . Le ratio  $W_D/W_S$  est indépendant du taux de déformation et de la fréquence comme c'est le cas pour l'amortissement hystérétique. L'amortissement local est donné dans FLAC par :

$$\alpha_L = \pi \zeta \quad [3.83]$$

où  $\alpha_L$  est le ratio d'amortissement local et  $\zeta$  le ratio d'amortissement hystérétique. Cependant, l'amortissement local doit être utilisé avec précaution puisqu'il peut devenir irréaliste lorsque le nombre de composantes fréquentielles augmente, entraînant une sous-évaluation de l'amortissement pour les composantes de hautes fréquences et introduisant du bruit de hautes fréquences (Itasca 2000).

### 3.3.6 Méthodologie de simulation dynamique des essais FWD

Une méthodologie a été mise de l'avant dans FLAC pour simuler les essais FWD en résolvant l'équation de mouvement appliquée à ce cas de chargement à la surface d'un milieu multicouche considéré axisymétrique. Les étapes de cette méthodologie sont :

1. Représentation de la géométrie de la chaussée à l'aide de la grille en ajustant la dimension des éléments et en positionnant les nœuds de la grille pour reproduire l'épaisseur de chaque couche, le rayon de la plaque de chargement et la position des points d'observation. De plus, la variation entre les dimensions d'éléments voisins est limitée à 10 % afin de réduire l'apparition de phénomène de localisation (Itasca 2000) et le manque d'uniformité dans la distribution de la masse pouvant influencer la propagation des ondes (Rizzi 1989). Par ailleurs, des essais préliminaires ont montré que la grille doit avoir une dimension radiale de l'ordre de 10 à 12 m pour éviter que les ondes de Rayleigh réfléchies à la limite radiale affectent la solution dans les premiers 60 ms. De plus, la modélisation de la distribution de la pression sous la plaque de chargement de 150 mm de rayon requière un minimum de six éléments de 25 mm de largeur pour obtenir une représentation raisonnable de la distribution des contraintes dans le revêtement et de la déflexion au centre de la plaque du FWD.

Le respect du critère de transmission n'est pas problématique près du point d'application de la charge (<1.5 m) en raison des faibles dimensions des éléments; les dimensions des éléments sont généralement inférieures à 100 mm environ dans cette zone. Au-delà de 1.5 m, la dimension maximale des éléments a été limitée à 200 mm afin de respecter le critère de transmission des ondes. Par conséquent, le facteur d'élanement des éléments est de 8 au maximum. Ainsi, 150 éléments sont utilisés pour discrétiser le milieu horizontalement. Si le roc est positionné à 12 m de profondeur, environ 150

éléments sont aussi nécessaires verticalement, soit une grille de 150 par 150 éléments pour un total de 22 500 éléments.

2. lorsque la grille a été ajustée, attribution d'une loi de comportement à chacune des couches de la chaussée et spécification des propriétés mécaniques de ces lois.
3. Spécification des conditions aux frontières. Les conditions essentielles sont imposées en fixant les déplacements aux nœuds frontaliers dans les directions principales, le cas échéant.
4. Calcul de l'équilibre statique du système avant l'application de la charge du FWD. Cet équilibre fournit l'état de contraintes initial de chaque élément et il détermine les forces d'équilibre aux frontières. Le coefficient des terres au repos peut alors être pris en compte en vue d'initialiser l'état de contraintes.
5. Ajustement de l'état de contraintes initial pour tenir compte de la pression initiale statique sous la plaque circulaire du FWD (environ 70 kPa dans le cas du FWD Carl Bro) lorsque celle-ci est mise en contact avec la surface du système avant l'impact proprement dit (voir chapitre 4, figure 4.4).
6. Application des conditions dynamiques de frontières absorbantes et d'amortissement mécanique.
7. Application de la pression générée à la surface du système lors de l'impact du FWD ainsi que le suivi des déflexions, des déformations et des contraintes résultantes aux points d'observation. La simulation des essais durant l'analyse dynamique est effectuée sur l'intervalle de temps spécifié.
8. Impression des résultats.

### 3.4 Vérification des méthodes de calcul dynamique

La méthode des éléments spectraux a été vérifiée avec succès par Al-Khoury et *al.* (2001a) et Al-Khoury (2002). Ils ont comparé graphiquement les historiques de déflexion calculés par leur programme LAMDA avec ceux obtenus à l'aide du programme CAPA-3D (Scarpas 1992) et ceux présentés par Foinquinos Mera (1995) pour le cas multicouche. Ils ont également comparé les historiques de déflexion du champ proche calculés par le programme LAMDA avec ceux donnés par l'équation analytique d'une charge ponctuelle présenté par Foinquinos Mera (1995) pour le cas d'une couche semi-infinie, et de même, avec ceux du champ lointain donnés par l'équation analytique d'une charge ponctuelle proposée par Foinquinos Mera et Roësset (2000). De plus, Al-Khoury (PLAXIS 2004) a obtenu des historiques de déflexion à l'aide du programme LAMDA très similaires, mais dont les valeurs maximales de déflexions sont légèrement inférieures (moins de 10 % environ) à celles calculées avec le programme PLAXIS.

Dans le cadre de cette recherche, les mêmes solutions obtenues par Foinquinos Mera (1995) mentionnées précédemment pour la chaussée flexible sont utilisées à nouveau pour fin de vérification des déflexions calculées avec les programmes ADCES et FLAC. De plus, les déflexions, les contraintes et des déformations calculées à l'aide du programme ADCES sont comparées à celles déterminées avec le logiciel CESAR-LCPC (Humbert 1989; Dangla et Coussy 1992).

Les propriétés de la chaussée flexible composée de trois couches sont présentées dans le tableau 3.1. Deux géométries sont examinées, soit le cas 1) où la dernière couche est d'une épaisseur semi-infinie et le cas 2) où le roc est localisé à 6.096 m (20 pi) de profondeur. Une charge maximale de 10 kN est appliquée sur une plaque de 150 mm de rayon. Le chargement  $Q(t)$  est une impulsion sinusoïdale donnée par la relation suivante :

$$Q(t) = \frac{Q_{\max}}{2} \left( 1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right) = Q_{\max} \sin^2\left(\frac{\pi t}{T}\right) \quad [3.84]$$

où  $Q_{\max}$  est la charge maximale,  $T$  est la durée de l'impulsion et  $t$  est le temps. La durée de l'impulsion est de 0.032 s. Les déflexions sont calculées aux distances radiales suivantes : 0, 0.3048, 0.6096, 0.9144, 1.2192, 1.524 et 1.8288 m.

**Tableau 3.1 :** Propriétés des couches de la chaussée.

Couche	H	$V_s$	G	E	$\nu$	$\rho$	$\zeta$
	(m)	(m/s)	(MPa)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)
1	0.1524	762	1255.64	3264.67	0.30	2162.5	2.0
2	0.3048	304.8	186.02	502.26	0.35	2002.3	2.0
3	1) infinie 2) 5.6388	152.4	44.65	125.01	0.40	1922.2	2.0

### 3.4.1- Modélisation de la chaussée à l'aide du programme ADCES

La chaussée a été modélisée dans le programme ADCES par deux éléments spectraux de couche, pour représenter le revêtement et la fondation, et par un élément spectral de couche semi-infinie pour représenter le sol dans le cas 1) semi-infini. Par contre, le sol du cas 2) roc à 6.096 m est représenté par un élément spectral de couche dont les déplacements au nœud inférieur sont fixés. L'épaisseur et les propriétés mécaniques des éléments spectraux ont été assignées en conformité avec celles fournies dans le tableau 3.1.

Dans le cas de la méthode des éléments spectraux, 2048 points d'échantillonnage dans le temps (N) ont été considérés avec un pas de temps de 0.0002 s. Les coefficients de distribution spatiale  $F_m$  ont été déterminés pour le cas de la plaque flexible. Quant aux paramètres de discrétisation spatiale, les valeurs M et R sont respectivement 10 485 et à 300 m, selon les justifiées exposées ci-après.



### 3.4.1.1 Choix des paramètres de discrétisation spatiale R et M

L'introduction de la condition essentielle homogène à la frontière  $r = R$  a conduit à  $m = 1$  à  $M$  fonctions pour chaque  $k_m$  nombres d'onde (§ 3.2.7). Or, les valeurs de  $R$  et de  $M$  doivent être spécifiées pour chaque problème. Dans le cas du FWD, Al-Khoury (2002) a utilisé respectivement les valeurs de 150 m et de 1 200 échantillons pour  $R$  et  $M$ . Cette valeur de  $M$  est associée au point après la première demi-oscillation de la fonction des coefficients de distribution spatiale  $F_m$  illustrée sur la figure 3.9. Avec  $R = 150$  m,  $F_m$  est égale à zéro lorsque  $k_m = 25.52 \text{ m}^{-1}$  ( $k_m > 0$ ) avec  $m = 1\ 219$  (Al-Khoury (2002) à arrondi à 1 200). Sur cette même figure, les coefficients de distribution spatiale  $F_m$  sont aussi illustrés pour  $R = 300$  m afin de montrer l'influence de ce paramètre. Les deux séries ont des valeurs de  $F_m$  qui convergent lorsque  $k_m$  augmente.

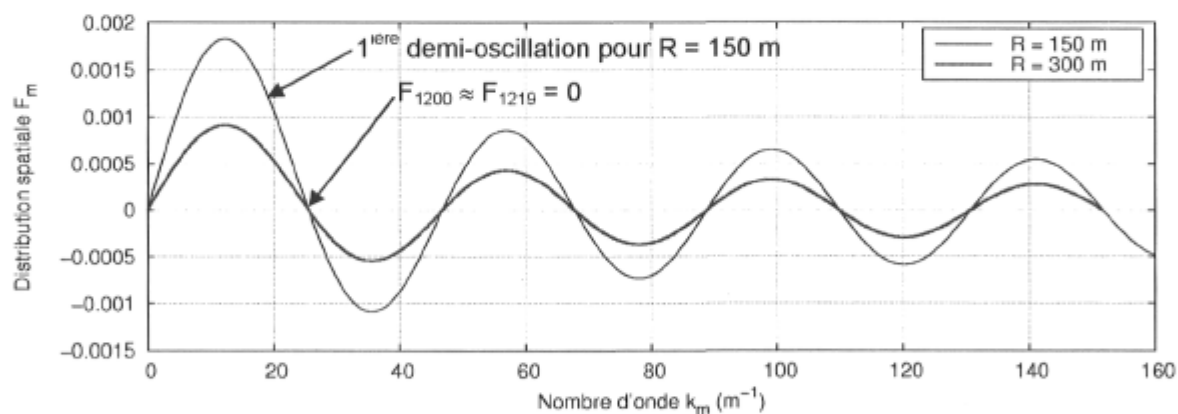


Figure 3.9 : Coefficients de distribution spatiale  $F_m$  pour une plaque flexible.

Le choix des paramètres  $M$  et  $R$  ont une légère influence sur la valeur des déflexions calculées par la méthode des éléments spectraux. La déflexion  $D_0$ , sous le point de chargement, est davantage influencée par les courtes longueurs d'onde ( $1/k_m$ ) près du point de chargement comparativement aux déflexions mesurées plus loin. Les tableaux 3.2 et 3.3 présentent les bassins de déflexion calculés pour différentes valeurs des paramètres  $R$  et  $M$ . Par exemple dans le tableau 3.2, la déflexion  $D_0$  est de  $65.6 \mu\text{m}$  pour  $R = 150$  m et  $M = 1\ 219$ . Lorsque  $M$  augmente

pour passer d'un point à l'autre où  $F_m = 0$ , la valeur de  $D_0$  oscille et converge à  $64.7 \mu\text{m}$  lorsque  $M = 5243$  après la 5<sup>ème</sup> demi-oscillation de la distribution spatiale de la pression sous la plaque flexible, comme l'indique l'erreur relative sur  $D_0$  calculée au bas du tableau; la valeur de  $D_0$  pour  $M = 5243$  après la 7<sup>ème</sup> demi-oscillation a été considérée comme valeur de référence. Pour les déflexions mesurées aux autres distances radiales entre 0.3 et 1.83 m, la valeur de  $M$  n'a pas d'influence. Le tableau 3.3 présente les mêmes calculs pour  $R = 300$  m. Dans ce cas, la valeur de  $D_0$  converge à  $64.6 \mu\text{m}$  pour  $M = 10485$  après la 5<sup>ème</sup> demi-oscillation, ce qui est très proche de la valeur précédente avec  $R = 150$  m. La dimension maximale du domaine fini  $R$  a une influence mineure ( $0.1 \mu\text{m}$ ) sur la valeur des déflexions si l'on compare les bassins de déflexion entre les tableaux 3.2 et 3.3. Il est donc nécessaire de considérer 5 demi-oscillations avant d'atteindre la convergence pour  $D_0$ .

Par ailleurs, l'examen des historiques de déflexion révèle qu'il se produit une réflexion à la frontière fictive lorsque  $R$  est égal à 150 m. Par conséquent, les valeurs retenues pour  $R$  et  $M$  sont respectivement 300 m et 10485 pour fins de simulation des essais FWD. Pour  $m = 1$ ,  $k_m = 0.008 \text{ m}^{-1}$ , et pour  $m = M = 10485$ ,  $k_m = 110 \text{ m}^{-1}$ . Ces paramètres permettent d'accommoder des longueurs d'ondes ( $\lambda_m = 2\pi/k_m$ ) comprises entre 0.009 et 125 m, ce qui est suffisamment suffisant pour tous les modes typiquement produits par le FWD. De même, les valeurs de  $R = 150$  m et de  $M = 5243$  échantillons sont aussi appropriés, mais le calcul des historiques de déflexions doit être limité à 60 ms environ.

À titre d'information, le temps de calcul est indiqué dans le tableau 3.2 pour effectuer  $M$  itérations à chaque fréquence entre 2 et 500 Hz (204 pas d'échantillonnage en fréquence pour  $dt = 0.0002$  s); les calculs étant effectués sur un Compaq Presario 1200 de HP avec un processeur de 450 MHz. Le temps de calcul devient un élément important lors de l'analyse inverse où le programme ADCES doit être appelé à plusieurs reprises.

**Tableau 3.2 :** Variation des déflexions selon M pour R = 150 m.

½ oscillation	1	2	3	4	5	6	7	8
M	1219	2233	3239	4441	5243	6244	7245	8245
T (s)	33	55	79	108	127	150	174	198
Distance (m)	Bassins de déflexion (µm)							
0.0	65.6	64.1	64.9	64.4	64.7	64.5	64.7	64.5
0.3048	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8
0.6096	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
0.9144	21.9	21.9	21.9	21.9	21.9	21.9	21.9	21.9
1.2192	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8
1.5240	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4
1.8288	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3
Erreur D <sub>0</sub>	1.39%	-0.93%	0.31%	-0.46%	0.00%	-0.31%	réf.	-0.31%

**Tableau 3.3 :** Variation des déflexions selon M pour R = 300 m.

½ oscillation	1	2	3	4	5	6	7
M	2439	4467	6476	8482	10485	12489	14489
T (s)	59	107	157	203	251	299	347
Distance (m)	Bassins de déflexion (µm)						
0.0	65.6	64.0	64.8	64.3	64.6	64.4	64.6
0.3048	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8	43.8
0.6096	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9
0.9144	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
1.2192	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7
1.5240	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4
1.8288	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2
Erreur D <sub>0</sub>	1.55%	-0.92%	0.31%	-0.46%	0.00%	-0.31%	réf.

### 3.4.2- Modélisation de la chaussée à l'aide du programme FLAC

Le système de chaussée à trois couches a été modélisé dans FLAC version 4.0.294 (2002) à l'aide de la grille de différences finies qui est ajustée pour représenter l'épaisseur des couches comme l'illustre la figure 3.10. Un maillage non uniforme a été utilisé dont la plus petite dimension, près du point d'application de la charge, est de 25 mm alors que la plus grande est limitée à 200 mm. La

dimension radiale du maillage a été fixée à 12 m suite à des tests préliminaires; Stolle et Sedran (1994) ont retenu une valeur de 13 m. Quant à la profondeur du maillage, elle a été fixée à 12.096 m dans le cas 1) semi-infini et à 6.096 m dans le cas 2) où le roc est à cette profondeur. Par conséquent, 21 168 éléments ont été utilisés pour discrétiser le domaine semi-infini du cas 1) et 16 758 éléments pour le cas 2) avec le roc à 6.096 m de profondeur.

Des frontières absorbantes ont été spécifiées en périphérie et à la base du domaine dans le cas 1) semi-infini. Dans le cas 2), une frontière rigide a été imposée à la base du domaine pour simuler le roc. Quant au chargement dynamique, une pression uniforme a été appliquée en surface comme le montre la figure 3.10.

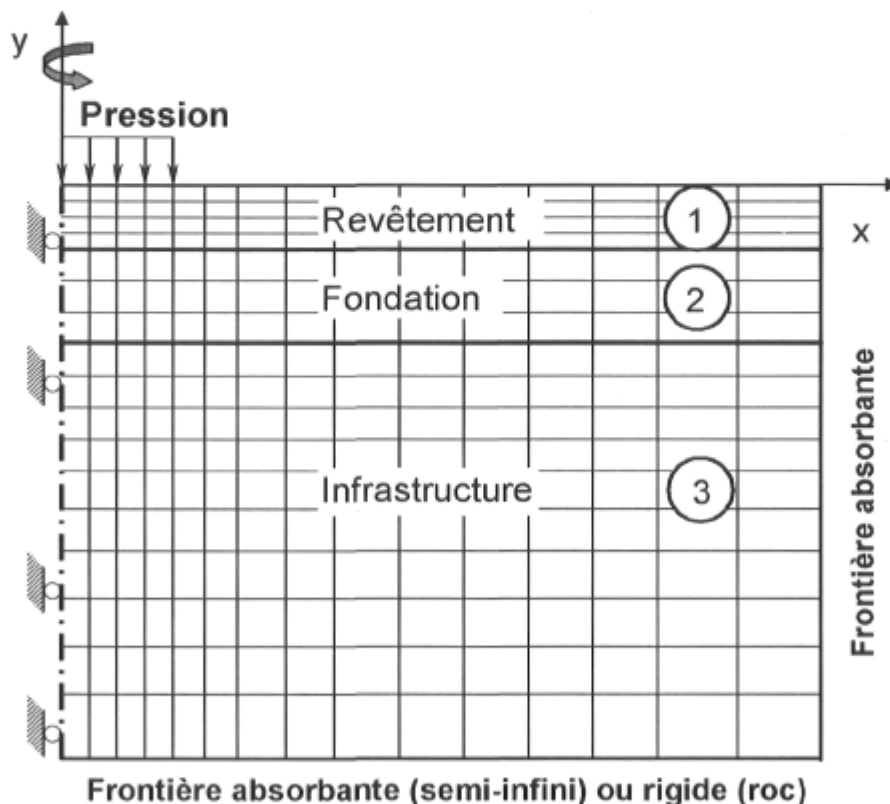


Figure 3.10 : Modélisation de la chaussée dans FLAC en conditions axisymétriques.

Un amortissement local correspondant à un ratio d'amortissement de 2.0 % a été appliqué à chacun des éléments de la grille. Notons que le pas de temps de calcul dans FLAC est de  $6.249 \times 10^{-6}$  s afin de respecter le critère de stabilité de la solution.

### **3.4.3- Vérification des résultats**

Les historiques de déflexions calculés à l'aide du programme ADCES sont premièrement comparés en confrontant les résultats avec ceux publiés par Foinquinos Mera (1995) et ceux obtenus avec FLAC. Ensuite, les bassins de déflexions, les valeurs de pic de contraintes et de déformations calculées à l'aide du programme ADCES sont comparés avec ceux déterminés à l'aide de CESAR-LCPC (LCPC-Itech 2002) et de FLAC. Le système multicouche présenté dans le tableau 3.2 est utilisé tout au long de cette vérification.

#### **3.4.3.1 Vérification des historiques de déflexion pour un milieu multicouche**

Les historiques de déflexion calculés par le programme ADCES et par le programme FLAC sont comparés avec les résultats de Foinquinos Mera (1995), respectivement aux figures 3.11 et 3.12 pour le cas 1) semi-infini (l'unité de l'ordonnée est le millième de pouce par 1000 lb-force, soit 1.00 mils/kips =  $5.71 \mu\text{m/kN}$ ). Apparemment, les résultats sont très similaires, sauf peut être, pour le géophone 1 au centre de la plaque de chargement, où les valeurs de pic calculées par le programme ADCES et FLAC sont légèrement supérieures (moins de 2.5 %). Par ailleurs, l'amortissement local de FLAC semble bien reproduire l'amortissement hystérétique en conditions axisymétriques. Notons que le pas de temps utilisé par Foinquinos Mera (1995) est de 0.002 s alors qu'un pas de 0.0002 s a été retenu avec la méthode des éléments spectraux pour obtenir des historiques dont l'allure est continue.

De même, les historiques de déflexion calculés avec le programme ADCES et le programme FLAC sont comparés aux résultats de Foinquinos Mera (1995), respectivement aux figures 3.13 et 3.14 pour le cas 2) où le roc est à 6.096 m de profondeur. Apparemment, les résultats sont aussi très similaires, sauf pour ceux obtenus avec FLAC après 0.11 s où les réflexions artificielles des ondes de Rayleigh au périmètre du maillage viennent contaminées légèrement les réflexions des ondes de volume sur la couche de roc près de la surface.

Les historiques de déflexion calculés avec le programme ADCES pour le système multicouche semi-infini (cas 1) montré sur la figure 3.11 B) sont pratiquement identiques à ceux obtenus à l'aide de FLAC, tels qu'illustrés sur la figure 3.12 B). Il en va de même pour les résultats du programme ADCES montrés sur la figure 3.13 B) et ceux de FLAC sur la figure 3.14 B), pour  $t < 0.11$  s,

#### **3.4.3.2 Vérification des contraintes et des déformations pour un milieu multicouche**

Le programme CESAR-LCPC est un code d'éléments finis qui permet de calculer les déplacements et les contraintes pour différents cas de chargement dont le cas dynamique en conditions axisymétriques. La version 4 du programme a été utilisée avec l'interface CLEO2D pour le pré-traitement et le post-traitement (LCPC-Itech 2002). Le module DYNI a été employé pour l'analyse dynamique avec un amortissement de type Rayleigh tel que défini par l'équation 3.82 et dont les valeurs des coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont respectivement égales à 2.512 et  $1.591 \times 10^{-4}$  (une fréquence naturelle de 20 Hz a été considérée). Ce module effectue une intégration directe dans le temps selon l'algorithme de Newmark qui est un algorithme implicite et inconditionnellement stable. Le chargement est défini par l'équation 3.84 où 500 pas temps de 0.0002 s ont été considérés. La chaussée à trois couches (tableau 3.2) a été modélisée par 4 208 éléments quadrangulaires quadratiques à huit nœuds en utilisant un maillage non uniforme plus dense près de la zone de chargement. La dimension radiale du domaine a été fixée à 15 m.

## Cas 1) – Semi-infini

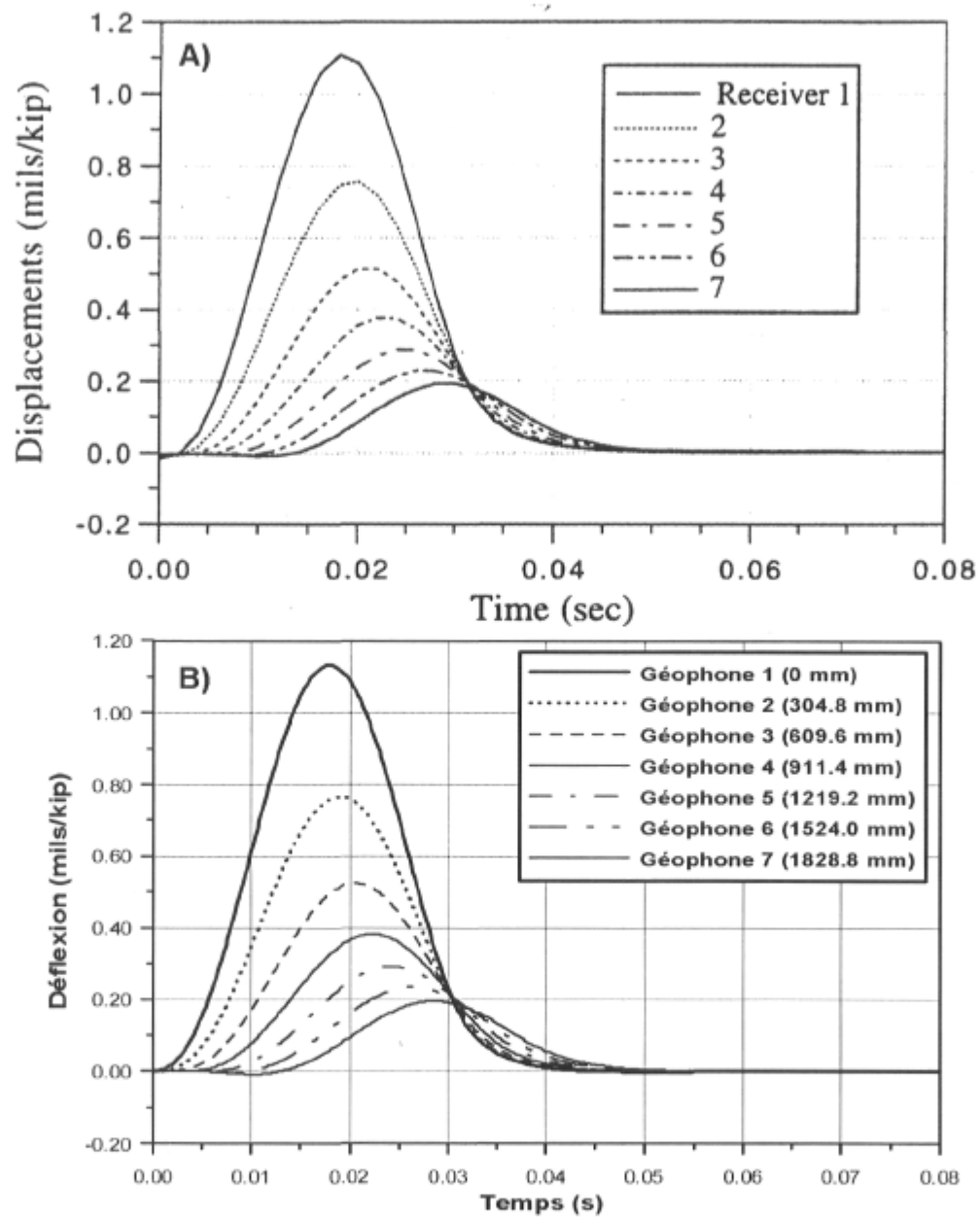


Figure 3.11 : Comparaison des historiques de déflexion pour le cas 1) semi-infini : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme ADCES.

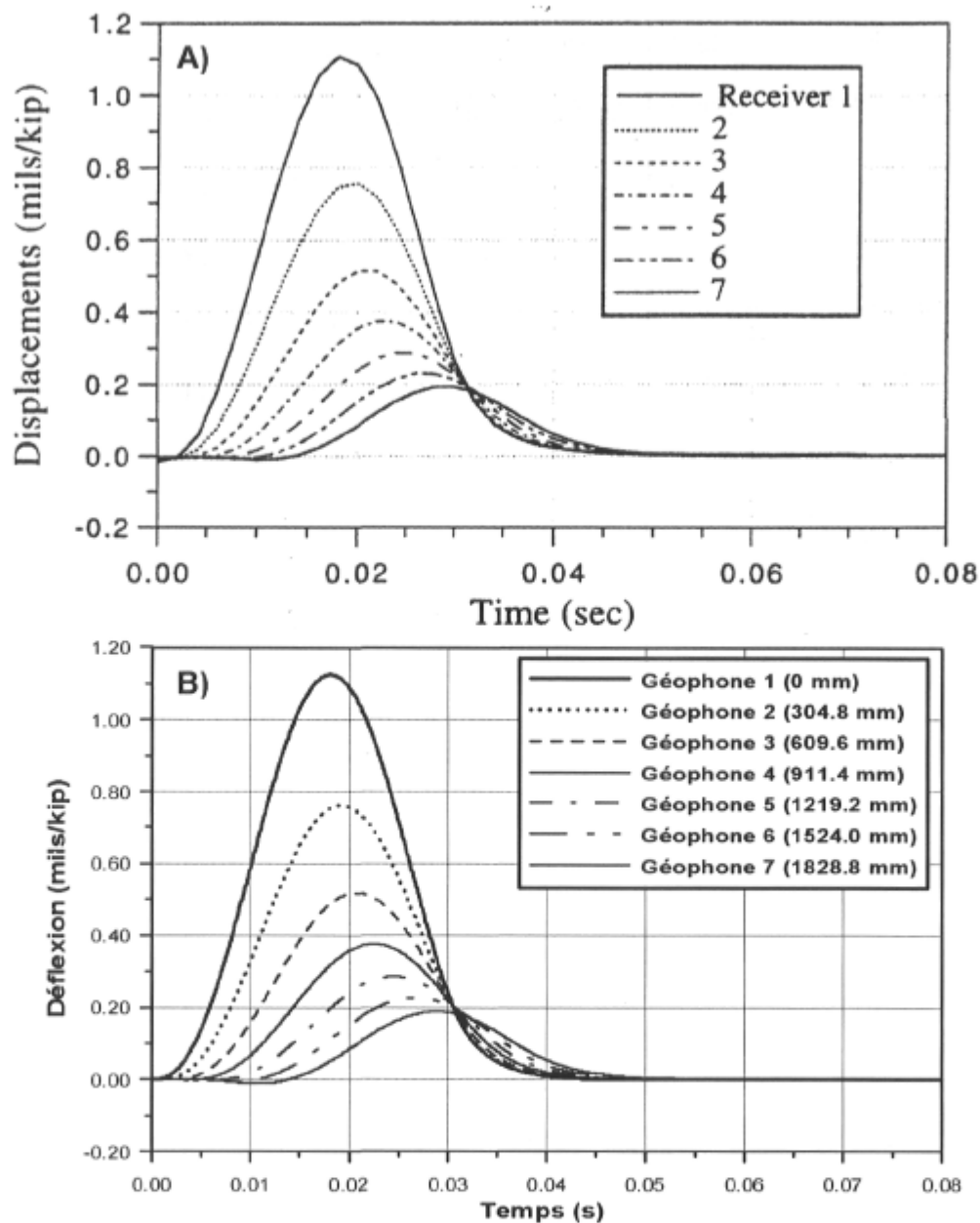


Figure 3.12 : Comparaison des historiques de déflexion pour le cas A) semi-infini : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme FLAC.



Cas 2) – Roc à 6.096 m

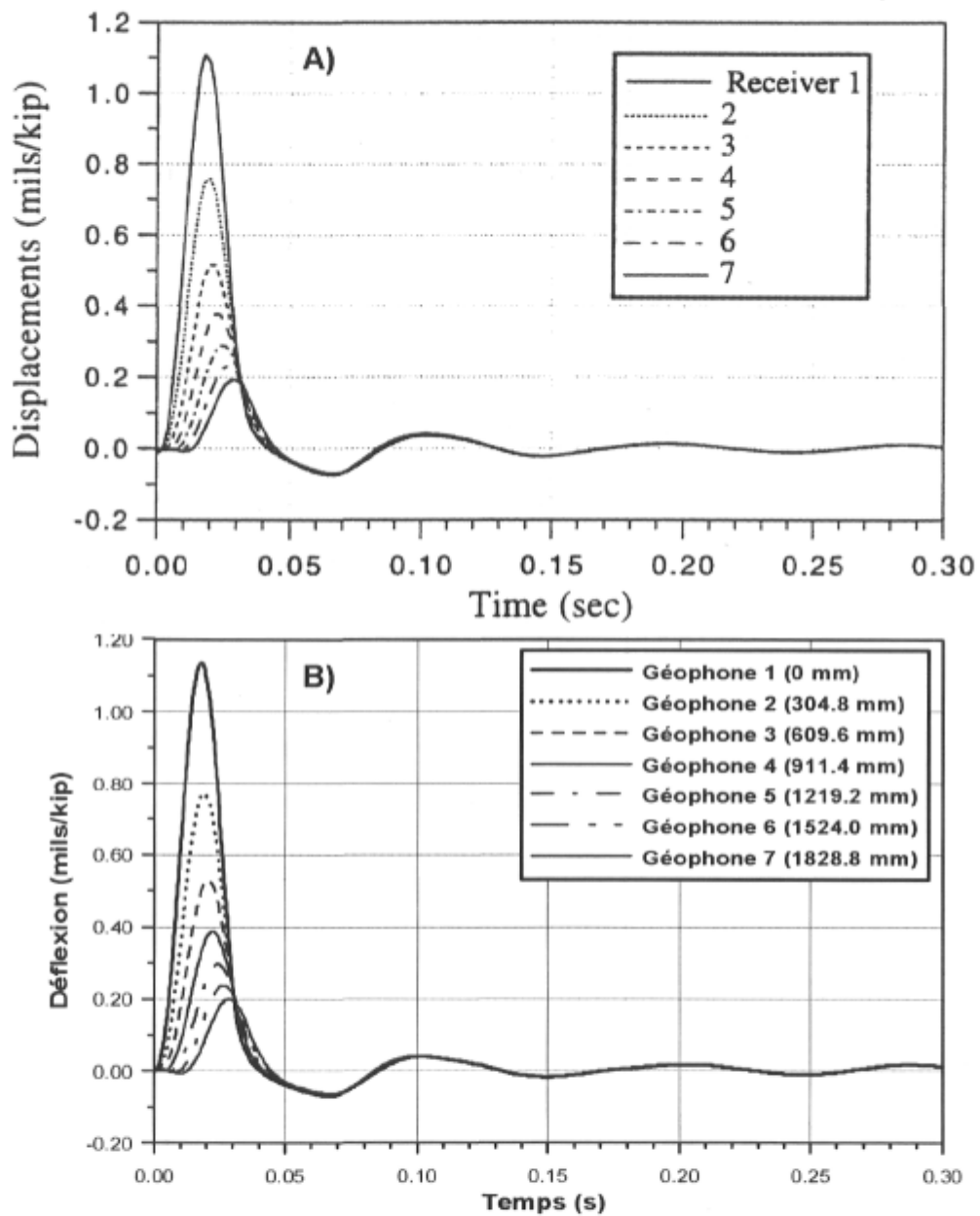


Figure 3.13 : Comparaison des historiques de déflexion pour le cas 2) roc à 6.096 m : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme ADCES.

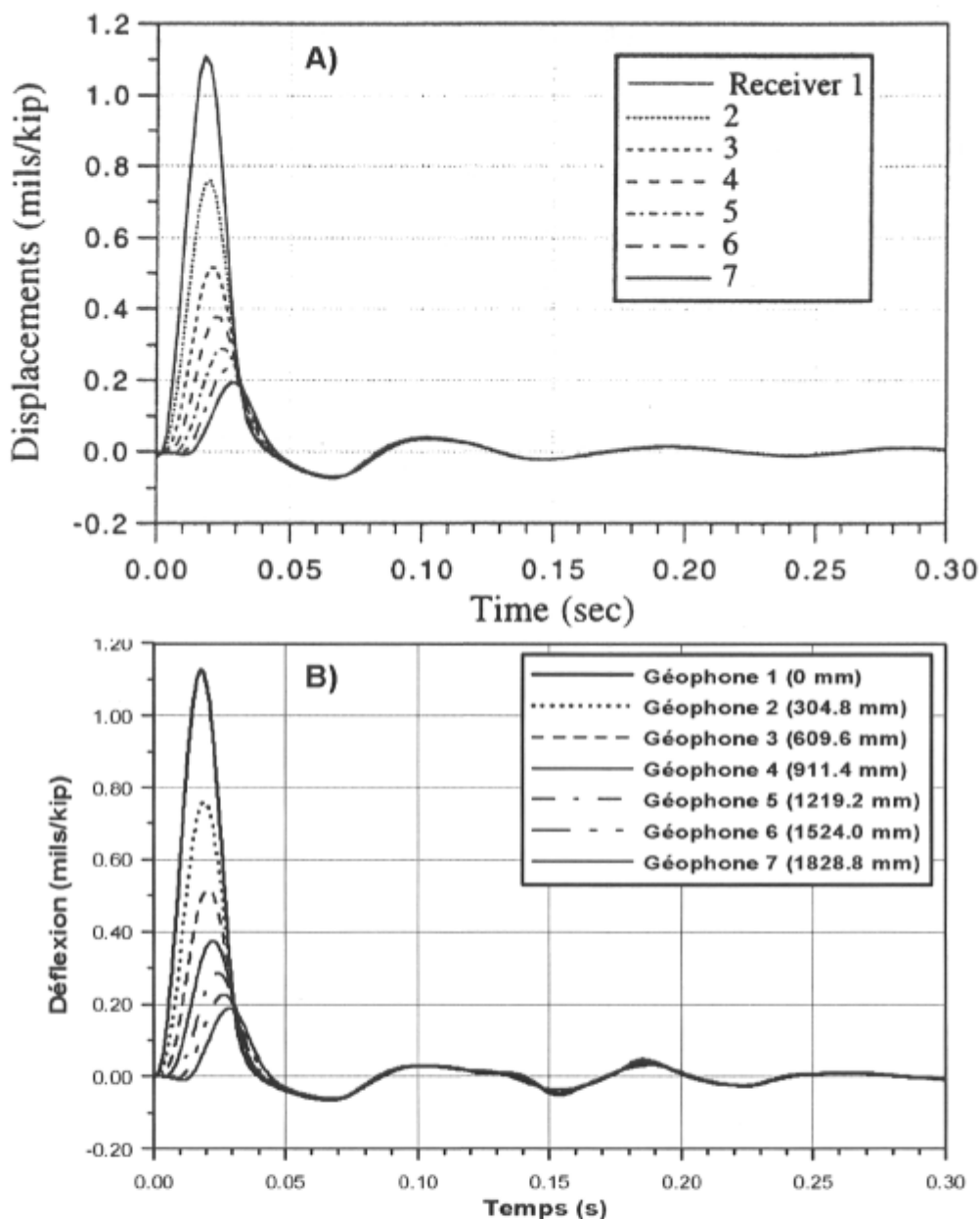


Figure 3.14 : Comparaison des historiques de déflexion pour le cas 2) roc à 6.096 m : A) Foinquinos Mera (1995), B) programme FLAC.

Le programme CESAR-LCPC retourne comme résultats les contraintes à chacun des nœuds et les déplacements aux positions spécifiées. Ensuite, les déformations sont calculées à partir des contraintes selon la loi de Hooke donnée par l'équation suivante pour le cas axisymétrique (Batoz et Dhatt 1990) :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{rz} \end{Bmatrix} \quad [3.85]$$

Les tableaux 3.4 et 3.5 présentent respectivement les bassins de déflexion calculés avec ADCES, FLAC et CESAR-LCPC pour le cas 1) semi-infini et le cas 2) roc à 6.096 m. Dans ces tableaux, on retrouve les écarts absolus et relatifs entre les déflexions calculées avec ADCES et celles obtenues à l'aide de CESAR-LCPC et de FLAC. En somme, les résultats d'ADCES sont très similaires à ceux de CESAR-LCPC à 1 % près, et ce, tant pour le cas 1) que pour le cas 2). Par contre, les déflexions prédites avec ADCES sont légèrement supérieures, de 0.3 à 0.4  $\mu\text{m}$ , à celles obtenues à l'aide de FLAC. Ainsi, l'erreur absolue entre ces déflexions est inférieure à 4 % et va en augmentant avec la distance.

Par ailleurs, les historiques des contraintes et des déformations d'ADCES ont été comparés avec le programme CESAR-LCPC. La comparaison des contraintes verticales et radiales sous l'axe de chargement ( $r = 0 \text{ m}$ ) est montrée sur la figure 3.15 pour chacune des couches aux interfaces. Notons que la tension est positive alors que la compression est négative. De même, la comparaison des déformations est illustrée sur la figure 3.16. Apparemment, les résultats sont très similaires, tant pour les contraintes que pour les déformations.

Plus particulièrement, les contraintes et les déformations calculées à l'aide du programme ADCES sont comparées aux valeurs obtenues avec CESAR-LCPC pour la chaussée du cas 1) semi-infini. Les résultats considérés sont les contraintes et les déformations maximales en tension ou minimales et compression. Les points de calculs retenus sont ceux à la base du revêtement, à la surface et à la base de la fondation ainsi qu'à la surface du sol sous l'axe de chargement et à 0.3048 m de distance. Les tableaux 3.6 et 3.7 présentent

respectivement les contraintes et les déformations ainsi calculées. De plus, on y retrouve les écarts (absolus et relatifs) entre les résultats.

En résumé, les contraintes et les déformations obtenues sous l'axe de chargement à  $r = 0$  m par les deux programmes sont pratiquement identiques; les écarts relatifs sont généralement inférieurs à 1 %. À une distance radiale de 0.3048 m, les valeurs des contraintes et des déformations déterminées par les programmes ADCES et CESAR-LCPC sont similaires sauf à l'interface entre le revêtement et la fondation où des écarts généralement inférieurs à 5 % sont notés.

**Tableau 3.4 :** Comparaison des bassins de déflexion pour le cas 1) semi-infini.

Position	CESAR-LCPC	FLAC	ADCES	Erreur CESAR-LCPC vs ADCES		Erreur FLAC vs ADCES	
				Absolue	Relative	Absolue	Relative
(m)	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )	(%)	( $\mu\text{m}$ )	(%)
0.0	64.4	64.2	64.6	0.2	0.31	0.4	0.62
0.3048	43.8	43.4	43.8	0.0	0.0	0.4	0.92
0.6096	29.9	29.5	29.9	0.0	0.0	0.4	1.36
0.1440	21.8	21.4	21.8	0.0	0.0	0.4	1.87
1.2192	16.6	16.3	16.7	0.1	0.60	0.4	2.45
1.5240	13.3	13.0	13.4	0.1	0.75	0.4	3.08
1.8288	11.1	10.8	11.2	0.1	0.90	0.4	3.70

**Tableau 3.5 :** Comparaison des bassins de déflexion pour le cas 2) roc à 6.096 m.

Position	CESAR-LCPC	FLAC	ADCES	Erreur CESAR-LCPC vs ADCES		Erreur FLAC vs ADCES	
				Absolue	Relative	Absolue	Relative
(m)	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )	(%)	( $\mu\text{m}$ )	(%)
0.0	64.5	64.2	64.6	0.1	0.16	0.4	0.62
0.3048	43.8	43.4	43.8	0.0	0.0	0.4	0.92
0.6096	29.9	29.5	29.9	0.0	0.0	0.4	1.36
0.1440	21.8	21.4	21.8	0.0	0.0	0.4	1.87
1.2192	16.6	16.3	16.6	0.0	0.0	0.3	1.84
1.5240	13.3	13.0	13.3	0.0	0.0	0.3	2.30
1.8288	11.1	10.8	11.1	0.0	0.0	0.3	2.78

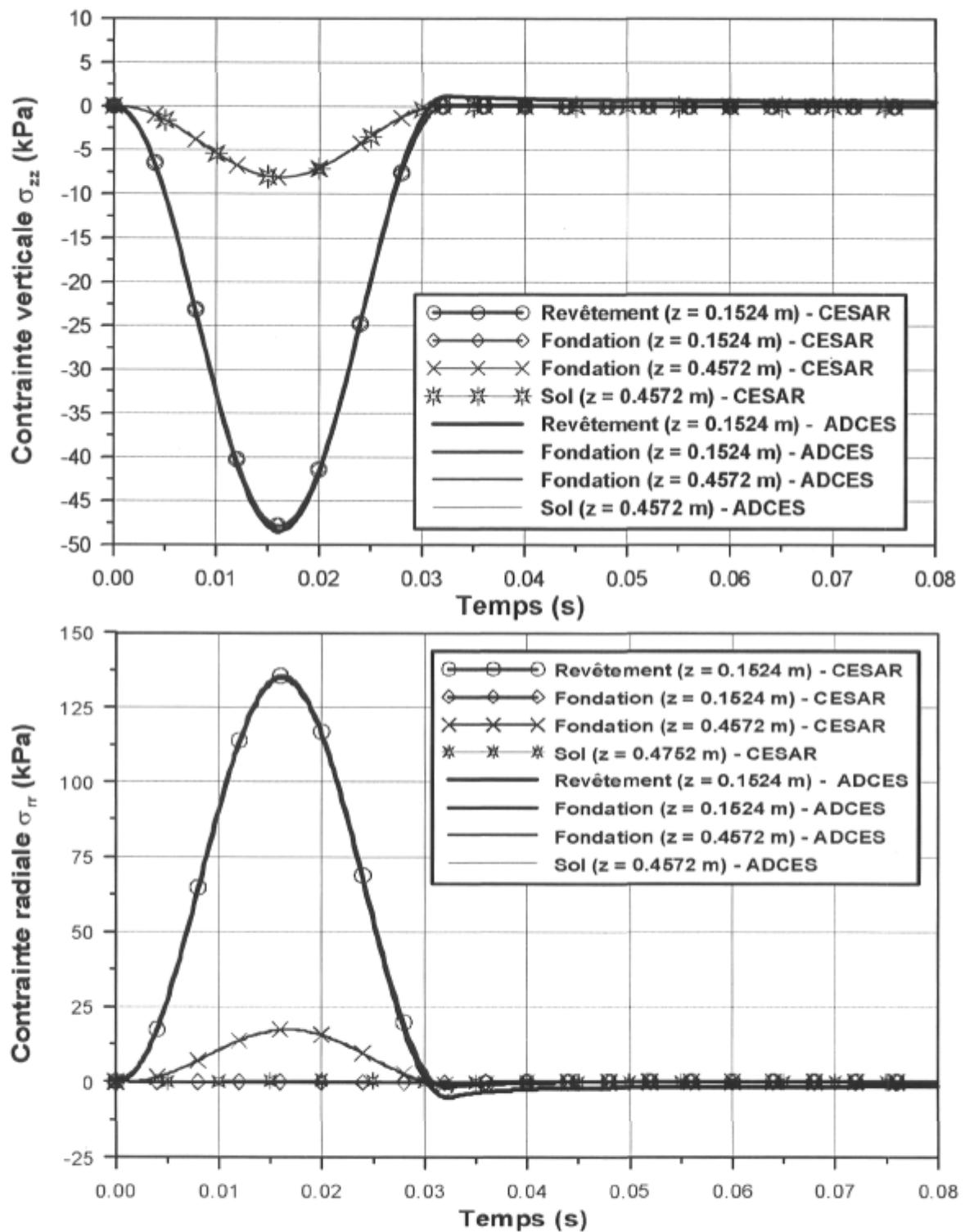


Figure 3.15 : Comparaison des historiques de contraintes sous le centre de la plaque de chargement pour le cas 1) semi-infini ( $r = 0$  m).

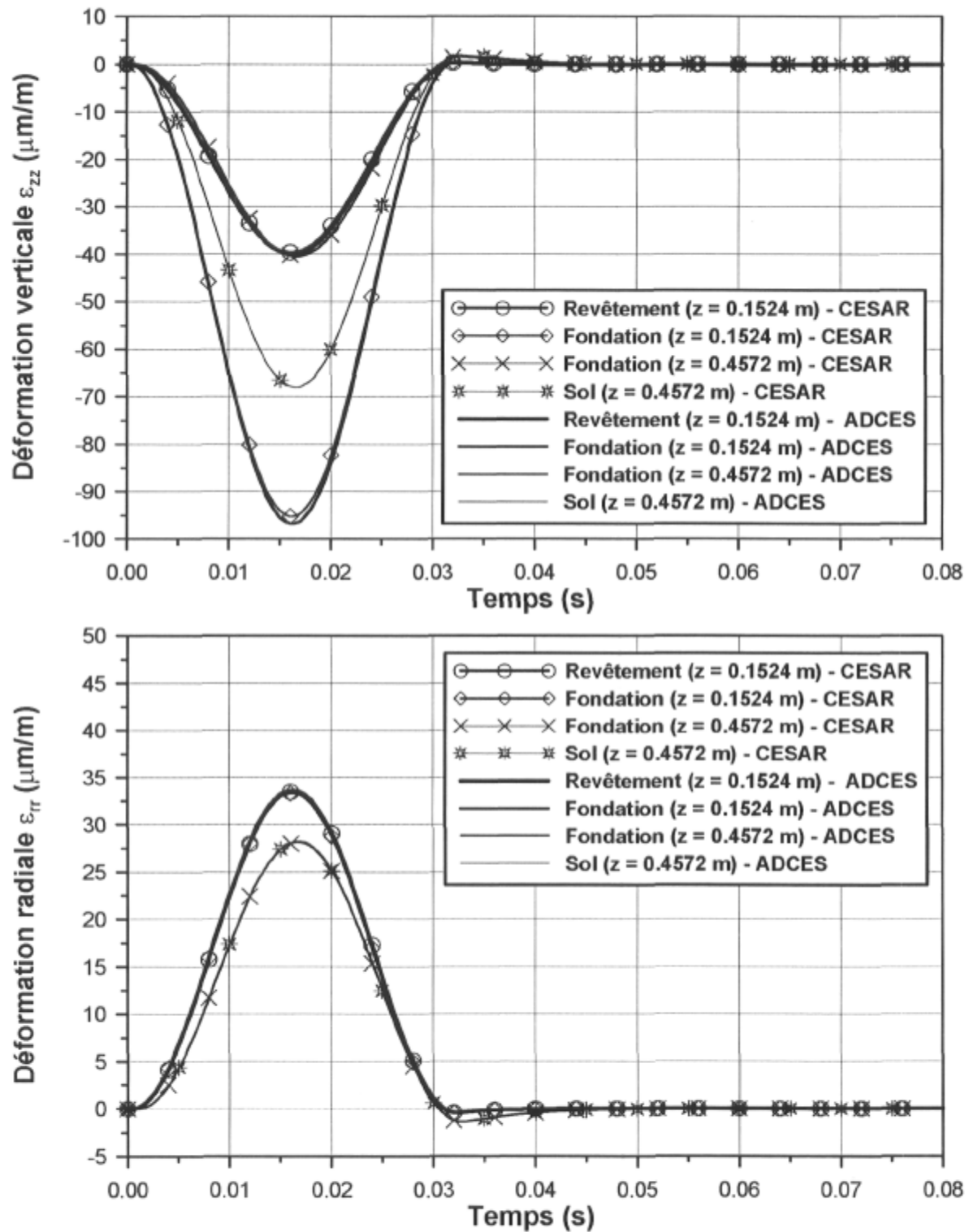


Figure 3.16 : Comparaison des historiques de déformations sous le centre de la plaque de chargement pour le cas 1) semi-infini ( $r = 0$  m).

**Tableau 3.6 :** Comparaison des contraintes entre CESAR-LCPC et ADCES pour le cas 1) semi-infini.

Position		CESAR-LCPC / ADCES				Erreur absolue (kPa) / Erreur relative (%)			
z (m)	r (m)	$\sigma_{zz}$ (kPa)	$\sigma_{rr}$ (kPa)	$\sigma_{tt}$ (kPa)	$\sigma_{rz}$ (kPa)	$\sigma_{zz}$	$\sigma_{rr}$	$\sigma_{tt}$	$\sigma_{rz}$
<b>Revêtement</b>									
0.1524	0.0	-47.82 <sup>1</sup>	135.61	135.61	0.0	-0.61 kPa	-0.61	-0.61	0.0
		-48.40 <sup>2</sup>	135.00	135.00	0.0	-1.28 %	-0.45	-0.45	0.0
0.1524	0.3048	-7.82	-18.75	27.86	-10.94	-0.36	-0.75	1.34	0.04
		-8.18	18.00	29.20	-10.90	-4.60	-4.00	4.81	0.37
<b>Fondation</b>									
0.1524	0.0	-47.82	-0.32	-0.32	0.0	-0.61 kPa	-0.01	-0.01	0.0
		-48.40	-0.33	-0.33	0.0	-1.28 %	3.12	3.12	0.0
0.1524	0.3048	-7.82	-6.39	0.61	-10.94	-0.36	-0.01	-0.01	0.04
		-8.18	-6.40	0.60	-10.90	-4.60	0.16	1.67	0.37
0.4572	0.0	-8.10	17.36	17.36	0.0	0.0	-0.09	-0.09	0.0
		-8.10	17.27	17.27	0.0	0.0	0.52	0.52	0.0
0.4572	0.3048	-5.14	-0.79	0.35	-2.29	-0.04	0.02	0.0	0.05
		-5.18	-0.77	0.35	-2.24	0.78	2.53	0.0	2.18
<b>Sol</b>									
0.4572	0.0	-8.10	0.49	0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		-8.10	0.49	0.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4572	0.3048	-5.14	-0.79	0.35	-2.29	-0.04	0.02	0.0	0.05
		-5.18	-0.77	0.35	-2.24	0.78	2.53	0.0	2.18

Note : la tension est positive et la compression est négative; <sup>1</sup> résultat de CESAR-LCPC; <sup>2</sup> résultat d'ADCES.

**Tableau 3.7 :** Comparaison des déformations entre CESAR-LCPC et ADCES pour le cas 1) semi-infini.

Position		CESAR-LCPC / ADCES				Erreur absolue ( $\mu\text{m/m}$ ) / Erreur relative (%)			
z (m)	r (m)	$\epsilon_{zz}$ ( $\mu\text{m/m}$ )	$\epsilon_{rr}$ ( $\mu\text{m/m}$ )	$\epsilon_{tt}$ ( $\mu\text{m/m}$ )	$\epsilon_{rz}$ ( $\mu\text{m/m}$ )	$\epsilon_{zz}$	$\epsilon_{rr}$	$\epsilon_{tt}$	$\epsilon_{rz}$
<b>Revêtement</b>									
0.1524	0.0	-39.57 <sup>1</sup>	33.48	33.48	0.0	-0.38 $\mu\text{m/m}$	0.18	0.18	0.0
		-39.95 <sup>2</sup>	33.66	33.66	0.0	-0.96 %	0.54	0.54	0.0
0.1524	0.3048	-3.23	-7.58	10.98	-4.36	-0.33	-0.07	0.42	-0.01
		-3.56	-7.51	11.40	-4.37	-10.2	-9.23	3.83	-0.23
<b>Fondation</b>									
0.1524	0.0	-95.23	33.32	33.90	0.0	-1.56	0.34	0.34	0.0
		-96.79	33.66	33.66	0.0	-1.64	1.02	1.02	0.0
0.1524	0.3048	-11.55	-7.69	11.55	-29.42	-0.75	0.18	-0.15	-0.08
		-12.30	-7.51	11.40	-29.50	-6.49	2.34	1.30	-0.27
0.4572	0.0	-40.30	28.10	28.10	0.0	0.19	0.10	0.10	0.0
		-40.49	28.20	28.20	0.0	0.47	0.36	0.36	0.0
0.4572	0.3048	-22.99	10.05	20.86	-6.14	-0.41	0.35	0.24	0.08
		-23.40	10.40	21.10	-6.06	-1.78	3.48	1.15	1.30
<b>Sol</b>									
0.4572	0.0	.67.92	28.18	28.18	0.0	-0.15	0.0	0.0	0.0
		-68.00	28.20	28.20	0.0	-0.22	0.0	0.0	0.0
0.4572	0.3048	-39.79	10.05	20.92	-25.36	-0.71	0.35	0.18	0.06
		-40.50	10.40	21.10	-25.30	1.78	3.48	0.86	0.23

Note : la tension est positive et la compression est négative; <sup>1</sup> résultat de CESAR-LCPC; <sup>2</sup> résultat d'ADCES.



### 3.5 Conclusion

L'analyse de la propagation des ondes élastiques dans un milieu solide a été abordée dans ce chapitre sous l'angle de la mécanique des milieux continus. L'analyse en conditions axisymétriques de la propagation des ondes générées lors de l'impact est motivée par des considérations d'ordre géométrique liées au système de chargement du FWD. La méthode des éléments spectraux a été retenue pour l'analyse dynamique et la simulation des essais de déflexion du FWD. Le développement théorique de cette méthode a été présenté en détails. Cette méthode s'appuie sur 1) l'analyse spectrale grâce à la transformée de Fourier qui est appliquée aux équations de mouvement et au chargement, 2) l'utilisation de la décomposition d'Helmholtz pour résoudre l'équation de mouvement, 3) la formulation d'éléments spectraux pour chaque type de couche (d'épaisseur finie ou d'épaisseur infinie), 4) l'organisation matricielle des méthodes des éléments finis pour l'assemblage des matrices de rigidité élémentaires et la résolution des équations du système global, 5) l'utilisation des séries de Bessel-Fourier pour représenter la distribution spatiale du chargement, et 6) la définition d'un milieu fini pouvant accommoder les différents modes de vibration du système multicouche et qui conduit à effectuer une sommation sur les nombres d'onde horizontaux.

Dans cette recherche, la méthode préconisée a donnée lieu au développement d'un nouveau programme de calcul appelé ADCES, qui permet de simuler le comportement dynamique d'un système multicouche composé des couches élastiques et viscoélastiques pour un impact produit sur une plaque circulaire flexible ou rigide à la surface du milieu. Ce programme sera utilisé dans une procédure inverse présentée au prochain chapitre.

Une vérification des résultats du programme ADCES a été effectuée en comparant les historiques de déflexion pour un système multicouche avec ceux publiés dans

la littérature et ceux calculés avec le programme FLAC. Les bassins de déflexion du programme ADCES ont aussi été comparés à ceux prédits par FLAC et CESAR-LCPC. La vérification a été étendue aux contraintes et aux déformations maximales en tension ou minimales en compression. Les résultats calculés par le programme ADCES ont été comparés à ceux obtenus l'aide du programme CESAR-LCPC. Les conclusions de ces vérifications sont que les déflexions, les contraintes et les déformations calculées avec le programme ADCES coïncident avec celles obtenues par d'autres méthodes de calcul qui ont été validées sur des données expérimentales.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La méthode des éléments spectraux est une approche efficace et appropriée pour la simulation dynamique de la propagation des ondes générées lors d'un impact à la surface d'un milieu homogène, isotrope, élastique linéaire.
- Elle permet également la formulation d'éléments spectraux viscoélastiques pour représenter le comportement du revêtement en enrobé bitumineux. Un nouveau type d'élément a été développé dans ce chapitre à l'aide du modèle rhéologique d'Huet-Sayegh.
- La méthode des éléments spectraux peut être utilisée pour déterminer, les déflexions en surface, les déplacements, les contraintes et les déformations aux interfaces entre les couches.
- La méthode permet de tenir compte d'une distribution de pression uniforme et celle correspondant à une plaque rigide dont les équations ont été développées dans cette recherche.
- Les résultats du programme ADCES coïncident avec ceux obtenus par d'autres méthodes de calcul (FLAC et CESAR-LCPC).

## Chapitre 4

# Méthodologie d'inversion appliquée à l'analyse dynamique des essais FWD

### 4.1 Introduction

L'inversion, communément appelée rétrocalcul, mais aussi analyse inverse et identification de paramètres, a fait l'objet de nombreuses recherches et publications dans le domaine routier, notamment pour l'analyse des essais FWD (ASTM 1989, 1994 et 2000). Bien que les résultats des essais de déflexion peuvent être utilisés directement, grâce à des indices de déflexion ou à des corrélations empiriques, c'est généralement dans une approche semi-analytique par rétrocalcul que leur utilisation est privilégiée pour évaluer le comportement structural des chaussées et déterminer les besoins d'intervention. D'un point de vue pratique, il est plus facile de mesurer le comportement ou la réponse d'un système, comme les déflexions, sous une excitation donnée que de mesurer directement les propriétés mécaniques, comme les modules élastiques. Puisqu'il n'existe pas de solution analytique directe pour les systèmes multicouches, l'approche par inversion doit être utilisée pour déterminer les propriétés mécaniques des matériaux de chaussées. Ainsi, l'objectif de l'inversion est de déterminer, sous des conditions de chargement données, la valeur des paramètres structuraux (modules d'Young équivalents, épaisseurs, etc.) des couches de matériaux de la chaussée à l'aide des mesures de déflexion, de telle sorte que l'ensemble des valeurs obtenues de ces paramètres apporte la meilleure coïncidence entre le bassin de déflexion mesuré et celui calculé. L'inversion est essentiellement un processus qui permet d'estimer à l'aide de méthodes itératives ou de techniques d'intelligence artificielle la valeur inconnue des paramètres de la

loi de comportement d'un système sur la base d'une sollicitation connue et de sa réponse mesurée. Aussi, le problème inverse peut être vu en contraste avec le problème direct (Menke 1984) :

**Problème direct**

Paramètres du modèle → Modèle → Prédiction de la réponse

**Problème inverse**

Réponse mesurée → Modèle → Identification de la valeur des paramètres inconnus du modèle

Ce chapitre définit tout d'abord le problème inverse des essais FWD et examine les différentes approches de rétrocalcul proposées dans la littérature pour résoudre ce problème. Ensuite, les difficultés associées à l'analyse inversion des données d'essais FWD sont présentées. Par la suite, une nouvelle méthodologie d'inversion utilisant le programme UCODE est proposée pour l'analyse dynamique des essais FWD à l'aide du programme ADCES développé au chapitre précédent. Finalement, l'implémentation de cette méthodologie est présentée, alors que sa vérification et son application à des données expérimentales sont discutés en vue du choix du schéma d'inversion pour l'analyse et l'interprétation des essais FWD sur chaussées flexibles.

## 4.2 Schémas et techniques d'inversion

Le problème inverse peut être abordé selon différents schémas d'inversion qui dépendent du modèle, statique ou dynamique, utilisé pour simuler les essais FWD sur chaussée, mais aussi du domaine de calcul (temps ou fréquence) employé dans le cas de l'analyse dynamique. Uzan (1994a) a présenté ces schémas d'inversion : le schéma linéaire élastique du cas statique, le schéma non-linéaire élastique du cas statique, le schéma linéaire élastique pour une charge harmonique, le schéma linéaire élastique dans le domaine des fréquences pour

une charge transitoire et le schéma linéaire élastique dans le domaine du temps pour une charge transitoire. Le schéma élastique non linéaire sous chargement dynamique est également évoqué mais demeure complexe pour une utilisation courante. La figure 4.1 présente les trois schémas les plus fréquemment utilisés pour l'analyse des essais FWD en indiquant pour chacun des schémas les intrants, les étapes de prétraitement le cas échéant et le processus de minimisation lors de l'inversion.

	<u>Schéma 1</u> <u>Élastique linéaire</u> <u>Cas statique</u>	<u>Schéma 2</u> <u>Élastique linéaire</u> <u>Cas dynamique – fréquence</u>	<u>Schéma 3</u> <u>Élastique linéaire</u> <u>Cas dynamique – temps</u>
<b>Intrants</b>			
Charge appliquée	$Q_{\max} = \max\{Q(t)\}$	$Q(t)$	$Q(t)$
Déflexions mesurées	$W^m = \{\max\{w_i(t)\}\}$ $i = 1 \text{ à } N_r$	$W^m(t) = \{w_i(t)\}$ $i = 1 \text{ à } N_r$	$W^m(t) = \{w_i(t)\}$ $i = 1 \text{ à } k_{\text{capteur}}$
<b>Prétraitement</b>			
Transformée de Fourier		$Q(t) \rightarrow Q(\omega_n)$ $W^m(t) \rightarrow \hat{W}^m(\omega_n)$	$Q(t) \rightarrow Q(\omega_n)$
Fonction de complaisance		$\hat{H}^m(\omega_n) = \hat{W}^m(\omega_n)/Q(\omega_n)$	
<b>Inversion</b>			
Calcul des fonctions de réponse	Modèle $\rightarrow H^{th}(E)$ $E = \{E_1, E_2, \dots, E_L\}$	Modèle $\rightarrow \hat{H}^{th}(E, \omega_n)$ $E = \{E_1, E_2, \dots, E_L\}$	Modèle $\rightarrow \hat{H}^{th}(E, \omega_n)$ $E = \{E_1, E_2, \dots, E_L\}$
Minimisation	Trouver $E$ tel que $H^{th}(E) * Q_{\max} \rightarrow W^{th}$ $W^m \approx W^{th}$	Trouver $E$ tel que $\hat{H}^m(\omega_n) \approx \hat{H}^{th}(E, \omega_n)$	Trouver $E$ tel que $\hat{H}^{th}(E, \omega_n) * Q(\omega_n) \rightarrow \hat{W}^{th}(\omega_n)$ IFFT $[\hat{W}^{th}(\omega_n)] \rightarrow W^{th}(t)$ $W^m(t) \approx W^{th}(t)$

Figure 4.1 : Schéma d'analyse inverse des essais FWD (adapté d'Uzan 1994a).

Le schéma 1 sur la figure 4.1 correspond à l'analyse statique élastique linéaire des essais FWD et est sans contredit le schéma le plus utilisé dans la pratique. Selon ce schéma, la charge maximale appliquée ( $Q_{\max}$ ) et le bassin de déflexion ( $W^m$ ) sont les intrants. La fonction de réponse unitaire théorique  $H^{th}(E)$  est déterminée à

l'aide du modèle multicouche élastique linéaire sous une charge statique pour un ensemble de modules d'Young équivalents  $E$ . Le bassin de déflexion théorique ( $W^{th}$ ) est obtenu en multipliant la fonction de réponse unitaire par la charge  $Q_{max}$ . Finalement, l'optimisation du processus inverse consiste à déterminer l'ensemble des valeurs des modules  $E$  qui minimise l'écart entre les bassins de déflexion mesuré et théorique.

Quant aux schémas 2 et 3 sur la figure 4.1, ils procèdent par une analyse dynamique des essais FWD. Ces schémas ont comme données d'entrée les historiques de chargement ( $Q(t)$ ) et de déflexion ( $W^m(t)$ ). La transformée rapide de Fourier (FFT) est utilisée pour obtenir le spectre de chargement dans les deux schémas. Dans le deuxième schéma, la FFT est aussi appliquée aux historiques de déflexion pour calculer la fonction de complaisance expérimentale  $\hat{H}^m(\omega)$  de chacun des géophones, l'accent circonflexe indique que la formulation est dans le domaine des fréquences. Les fonctions de complaisance théoriques  $\hat{H}^{th}(E, \omega)$  sont déterminées par le modèle multicouche élastodynamique linéaire avec un schéma de résolution dans le domaine des fréquences et des modules d'Young équivalents  $E$ . Par contre, dans le troisième schéma, le modèle multicouche élastodynamique linéaire est utilisé pour déterminer les historiques de déflexion théoriques en multipliant les fonctions de complaisance  $\hat{H}^{th}(E, \omega)$  par le spectre de chargement et en utilisant la transformée rapide inverse de Fourier (IFFT). Finalement, l'optimisation du processus inverse consiste à déterminer l'ensemble des valeurs des modules  $E$  qui minimise l'écart entre les fonctions de complaisance mesurées et théoriques dans le cas du schéma 2, et, entre les déflexions mesurées et théoriques dans le cas du schéma 3.

Par ailleurs, les techniques d'inversion utilisées pour l'analyse des essais FWD se regroupent en trois catégories (Zha et Xiao 2003) :

- Méthodes itératives de type Newton de minimisation non linéaire;
- Techniques de recherche dans des bases de données;

➤ Méthodes d'intelligence artificielle et de réseau de neurones artificiels.

De nombreuses méthodes itératives de minimisation basées sur la méthode de Newton ou de Newton-Raphson ont été développées pour résoudre les problèmes non linéaires des moindres carrés (Dennis et Schnabel 1983; Scales 1985). Ces méthodes calculent le gradient donné par le Jacobien pour minimiser la fonction objective des moindres carrés en ajustant, de façon itérative, les modules élastiques des matériaux ou les autres paramètres inconnus. Parmi ces méthodes itératives, celles les plus fréquemment utilisées pour l'inversion des essais FWD sont : la méthode d'optimisation Newton-Raphson, la méthode quasi-Newton (*Factored secant update method*) et la méthode Levenberg-Marquardt (Marquardt 1963) également appelée la méthode Gauss-Newton modifiée. Aussi, l'algorithme hybride de Powell (Scales 1985) a été utilisé par Al-Khoury (2002) et montre une performance supérieure aux méthodes quasi-Newton et d'optimisation Gauss-Newton. Par ailleurs, Zha et Xiao (2003) ont proposée la méthode d'homotopie (Watson 1989) pour résoudre le problème inverse du FWD, alors que Turkiyyah (2004) utilise la technique de régularisation (Hansen 1994).

Des techniques de recherche dans des bases de données ont également été proposées comme la procédure de recherche de Hooke-Jeeves utilisée dans le programme MODULUS (Uzan et al. 1989). Cette approche consiste à générer, pour une charge donnée, un ensemble de bassins de déflexion à partir de modules élastiques des couches de matériaux compris dans la plage des valeurs attendues. Lorsque la base de données est complétée, un algorithme de recherche de patron est utilisé pour déterminer les bassins de déflexion théoriques correspondants le mieux à celui mesuré et ainsi obtenir en interpolant l'ensemble des modules d'Young équivalents les plus appropriés.

Des méthodes d'inversion basées sur l'intelligence artificielle ont aussi été appliquées au cas des essais FWD (Meier et Rix 1994; Meier 1995; Meier et Rix 1995; Fwa et al. 1997; Kim et Kim 1998; Meier et Marshall 2002). Ces méthodes

utilisent des réseaux de neurones artificiels ou des algorithmes génétiques pour identifier les paramètres inconnus du système. Une excellente revue de la littérature sur l'utilisation des techniques de réseaux de neurones artificiels pour la géo-mécanique et les chaussées a été réalisée par le *Transportation Research Board* (TRB 1999). Ces méthodes doivent être préalablement entraînées par des simulations paramétriques afin de constituer une base de connaissances. Les algorithmes génétiques sont des techniques de recherche qui imitent la sélection naturelle.

#### **4.2.1 Inversion à l'aide d'un modèle d'analyse dynamique du FWD**

Plusieurs programmes de rétrocalcul ont été développés pour l'analyse des essais FWD. Cependant, la plupart de ces programmes utilisent un modèle d'analyse statique malgré le fait que les essais FWD soient de nature dynamique. Une revue de ces principaux programmes a déjà été dressée (Ullitdz et Coetzee 1995; St-Laurent 1995; COST 1998). Par contre, un certain nombre de programmes d'inversion utilisent un modèle d'analyse dynamique pour l'interprétation des essais FWD comme en fait état tableau 4.1. En plus du nom du programme d'inversion le cas échéant, ce tableau contient la référence, le modèle d'analyse dynamique retenu, la procédure d'inversion utilisée ainsi que le domaine d'analyse considéré. Grâce au développement de tels programmes, plusieurs chercheurs ont déterminé les modules à l'aide des essais FWD sur chaussées flexibles (Sebaaly et al. 1985; Sebaaly et al. 1986; Mamlouk 1987; Magnuson 1988a; Ong et al. 1990; Ketcham 1993; Lytton et al. 1993; Topunuri et al. 1994; Kang 1998; Maina et Yokota 2000; Matsui et al. 2000; Dong et al. 2002; Losa 2002; Uddin et Garza 2002; Matsui et al. 2003; Chatti et al. 2003 et 2004). Cependant, la méthode des éléments spectraux n'a pas encore été appliquée à l'analyse d'essais FWD sur des chaussées existantes.



**Tableau 4.1 :** Programmes d'inversion basés sur un modèle d'analyse dynamique.

Programme	Développé par	Modèle d'analyse	Procédure d'inversion
DYNAMIC	Mamlouk (1985)	Méthode des couches minces (Kausel et Peek 1982)	Méthode itérative. Inversion dans le domaine du temps.
	Stolle et Hein (1989), Stolle et Jung (1992)	Modèle des hauteurs équivalentes (Stolle et Jung 1992) et modèle modifié des couches minces (Stolle 1991)	Méthode itérative de type Newton ou une approche simplifiée (Stolle et Jung 1992). Inversion dans le domaine du temps.
FEDPAN	Ong et al. (1990)	Éléments finis SAP IV	Méthode itérative de type Newton. Inversion dans le domaine du temps.
PAVE-SID et PDAP	Magnuson et al. (1991); Stubbs et al. (1994),	SCALPOT	Méthode itérative de type Newton. Inversion dans le domaine des fréquences.
	Ketcham (1993)	PUNCH (Kausel 1989)	Méthode itérative quasi-Newton. Inversion dans le domaine des fréquences.
	Lytton et al. (1993), Uzan (1994b)	UTFWIBM (Roësset 1987) identique à UTFWD	Méthode itérative de Newton-Raphson. Inversion dans les domaines des fréquences et de temps.
	Meier et Rix (1994); Meier (1995)	Méthode des couches minces	Réseau de neurones artificiels. Inversion dans le domaine du temps.
FWD-DYN	Foinquinos Mera (1995)	Méthode des couches minces	Méthode itérative de Newton-Raphson. Inversion dans le domaine du temps.
BKGREEN	Kang (1998)	GREEN (Méthode des couches minces)	Méthode itérative Levenberg-Marquardt. Inversion dans le domaine des fréquences.
DBALM	Matsui et al. (2000) Dong et al. (2001) et Dong et al. (2002)	AAMES code d'éléments finis axisymétrique avec vecteur de Ritz	Méthode itérative de Gauss-Newton. Inversion dans le domaine du temps.
LAMDA	Al-Khoury et al. (2001b, 2001c), Al-Khoury (2002)	Méthode des éléments spectraux	Trois méthodes itératives ( <i>Factored secant update algorithm</i> , Levenberg-Marquardt modifiée, algorithme hybride de Powell). Inversion dans le domaine des fréquences.
DYNABACK-F	Chatti et al. (2003, 2004), Losa (2002),	SAPSI (CHEN 1987)	Méthode itérative de Newton-Raphson. Inversion dans les domaines des fréquences et du temps.
EVECALCII	Turkiyyah (2004)	Méthode de volume fini (FVM) (LeVeque 2002).	Technique de régularisation.

### 4.3 Formulation du problème inverse

L'inversion vise à trouver à partir des essais FWD l'ensemble des valeurs des paramètres inconnus du modèle de la chaussée qui procure le plus faible écart entre les déflexions mesurées et calculées. La mesure de cet écart est donnée par la fonction objective qui doit être minimisée à l'aide d'une méthode de minimisation. Bien entendu, les valeurs parfois inconnues d'autres paramètres, comme l'épaisseur des couches ou la profondeur du roc, peuvent être recherchées sans pour autant changer la formulation du problème, qui se limitera dans cette section à l'identification de la valeur des modules d'Young équivalents.

Cette section examine tout d'abord les éléments du problème inverse. Par la suite, la relation entre les observations (déflexions) mesurées par le FWD et celles calculées par ADCES est explicitée. Ensuite, la formulation de la fonction objective à minimiser est présentée. Finalement, les observations mesurées seront spécifiées sur les historiques de déflexion et les fonctions de complaisance pour les comparer avec celles calculées. La méthode de minimisation de la fonction objective sera présentée à la section suivante.

#### 4.3.1 Éléments du problème inverse

Les éléments du problème inverse sont illustrés sur la figure 4.2. D'une part, le système réel FWD – Chaussée comporte premièrement la structure de chaussée représentée simplement par une couche de revêtement et une couche de fondation reposant sur le sol. Toutes ces couches possèdent, du point de vue mécanique, une épaisseur  $h$ , une masse volumique  $\rho$  et une relation contrainte – déformation  $F(\sigma, \varepsilon)$ . Deuxièmement, le FWD applique à la surface de la chaussée sur une plaque circulaire de rayon "a" une charge dynamique  $Q(t)$  mesurée par une cellule de charge. Les déflexions résultantes sont mesurées par des géophones alignées en surface procurant les historiques de déflexion  $w(r, t)$ .

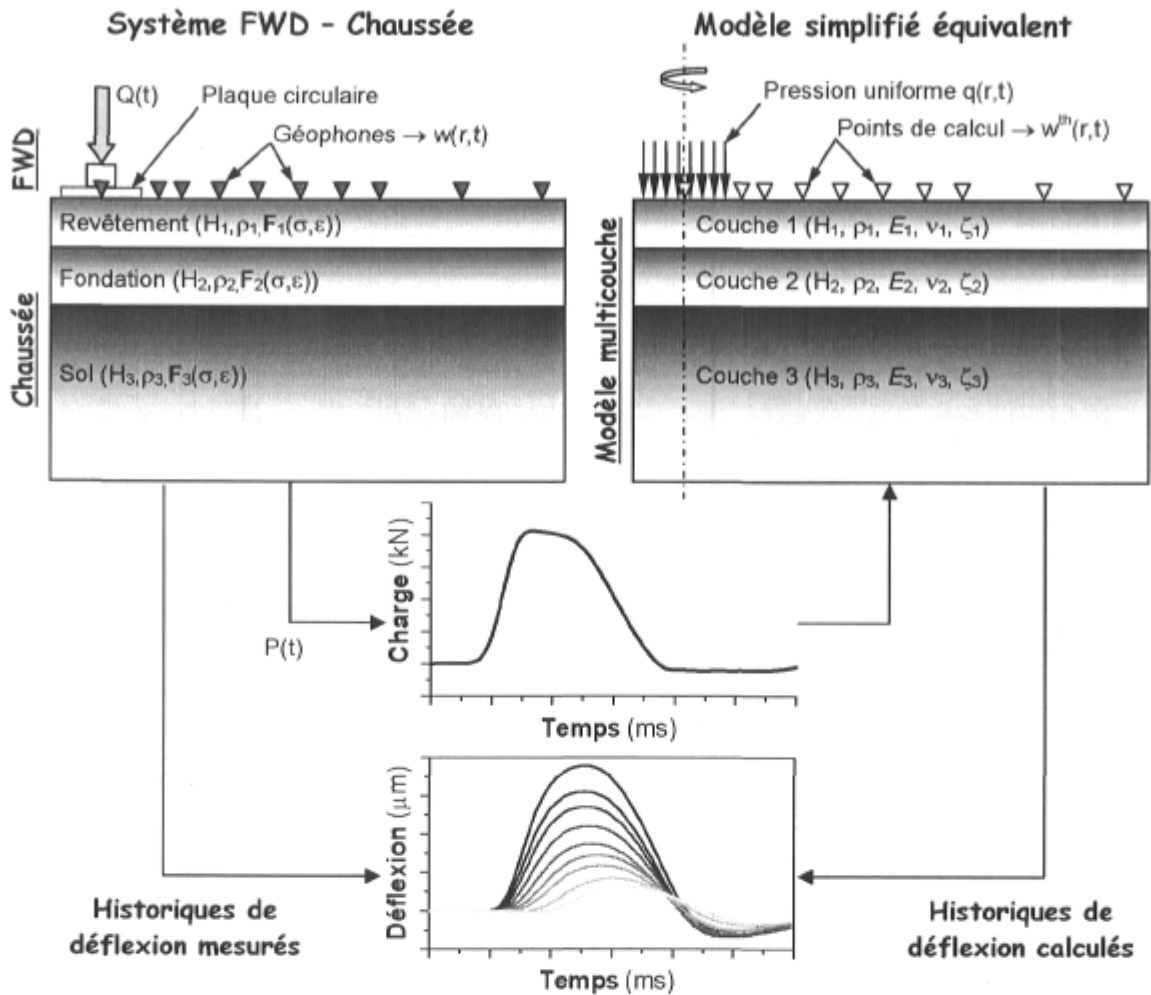


Figure 4.2 : Éléments du problème inverse des essais FWD.

D'autre part, un modèle théorique est utilisé pour représenter de façon simplifiée le système réel. Dans ce modèle, le modèle multicouche élastodynamique linéaire permet d'intégrer les caractéristiques géométriques de la chaussée et de décrire le comportement mécanique des matériaux à l'aide de l'équation de Navier dont les paramètres mécaniques sont : le module d'Young ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), le ratio d'amortissement ( $\zeta$ ) et la masse volumique ( $\rho$ ) pour chaque couche. De plus, la charge appliquée par le FWD ( $P(t)$ ) est représentée par une distribution uniforme de la pression  $q(r, t)$  sur la zone de chargement circulaire de rayon  $a$ . Les historiques de déflexion  $w^{th}(r, t)$  sont déterminés aux points de réponse correspondant aux positions des géophones à l'aide de la méthode des éléments

spectraux présentée au chapitre précédent et qui permet de résoudre l'équation de Navier dans le cas d'un multicouche axisymétrique selon les conditions d'essais du FWD. Ce modèle théorique est qualifié d'équivalent lorsque les modules d'Young  $E$  du modèle multicouche élastodynamique linéaire sont déterminés par l'analyse inverse des essais FWD ; ces modules sont alors qualifiés aussi d'équivalents puisqu'ils représentent le module d'Young sécant moyen sur l'épaisseur de chacun des couches du multicouche.

Par ailleurs, les données des essais FWD peuvent être exploitées dans le domaine des fréquences pour obtenir les fonctions de complaisance expérimentales. Ensuite, les fonctions de complaisance théoriques peuvent être calculées et comparées à ces dernières lors du processus d'inversion. Dans ce contexte, la figure 4.3 montre justement les spectres d'amplitude, le diagramme de phase et les fonctions de complaisance qui en découlent, tant pour les données expérimentales que pour celles calculées. Cette figure vient donc compléter les éléments du problème présentés sur la figure 4.2.

En admettant que le modèle multicouche élastodynamique linéaire en conditions axisymétriques permet de reproduire l'essentiel du comportement mécanique de la chaussée lors de l'impact du FWD, les modules d'Young équivalents demeurent les paramètres inconnus de la loi de comportement à déterminer par l'analyse inverse. Les autres paramètres étant mesurés ou estimés. Parmi ces autres éléments du problème inverse, le diamètre de la plaque et la position des géophones sont connus, les historiques expérimentaux de chargement et de déflexions sont mesurés, la nature et l'épaisseur des couches peuvent être identifiées et mesurées à l'aide de techniques complémentaires d'investigation géotechniques alors qu'une estimation raisonnable peut être faite pour la masse volumique, du coefficient de Poisson et du ratio d'amortissement en connaissant la nature des matériaux.

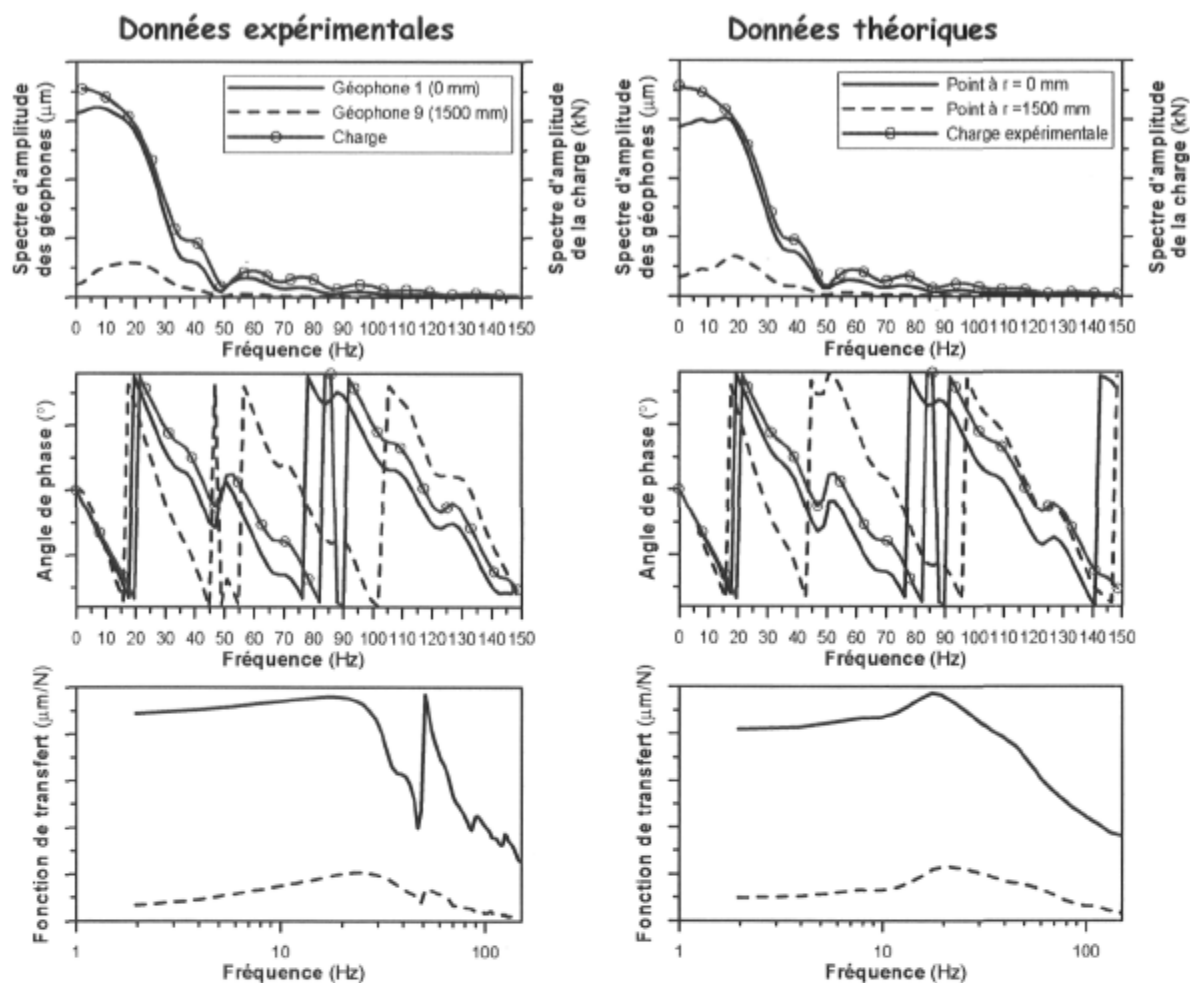


Figure 4.3 : Spectres d'amplitude, diagrammes de phase et fonctions de complaisance correspondants aux données expérimentales et théoriques des essais FWD.

En résumé, les paramètres recherchés sont :

- Modules d'Young équivalents du modèle multicouche ( $E_1, E_2, \dots E_n$ ),

et les éléments et paramètres connus (C), mesurés (M) ou estimés (E) sont :

- Diamètre de la plaque de chargement du FWD ( $a$ ) --- (C),
- Position des géophones ( $r_j, j = 1 \text{ à } N_r$ ) --- (C),
- Historique de chargement expérimental ( $Q(t)$ ) --- (M),

- Historiques de déflexion expérimentaux ( $w_j(t)$ ,  $j = 1$  à  $N_r$ ) --- (M),
- Fonctions de complaisance expérimentales ( $H_j^m(\omega)$ ,  $j = 1$  à  $N_r$ ) --- (M),
- Nature des matériaux et des sols --- (C, E),
- Épaisseur des couches (H) --- (C, E),
- Masse volumique des matériaux et des sols ( $\rho$ ) --- (C, E),
- Coefficient de Poisson des matériaux et des sols ( $\nu$ ) --- (E),
- Ratio d'amortissement des matériaux et des sols ( $\zeta$ ) --- (E).

De plus, les hypothèses suivantes doivent être émises à propos des conditions d'essais pour compléter les éléments du problème :

- Distribution uniforme de la pression sous la plaque,
- Charge mesurée par la cellule de pression correspond à la charge instantanée appliquée verticalement à la surface de la chaussée (les contraintes de cisaillement entre la plaque et le revêtement sont nulles),
- Aire de la plaque de chargement du FWD est l'aire d'un cercle du même diamètre que celui de la plaque, le trou au centre est négligé ainsi que les interstices entre les segments dans le cas d'une plaque segmentée.

#### 4.3.2 Interrelation entre les observations mesurées et calculées

La déflexion  $w(r,t)$  est reliée au chargement dynamique,  $Q(t)$ , par l'intégrale de convolution :

$$w(r, t) = \int_0^t H(r, t - \tau) Q(\tau) d\tau \quad [4.1]$$

où  $r$  indique la distance radiale,  $\tau$  un incrément de temps,  $H(r,z,t-\tau)$  représente la fonction caractéristique du système aussi appelée la fonction de réponse

impulsive. Lorsque l'inversion est réalisée dans le domaine du temps, les observations sélectionnées sur les historiques de déflexion mesurés sont notées :

$$w^m(r_i, t_j)$$

où  $r_i$  indique la distance radiale pour les  $i = 1$  à  $N_r$  capteurs et  $t_j$  sont les temps associées aux  $j = 1$  à  $N_{\text{obs}}$  observations mesurées alors que l'exposant « m » réfère aux observations mesurées.

Grâce à la transformée de Fourier appliquée à l'équation 4.1, l'intégrale de convolution est remplacé par une multiplication algébrique de nombres complexes :

$$\hat{w}(r, \omega_n) = \hat{H}(r, \omega_n) \hat{Q}(\omega_n) \quad [4.2]$$

où  $\omega_n$  est la fréquence angulaire et l'accent circonflexe indique que la variable est exprimée dans le domaine des fréquences. Dans ce cas,  $\hat{H}(r, \omega_n)$  est la fonction de complaisance du système. Dans le cas des essais FWD, la fonction de complaisance expérimentale  $\hat{H}^m(r, \omega_n)$  est obtenue pour le capteur à une distance radiale  $r_i$  par :

$$\hat{H}^m(r_i, \omega_n) = \frac{\hat{w}^m(r_i, \omega_n)}{\hat{Q}(\omega_n)} \quad [4.3]$$

Par conséquent, chacune des observations sélectionnées sur les fonctions de complaisance expérimentales sont notées :

$$\hat{H}^m(r_i, \omega_j)$$

où  $\omega_j$  sont les fréquences correspondant aux  $j = 1$  à  $N_{\text{obs}}$  observations.

Par ailleurs, la méthode des éléments spectraux présentée au chapitre 3 permet de calculer les observations théoriques qui seront comparées avec celles mesurées. Le déplacement vertical est donné par la relation suivante :

$$w(r, t) = \frac{1}{A} \sum_n \sum_m \hat{q}_{mn} \hat{H}(k_m, \omega_n) J_0(k_m r) e^{i\omega_n t} \quad [4.4]$$

où  $A$  est l'aire de la plaque du FWD,  $\hat{q}_{mn}$  caractérise la pression sous la plaque de chargement,  $\hat{H}(k_m, \omega_n)$  représente la fonction de complaisance du système,  $J_0$  est la fonction de Bessel de premier type d'ordre 0,  $k_m$  est le nombre d'onde en direction horizontale,  $\omega_n$  la fréquence angulaire.

Dans le cas d'un système multicouche axisymétrique, la relation force – déplacement nodal est donnée dans le domaine des fréquences par :

$$\left[ \hat{\mathbf{K}}(k_m, \omega_n) \right] \begin{Bmatrix} \hat{u}_{1mn} \\ \hat{w}_{1mn} \\ \vdots \\ \hat{u}_{Lmn} \\ \hat{w}_{Lmn} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{T}_{r1mn} \\ \hat{T}_{z1mn} \\ \vdots \\ \hat{T}_{rLmn} \\ \hat{T}_{zLmn} \end{Bmatrix} \quad [4.5]$$

où  $\hat{\mathbf{K}}(k_m, \omega_n)$  est la matrice de rigidité globale du système,  $\hat{u}_{xmn}$  et  $\hat{w}_{xmn}$  sont les déplacements nodaux radial et vertical respectivement,  $\hat{T}_{rxmn}$  et  $\hat{T}_{zxmn}$  sont respectivement les contraintes externes radiale et verticale appliquées à chacun des nœuds  $x = 1$  à  $L$ . Les déplacements nodaux sont obtenus en inversant la matrice de rigidité globale multipliée par l'aire de la plaque du FWD,  $A\hat{\mathbf{K}}(k_m, \omega_n)^{-1} = \hat{\mathbf{H}}(k_m, \omega_n)$ . La matrice  $\hat{\mathbf{H}}(k_m, \omega_n)$  est la fonction de complaisance du système multicouche reliant les forces nodales aux déplacements nodaux dans le domaine des fréquences.



Lors des essais FWD, la pression est appliquée verticalement au nœud 1 en surface. En considérant à cet endroit une pression unitaire nodale  $\hat{T}_{z1mn} = \hat{q}_{z\text{unitaire}} = 1 \text{ Pa}$ , le déplacement spectral vertical est donné au nœud en surface (nœud 1) par la relation suivante :

$$\hat{w}_{1mn} = \frac{1}{A} \hat{H}_{12}(k_m, \omega_n) \hat{q}_{z\text{unitaire}} \quad [4.6]$$

où  $\hat{H}_{12}(k_m, \omega_n)$  est la fonction de complaisance au nœud 1 pour le deuxième degré de liberté qui correspond au déplacement vertical.

La pression appliquée par le FWD peut s'exprimer dans le domaine des fréquences et des nombres d'onde par la relation suivante (le terme de la fonction de Bessel étant omis pour fin de clarté) :

$$\hat{q}_z = F_m \hat{F}_n \quad [4.7]$$

où  $F_m$  est la distribution spatiale de la pression sous la plaque de chargement et  $\hat{F}_n$  le spectre de la fonction de chargement. Ainsi, l'historique de déflexions peut être déterminé par la relation suivante :

$$w(r, t) = \frac{1}{A} \sum_n \sum_m \hat{H}_{12}(k_m, \omega_n) F_m \hat{F}_n J_0(k_m r_i) e^{i\omega_n t} \quad [4.8]$$

Par conséquent, les observations mesurées sur les historiques de déflexion peuvent être comparées aux observations calculées aux mêmes instants  $t_j$  à l'aide de la méthode des éléments spectraux, ceux-ci étant :

$$w^{\text{th}}(r_i, t_j)$$

où  $r_i$  indique la distance radiale pour les  $i = 1$  à  $N_r$  capteurs et  $t_j$  sont les temps associées aux  $j = 1$  à  $N_{\text{obs}}$  observations mesurées alors que l'exposant « th » réfère aux observations théoriques.

Dans le domaine des fréquences, les observations sur les fonctions de complaisance théoriques aux points de réponse (figure 4.2) sont obtenues directement par le calcul du déplacement spectral vertical au nœud en surface (équation 4.7) évitant la sommation sur toute la plage de fréquences et la transformée rapide inverse de Fourier. La seule étape supplémentaire consiste à pondérer le déplacement spectral vertical au nœud en surface par la distribution spatiale de la pression ( $F_m$ ) et par la fonction de Bessel  $J_0$ . Ainsi, les observations sélectionnées sur les fonctions de complaisance expérimentales peuvent être comparées à celles obtenues sur les fonctions de complaisance théoriques aux mêmes valeurs de fréquences  $\omega_j$ . Explicitement, la fonction de complaisance théorique, notée  $\hat{H}^{\text{th}}(r_i, \omega_j)$ , est donnée à la distance radiale  $r_i$  par la relation suivante:

$$\hat{H}^{\text{th}}(r_i, \omega_j) = \frac{1}{A} \frac{\hat{w}^{\text{th}}(r_i, \omega_j)}{\hat{F}_j} = \frac{1}{A} \sum_m \hat{H}_{12}(k_m, \omega_j) F_m J_0(k_m r_i) \quad [4.9]$$

où  $\omega_j$  sont les fréquences correspondant aux  $j = 1$  à  $N_{\text{obs}}$  observations sur la fonction de complaisance expérimentale et  $\hat{F}_j$  la  $j^{\text{ème}}$  composante du spectre de la fonction de chargement, les autres variables ayant déjà été définies.

### 4.3.3 Fonction objective du système

La fonction objective du problème inverse relatif aux essais FWD s'exprime en termes de l'écart ou l'erreur à minimiser entre les déflexions mesurées et celles calculées. Uzan et *al.* (1989) indiquent que, puisque la précision des capteurs est

une source majeure d'erreurs et dépend de l'importance des déflexions, alors la fonction objective doit être exprimée en termes relatifs par rapport aux valeurs mesurées. Ainsi, la fonction prend typiquement la forme suivante dans plusieurs procédures itératives de rétrocalcul basées sur des modèles d'analyse statique :

$$\text{minimise } \varepsilon^2 = \sum_{i=1}^{N_r} v_i \left[ 1 - \frac{w_i^{\text{th}}(\beta)}{w_i^m} \right]^2 \quad [4.10]$$

où  $\varepsilon^2$  est l'erreur relative au carré,  $w^m$  la déflexion mesurée,  $w^{\text{th}}$  la déflexion calculée,  $v_i$  le facteur de pondération associé avec l'observation (déflexion) au  $i^{\text{ième}}$  capteur de déflexion,  $N_r$  est le nombre de capteur de déflexion et  $\beta = \{\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_L\}$  le vecteur des paramètres inconnus des  $L$  couches requis pour calculer les déflexions  $w^{\text{th}}$ .

Dans cette recherche, la fonction objective des moindres carrés est utilisée. Elle s'exprime par la relation suivante lorsque l'inversion est réalisée dans le domaine du temps à l'aide des historiques de déflexion :

$$\text{minimise } X(\beta) = \sum_{i=1}^{N_r} \sum_{j=1}^{N_{\text{obs}}} v_{i,j} \left[ w^{\text{th}}(r_i, t_j, \beta) - w^m(r_i, t_j) \right]^2 \quad [4.11]$$

où  $X$  est la fonction objective à minimiser,  $w^m$  la déflexion mesurée,  $w^{\text{th}}$  la déflexion calculée,  $r_i$  la distance radiale du  $i^{\text{ième}}$  capteur de déflexion,  $v_{i,j}$  le facteur de pondération associé avec la  $j^{\text{ième}}$  observation associée au  $i^{\text{ième}}$  capteur,  $\beta = \{\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_L\}$  est le vecteur des paramètres inconnus des  $L$  couches,  $t_j$  est le temps correspondant à la  $j^{\text{ième}}$  observation,  $N_{\text{obs}}$  le nombre d'observations identifiées sur les historiques de déflexion et  $N_r$  le nombre de capteur de déflexion.

Lorsque l'inversion est réalisée selon une analyse dans le domaine des fréquences, la fonction objective devient :

$$\text{minimise } X(\beta) = \sum_{i=1}^{N_r} \sum_{j=1}^{N_{\text{obs}}} \nu_{i,j} \left[ \hat{H}^{\text{th}}(r_i, \omega_j, \beta) - \hat{H}^m(r_i, \omega_j) \right]^2 \quad [4.12]$$

où  $\hat{H}^m$  est la fonction de complaisance expérimentale,  $\hat{H}^{\text{th}}$  la fonction de complaisance théorique et  $\omega_j$  est la fréquence angulaire correspondant à la  $j^{\text{ème}}$  observation identifiées sur les fonctions de complaisance expérimentales de chaque capteur ; les autres termes étant déjà définis.

Le facteur de pondération  $\nu$  sert à accorder un poids relatif aux observations lors de la sommation des erreurs au carré. Lorsque ce facteur est égal à l'unité, toutes les observations à chacun des capteurs ont la même importance lors du processus de minimisation de la fonction objective.

#### 4.3.4 Identification des observations

Cette section vise à préciser les points d'observations retenus sur les historiques de déflexion et les fonctions de transfert dépendamment du type d'inversion utilisée (temps ou fréquence). L'approche commune d'interprétation des essais FWD s'appuie sur l'analyse statique et donc sur le bassin de déflexion. Dans ce contexte, les observations expérimentales correspondent directement au bassin de déflexion, soit les déflexions maximales mesurées par chacun des géophones.

Par contre, l'analyse dynamique des essais FWD permet d'augmenter le nombre d'observations expérimentales puisque tout l'historique de déflexions à chacun des géophones peut être considéré. Évidemment, le bassin de déflexion mesuré demeure du nombre et il pourra être exploité inclusivement ou exclusivement lors

de l'inversion. Aussi, les historiques de vitesses mesurées directement à l'aide des géophones ou d'accélérations mesurées à l'aide d'accéléromètres pourraient être utilisés pour l'analyse inverse des essais FWD. D'autre part, ce sont les fonctions de complaisance qui peuvent être exploitées lorsque l'inversion est réalisée dans le domaine des fréquences. Ainsi, toutes les composantes fréquentielles générées par l'impact du FWD que l'on retrouve sur les fonctions de transfère expérimentales qui peuvent contribuer à l'analyse inverse.

Actuellement, il n'y a pas de consensus sur quelles observations retenir pour l'analyse inverse avec un modèle dynamique. En effet, un certain nombre de chercheurs ont utilisé simplement le bassin de déflexion lorsque l'inversion est réalisée selon une analyse dans le domaine du temps (Mamlouk 1985; Stolle et Hein 1989; Ong et al. 1990; Meier et Rix 1994; Foinquinos Mera 1995). Chatti et al. (2004) utilisent le bassin de déflexion en conjonction avec les décalages entre l'instant lorsque la charge et ceux lorsque les déflexions sont maximales. Par contre, Dong et Matsui (Matsui et al. 2000; Dong et al. 2001 et Dong et al. 2002) utilisent une dizaine de points sur les historiques de déflexion réparties autour de la déflexion maximale dans un intervalle de 18 ms. Uzan (1994b) considère 75 observations réparties sur les historiques de déflexion à tous les 0.8 ms entre 0 et 60 ms.

Dans le cas d'une inversion réalisée selon une analyse dans le domaine des fréquences, quelques chercheurs ont utilisé entre une à trois fréquences : Magnuson et al. (1991) et Stubbs et al. (1994) ont pris la fréquence de 48.89 Hz; Kang (1998) a retenu soit 8 et 25 Hz, 1 et 2.5 Hz ou 1, 2.5 et 5 Hz; Losa (2002) a utilisé 0.1 et 60 Hz. Par contre, Al-Khoury et al. (2001c) ont préconisé 12 fréquences entre 15 et 40 Hz, pour vérifier la performance de trois méthodes d'inversion sur des données synthétiques. Uzan (1994b) a utilisé 13 fréquences réparties également entre 9.8 et 127.1 Hz. Et Al-Khoury (2002) utilise jusqu'à 20 fréquences pour l'application de la méthode inverse sur des données de simulations numériques des essais FWD.

Par ailleurs, quelques chercheurs calculent la fonction de complaisance à une faible fréquence comme 0.01, 0.1 ou 0.25 Hz (Foinquinos Mera 1995; Kang 1998; Chatti et *al.* 2004), ou d'autres utilisent des techniques de régression (Uzan 1994b; Guzina et Osburn 2002) pour obtenir la valeur de la fonction de complaisance expérimentale à 0 Hz. Ainsi, le bassin de déflexion correspondant au cas de chargement statique peut être évalué.

Ultimement, ce sont toutes les données des historiques de déflexion qui pourraient être utilisées pour fins d'inversion dans le domaine du temps, et dans le domaine des fréquences, ce sont toutes les composantes harmoniques de la décomposition spectrale des signaux de l'essai FWD. Ces dernières composantes sont comprises sur une plage de fréquences entre 0 et 150 Hz environ, selon les conditions d'essais.

Théoriquement, la résolution d'un système d'équations à  $M$  inconnus nécessite  $N$  équations, telles que  $N \geq M$ . Par conséquent, on pourrait obtenir en principe pour les essais FWD la valeur de neuf paramètres inconnus du modèle de chaussée si neuf déflexions mesurées, procurant autant d'équations, étaient utilisées lors du calcul inverse. Cependant, la présence d'erreurs aléatoires inévitables sur les mesures du FWD oblige que le nombre de déflexions soit plus grand que le nombre inconnus afin de limiter l'importance des erreurs induites sur la valeur des modules obtenus par inversion (Uzan et *al.* 1989). En somme, il est préférable de résoudre lors de l'inversion un système d'équations surdéterminé en augmentant le nombre de déflexions. D'une part, cela peut se faire en augmentant le nombre de géophones, ce qui n'est pas économique. D'autre part, il convient d'utiliser davantage de points sur chacun des historiques de déflexion. Ainsi, la position des capteurs de déflexion pourrait être optimisée pour maximiser la sensibilité des mesures de déflexion par rapport aux paramètres inconnus à déterminer par l'inversion.

#### 4.3.4.1 Historiques de déflexion

La figure 4.4 présente d'une part les historiques de chargement et de déflexions (à deux distances radiales, 0 et 1 500 mm) pour le FWD PRI 2100 de marque Carl Bro de l'Université Laval, et d'autre part en insert, un enregistrement indépendant de la charge totale mesurée par la cellule de charge. Ce dernier enregistrement débute quelques millisecondes avant que la masse soit larguée d'une hauteur  $h$  et prend fin lorsque la masse s'est stabilisée sur les amortisseurs (à  $t \approx 1\,250$  ms); le point  $C_0$  à  $t \approx -150$  ms correspond à l'instant du largage de la masse. Sur l'insert, la portion entre 0 et 120 ms correspond à l'historique de chargement enregistrée par le système d'acquisition du FWD lors de l'essai où l'impact principal a lieu. Suite à cet impact, la masse rebondit et provoque un certain nombre d'impacts secondaires (au nombre de sept dans ce cas-ci) identifiés comme étant des rebonds sur la figure 4.4. Après ces rebonds, la masse qui repose sur les amortisseurs oscille sur ceux-ci avant de se stabiliser.

Avant que la masse de 265 kg du FWD Carl Bro (avec 4 niveaux de plaques de chargement) soit lâchée d'une hauteur donnée pour produire un impact correspondant au niveau de charge de 40 kN, le système de chargement applique une charge initiale de 5.4 kN sur la chaussée (avant le point  $C_0$  sur l'insert). Lorsque la masse tombe, la charge appliquée devient 2.8 kN (entre les points  $C_0$  et  $C_1$  sur l'insert). Quant la masse percute l'enclume, une charge totale maximale d'environ 47 kN est produite (point  $C_4$ ). La charge dynamique obtenue sur l'historique de chargement du FWD est donc la charge totale moins la charge initiale.

Sur cet historique, le point  $C_1$  indique le début d'application de la charge. La charge s'accroît graduellement jusqu'au point  $C_2$  qui représente environ 10 % de la charge maximale. Entre ce point et le point  $C_3$ , l'accroissement de la charge est très rapide et pratiquement linéaire pour atteindre environ 90 % de la charge maximale. Ensuite entre les points  $C_3$  et  $C_5$ , un plateau plus ou moins arrondi est

atteint avec un ou possiblement deux pics selon les conditions d'interaction FWD – Chaussée; la charge maximale correspond à l'un de ces pics, soit le point C<sub>4</sub> dans ce cas-ci.

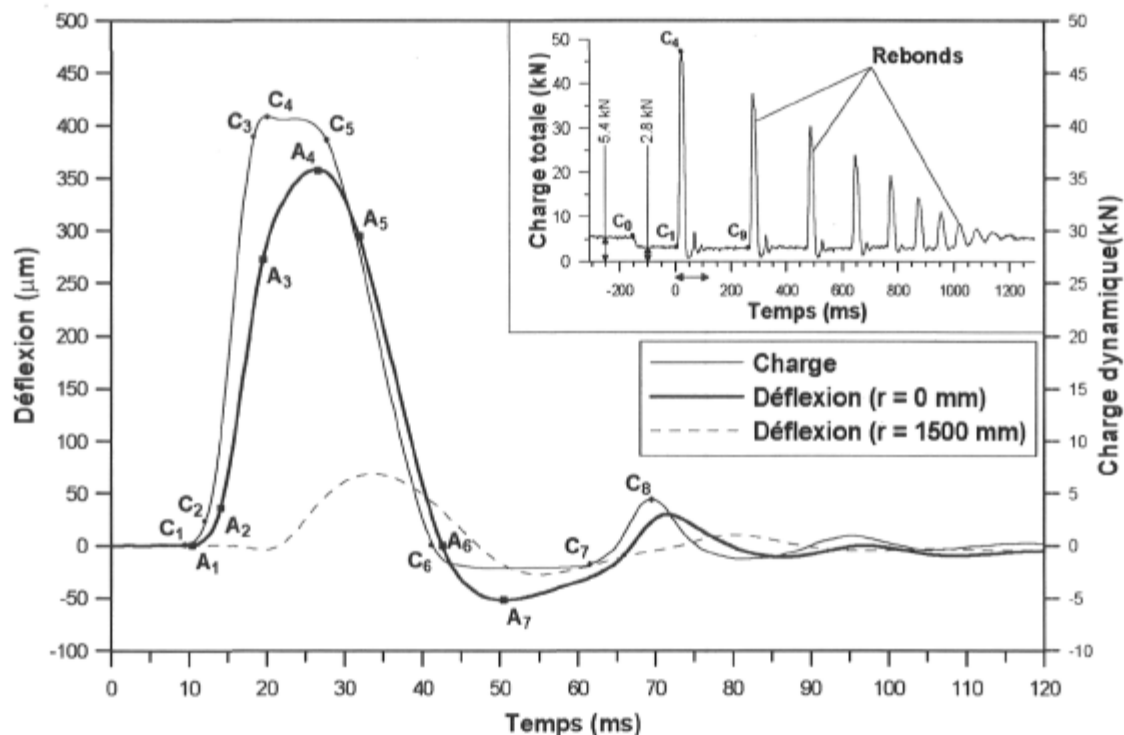


Figure 4.4 : Historiques de chargement et de déflexions du FWD PRI 2100 de marque Carl Bro de l'Université Laval.

Sur cet historique, le point C<sub>1</sub> indique le début d'application de la charge. La charge s'accroît graduellement jusqu'au point C<sub>2</sub> qui représente environ 10 % de la charge maximale. Entre ce point et le point C<sub>3</sub>, l'accroissement de la charge est très rapide et pratiquement linéaire pour atteindre environ 90 % de la charge maximale. Ensuite entre les points C<sub>3</sub> et C<sub>5</sub>, un plateau plus ou moins arrondi est atteint avec un ou possiblement deux pics selon les conditions d'interaction FWD – Chaussée; la charge maximale correspond à l'un de ces pics, soit le point C<sub>4</sub> dans ce cas-ci.

Par la suite, il y a une diminution de la charge qui s'effectue très rapidement et pratiquement de façon linéaire jusqu'au point C<sub>6</sub> sur la figure 4.4, où la charge



appliquée devient nulle. Ainsi, le premier impact de la masse contre l'enclume du système de chargement a lieu entre les points  $C_1$  et  $C_6$ , d'une durée de quelque 30 ms. Au-delà du point  $C_6$ , la masse rebondit pour venir éventuellement percuter à nouveau l'enclume (au point  $C_9$  sur l'insert) et ce, à plusieurs reprises. Immédiatement après ce premier impact, l'enclume subit une oscillation causée par l'impact. Cette oscillation provoque une diminution momentanée de la charge statique nette initiale. Cette diminution survient tout d'abord entre les points  $C_6$  et  $C_7$  après quoi, au point  $C_8$ , l'enclume s'appuie pleinement sur la plaque de chargement avant de continuer à osciller encore un peu.

Examinons maintenant les historiques de déflexion en considérant celui mesuré par le géophone au centre de la plaque de chargement ( $r = 0$  mm) tel que montré sur la figure 4.4. Le point  $A_1$  indique le moment où la déflexion débute au centre de la plaque. Un court délai de quelques microsecondes sépare le point  $A_1$  du point  $C_1$  sur l'historique de chargement. Ce délai est certainement associé à la présence du coussin de caoutchouc sous la plaque (Sebaaly et al. 1986). La déflexion augmente graduellement entre les points  $A_1$  et  $A_2$  selon l'augmentation de la charge entre les points  $C_1$  et  $C_2$  sur l'historique de chargement. De même, la déflexion progresse rapidement et de façon pratiquement linéaire en fonction du temps entre les points  $A_2$  et  $A_3$ . Ensuite, le taux d'accroissement de la déflexion diminue progressivement et devient nul au point  $A_4$  où la déflexion est maximale; parfois un deuxième pic peut survenir selon les conditions d'interaction FWD – Chaussée. Un décalage de quelques millisecondes est observé entre les points maximums  $C_4$  et  $A_4$  respectivement sur les historiques de chargement et de déflexions à  $r = 0$  mm. Ce décalage est associé aux effets d'inertie de la chaussée (Sebaaly et al. 1986). En effet, un délai est requis pour obtenir une contribution maximale des couches de la chaussée et du sol compte tenu que le chargement imposé par le FWD est dynamique. Ce délai entre le moment où la charge et la déflexion sont maximales augmente donc avec la distance radiale. Après que la déflexion maximale soit atteinte, la déflexion diminue progressivement jusqu'au point  $A_5$  pour ensuite diminuer de façon pratiquement linéaire en fonction du temps

jusqu'au point  $A_6$ . Au point  $A_6$ , la déflexion change de signe suite au déchargement partiel de la plaque dénotant un rebondissement de la surface. L'importance de ce rebondissement dépend dans une certaine mesure du système de chargement du FWD, mais aussi de la nature du sol et des ondes réfléchies associées à la présence du roc ou d'un horizon rigide à proximité de la surface. La valeur maximale du rebondissement est atteinte au point  $A_7$  dont le décalage de quelques millisecondes après le point  $A_6$  dépend notamment de la profondeur du roc ou d'un horizon rigide (Grenier et Bouchard 2005). Après le point  $A_7$ , la valeur des déflexions est conditionnée par les oscillations du système de chargement et les réflexions d'ondes, le cas échéant. La figure 4.4 montre l'historique de déflexions mesuré à une distance 1 500 mm par le géophone le plus éloigné pour lequel les mêmes observations peuvent être faites, et il en va de même pour les autres historiques de déflexion qui ne sont pas montrés sur la figure 4.4.

La plage d'intérêt pour l'analyse des essais FWD se situe entre les points  $C_1$  et  $C_9$  sur l'historique de chargement soit avant le premier rebond. Cet intervalle de temps de 250 ms dans le cas d'un niveau de charge de 40 kN pourrait procurer quelques 1 000 observations par historiques de déflexion avec un échantillonnage à tous les 0.25 ms. Notons cependant que la durée d'enregistrement est actuellement limitée à 120 ms dans le programme d'acquisition si bien que le nombre maximum d'observation est de 480 ( $\Delta t = 0.25$  ms). Généralement, neuf géophones sont maintenant utilisés pour enregistrer autant d'historiques de déflexion, ce qui représente un total d'environ 4 320 observations possibles (c.-à-d.  $9 \times 480$ ). Manipuler autant de données, tant pour les historiques de déflexion mesurés que calculés, devient une tâche encombrante et s'avère peu pratique. Par conséquent, le nombre d'observations doit être limité.

Dans le cadre de cette recherche, un total de 90 observations a été retenu à raison de 10 observations sur chaque historique de déflexions afin d'en saisir l'allure entre les points  $A_2$  et  $A_7$  montrés sur la figure 4.4; le point  $A_1$  n'a pas été retenu car

la déflexion est nulle à ce point. Les 10 observations sont les suivantes et sont montrés sur la figure 4.5 :

- Déflexion maximale ( $w_{\max}$ );
- Neuf déflexions intermédiaires ( $w(t_j)$ ,  $j = 1$  à  $9$ ), soit quatre dans la portion d'accroissement des déflexions (entre les points  $A_2$  à  $A_4$ , figure 4.4), quatre dans la portion décroissante (entre les points  $A_4$  à  $B_6$ , figure 4.4) et une dernière dans la portion associée au rebondissement de la surface (entre les points  $A_6$  à  $A_7$ , figure 4.4).

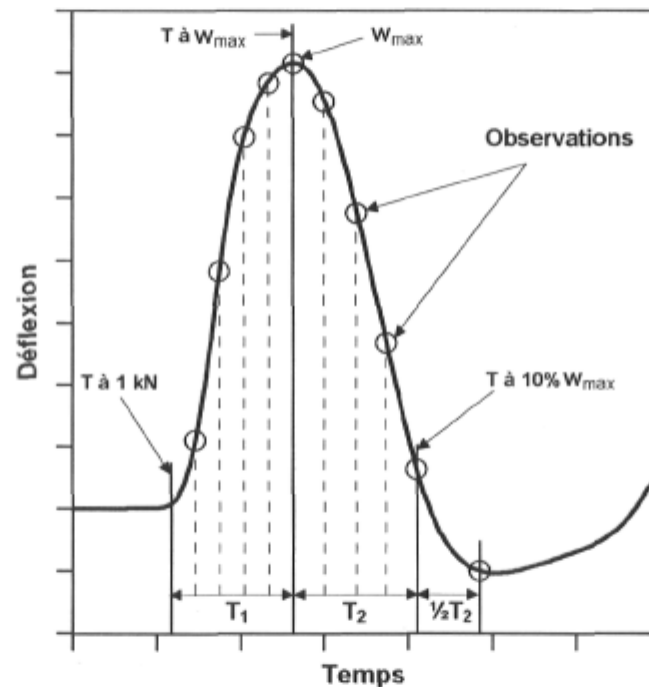


Figure 4.5 : Définition des observations sur les historiques de déflexion mesurées.

Pour ce faire, un point de repère temporel est identifié sur l'historique de chargement. Ce point correspond au moment où la charge atteint 1 kN. Le temps  $T_1$  est défini pour chaque historique de déflexions comme le temps écoulé entre ce point de repère à  $T$  à 1 kN et le moment lorsque la déflexion devient maximale ( $T$  à  $w_{\max}$ ). Aussi, pour chaque historique de déflexions, le temps  $T_2$  est défini comme le temps écoulé entre le moment où la déflexion est maximale ( $T$  à  $w_{\max}$ ) et celui

après lorsque la déflexion atteint 10 % de la déflexion maximale. Ainsi, le temps  $T_1$  est divisé en cinq intervalles de telle sorte qu'il y ait quatre observations dans la portion d'accroissement des déflexions, et  $T_2$  est divisé en quatre intervalles pour obtenir autant d'observations de part et d'autre du pic. Le point d'observation dans la portion associée au rebondissement est choisi après le pic à un intervalle de temps d'une et demie fois  $T_2$ .

Dans le cadre de cette recherche, trois cas d'inversion dans le domaine du temps ont été examinés pour fins d'évaluation de la méthodologie :

- Le cas donné par les observations correspondant au bassin de déflexion mesuré sans égard au temps lorsque surviennent les déflexions maximales,
- Le cas donné par les observations correspondant au bassin de déflexion mesuré en tenant compte cette fois-ci de l'intervalle de temps  $T_1$ , et
- Le cas des 10 observations réparties sur chaque historiques de déflexion et montrées sur la figure 4.5.

#### 4.3.4.2 Fonctions de complaisance

Les fonctions de complaisance à chaque géophone contiennent des informations importantes sur le comportement dynamique de la chaussée sous l'impact du FWD. Trois cas d'inversion dans le domaine des fréquences ont aussi été examinés pour tirer partie de ces informations afin d'améliorer la détermination des paramètres inconnus sur modèle multicouche de la chaussée :

- Le cas d'une observation à basse fréquence,
- Le cas de 10 observations toutes réparties également sur une plage limitée de fréquences, soit  $\mathbf{f} = \{ f_j \}$  avec  $j = 1, 3, \dots, 19$  ( $f_j = j \times \Delta f$ ,  $\Delta f = 1/\Delta t(N-1)$ ), et

- Le cas de 20 observations, toutes réparties également sur une plage de fréquences deux fois plus étendue que la précédente, soit  $\mathbf{f} = \{f_j\}$ , avec  $j = 1, 3, \dots, 39$ .

#### 4.4 Minimisation de la fonction objective

La fonction objective peut être vue comme une surface dans un espace multidimensionnel pour laquelle il existe un minimum global à trouver à l'aide de techniques d'inversion. Parmi ces techniques, celles qui sont itératives déterminent, à chaque itération, le vecteur des variations  $\Delta\beta$  grâce à la matrice de sensibilité. Ce vecteur améliore la solution en l'orientant vers le minimum de la fonction objective dans la direction du gradient maximum au point intermédiaire le long de cette surface (Foinquinos Mera 1995).

Différentes méthodes de minimisation de la fonction objective ont été proposées dans la littérature pour l'analyse des essais FWD (§4.2). Depuis quelques années, des programmes d'inversion flexibles et robustes ont été développés dont certains, mis à jour régulièrement, sont disponibles gratuitement comme le programme UCODE (Poeter et Hill 1998; Hill 1998) et le programme PEST (Doherty 2004). Ces outils s'avèrent flexibles dans la mesure où ils sont spécifiquement conçus pour être coupler aisément avec les codes de modèle analytique, d'éléments finis ou de différence finie, en autant que ces derniers respectent certains critères de compatibilité quant au mode d'exécution et aux fichiers d'entrées et de sorties. Également, on retrouve les fonctions MATLAB de la technique de régularisation (*Regularization Tools*) de Hansen (1999) qui peuvent être utilisées pour résoudre de tels problèmes inverses.

Le programme UCODE a été retenu dans cette recherche pour réaliser le calcul inverse sous analyse dynamique des essais FWD en raison de sa facilité d'utilisation.

#### 4.4.1 Description du programme UCODE

Le programme UCODE, code universel d'inversion, a été développé par Poeter et Hill (1998) et Hill (1998). UCODE effectue une minimisation non-linéaire de la fonction objective des moindres carrés à l'aide de la méthode Levenberg-Marquardt (Gauss-Newton modifiée). La méthode Levenberg-Marquardt incorpore une technique pour éviter les problèmes de singularité de la méthode Gauss-Newton tout en ayant un algorithme efficace pour faire face aux problèmes de faibles résidus (Scales 1985).

Les équations normales et le processus itératif d'optimisation dans UCODE sont exprimés par :

$$(\mathbf{D}^T(\mathbf{X}^i)^T \mathbf{v} \mathbf{D} \mathbf{X}^i + \mu_M^i \mathbf{I}) \mathbf{D}^{-1} \mathbf{p}^i = \mathbf{D}^T(\mathbf{X}^i)^T \mathbf{v} (\mathbf{W}^m - \mathbf{W}^{th}(\beta)) \quad [4.13]$$

$$\beta^{i+1} = \beta^i + \delta_{LM}^i \mathbf{p}^i$$

où  $\mathbf{W}^m$  est le vecteur des observations mesurées,  $\mathbf{W}^{th}(\beta)$  le vecteur des observations calculées,  $\beta$  le vecteur des paramètres inconnus,  $\mathbf{X}$  la matrice de sensibilité des paramètres inconnus,  $\mathbf{p}$  le vecteur de variation des paramètres inconnus,  $\mathbf{v}$  la matrice des facteurs de pondérations des observations,  $\mathbf{D}$  est la matrice des coefficients d'influence dont les éléments  $d_{ij}$  sont donnés par  $[(\mathbf{X}^T \mathbf{v} \mathbf{X})_{jj}]^{-1/2}$ ,  $i$  est le numéro d'itération,  $\delta_{LM}$  est un facteur d'amortissement dont la valeur est comprise entre 0 et 1,  $\mu_M$  est le paramètre de Marquardt,  $\mathbf{I}$  est la matrice identité. Le facteur d'amortissement est utilisé pour limiter le taux de changement de la valeur des paramètres inconnus et éviter les problèmes d'oscillation de la solution de part et d'autre du minimum (Poeter et Hill 1998). Le paramètre de Marquardt est utilisé pour améliorer la convergence des problèmes mal conditionnés (Poeter et Hill 1998). La solution de l'équation 4.13 est obtenue à l'aide de la décomposition de Cholesky (Dennis et Schnabel 1983). Les sensibilités sont calculées en utilisant une approximation par différence à droite ou centrée en

perturbant la valeur de chaque paramètre inconnu de 1 %; la différence centrée requière une itération supplémentaire à chaque fois que la matrice de sensibilité doit être calculée si bien qu'elle n'a pas été utilisée dans cette recherche afin de limiter le temps de calcul.

Des critères de convergence sont nécessaires pour terminer le processus itératif d'optimisation. Deux critères de convergence sont disponibles dans UCODE : un critère de variation de la fonction objective et un critère de variation des paramètres inconnus. L'estimation de la valeur des paramètres inconnus converge lorsque l'un des deux critères est rencontré. Généralement, la convergence est préconisée sur le critère de variation des paramètres inconnus donné par :

$$\left| \frac{\Delta\beta_j^i}{\delta_{LM}^i \beta_j^i} \right| = \left| \frac{p_j^i}{\beta_j^i} \right| < \text{TOL} \quad [4.14]$$

où  $p_j$  est le  $j^{\text{ème}}$  élément du vecteur de variation des paramètres inconnus ( $\mathbf{p}$ ) obtenu à l'équation 4.13,  $\Delta\beta_j$  la variation du  $j^{\text{ème}}$  paramètre inconnu,  $\beta_j$  le  $j^{\text{ème}}$  paramètre inconnu dont la valeur a été évaluée à l'itération  $i$ ,  $\delta_{LM}$  le facteur d'amortissement et TOL la tolérance fixée par l'utilisateur. La valeur de la tolérance est habituellement fixée à 0.01. La convergence sur le critère de variation de la fonction objectif est atteinte lorsque la somme au carré de la fonction objective varie moins que la valeur spécifiée par l'utilisateur (0.01, par exemple) pour trois itérations successives. Par ailleurs, le nombre maximum d'itérations est aussi fixé par l'utilisateur.

L'algorithme du programme UCODE est illustré sur la figure 4.6 où sont indiqués le lien avec les observations des essais FWD et l'interaction avec le modèle analytique de la méthode des éléments spectraux (programme ADCES). Dans un premier temps, les observations mesurées lors des essais FWD sont tirées des historiques de déflexion. Ensuite, la boucle d'optimisation de la méthode

Levenberg-Marquardt débute pour trouver la valeur des paramètres inconnus. La première étape de la boucle d'optimisation consiste à préparer le fichier d'intrants requis pour le programme ADCES, à exécuter par la suite ce programme et finalement à extraire les observations théoriques (calculées) du modèle analytique. La seconde étape vise à déterminer la matrice de sensibilité. Pour ce faire, la sensibilité est calculée par différence à droite pour chacun des  $\beta_j = 1$  à  $N_j$  paramètres inconnus en perturbant successivement leur valeur de 1 %, et en exécutant autant de fois le programme ADCES. La quatrième étape effectue la résolution de l'équation 4.13 pour mettre à jour la valeur des paramètres inconnus en vue de la prochaine itération le cas échéant.

Le processus d'optimisation est complété lorsque l'un des deux critères de convergence (préférentiellement celui des paramètres donné par l'équation 4.14) est satisfait ou que le nombre d'itérations maximal est atteint. Finalement, le programme UCODE effectue une analyse des résidus entre les observations mesurées et théoriques en plus de fournir un certain nombre de statistiques pour apprécier la qualité de la solution.

## 4.5 Problématiques d'inversion

Il convient ici de rappeler certaines difficultés inhérentes à l'inversion. Ces difficultés portent sur l'unicité de la solution, le conditionnement du problème inverse ainsi que le calcul de la matrice de sensibilité. Les erreurs de mesures des déflexions et une connaissance incomplète des caractéristiques de la chaussée entraînent inévitablement des erreurs lors de l'évaluation des modules élastiques. Une autre difficulté peut surgir lors qu'il y a corrélation entre certains des paramètres inconnus si bien qu'il devient difficile de déterminer la valeur exacte des paramètres corrélés.



#### 4.5.1 Unicité de la solution et conditionnement du problème

Hou (1977) indique qu'il y a convergence vers le minimum global de la fonction objective lorsque sa surface est convexe, lequel minimum correspond à un ensemble unique de valeurs des paramètres inconnus. Cependant, Uddin et *al.* (1985), Lytton (1989), Stolle et Hein (1989) et Stolle (1991), ainsi que d'autres chercheurs, indiquent que la solution du problème inverse n'est pas unique puisqu'il peut exister pour un même bassin de déflexion autant de solutions qu'il y a d'inconnues. La solution vers laquelle converge la procédure inverse va dépendre notamment de la valeur initiale des paramètres inconnus. Par ailleurs, Al-Khoury (2002) alimente cette discussion en suggérant d'utiliser en plus de la mesure des déflexions, la mesure du déplacement horizontal en un point à la surface de la chaussée en surface afin d'obtenir une solution unique.

La matrice des coefficients d'influence est parfois mal conditionnée ; c'est-à-dire qu'une faible perturbation au niveau des observations (déflexions) peut provoquer des changements importants dans la prédiction des paramètres inconnus (modules). Cela survient lorsqu'il y a des éléments nuls ou dont la valeur est très proche de zéro dans la matrice des coefficients d'influence. Cette problématique du conditionnement du problème inverse a été soulevée par certains chercheurs (Hou 1977; Stolle et Hein 1989; Stolle 1991, Dong et *al.* 2002). Dans ces circonstances, la convergence vers la solution peut nécessiter plusieurs itérations, sans pour autant converger vers une solution mathématiquement adéquate. De plus, il se peut que le problème ne converge tout simplement pas. Par ailleurs, Stolle et Hein (1989) indiquent que la qualité du conditionnement varie selon la position du point de départ par rapport à la solution optimale. Une approche pour résoudre ce problème de conditionnement consiste à utiliser une technique de régularisation (Hansen 1994; Turkiyyah 2004) ou la décomposition des valeurs singulières (Dong et *al.* 2002).

#### 4.5.2 Calcul des sensibilités

La sensibilité de chacune des observations par rapport aux paramètres inconnus est donnée par la relation suivante :

$$X_{ij} = \frac{\partial w_i^{\text{th}}}{\partial \beta_j} \quad [4.15]$$

où  $w_{ki}^{\text{th}}$  est la  $k^{\text{ième}}$  observation théorique correspondant à celle mesurée et  $\beta_j$  est un paramètre inconnu. Chaque sensibilité  $X_{ij}$  est un élément de la matrice de sensibilité  $\mathbf{X}$ . Ces sensibilités ont deux fonctions dans la modélisation inverse. Premièrement, elles servent à quantifier l'influence de chaque paramètre inconnu sur les observations théoriques. Deuxièmement, elles sont nécessaires dans les méthodes itératives pour déterminer la valeur des paramètres inconnus qui procurent le meilleur ajustement entre les observations mesurées et calculées (Poeter et Hill 1998).

La problématique provient du fait que les dérivées partielles ne peuvent pas être calculées exactement pour un système multicouche puisqu'il n'existe pas d'équation continue dérivable. Par conséquent, elles doivent être calculées approximativement en utilisant une approximation par différences à droite ou centrée. Chaque sensibilité est évaluée en perturbant chaque paramètre inconnu d'une valeur  $\Delta\beta_j$  (fixée habituellement à 1 % de  $\beta_j$ ), si bien que le modèle doit être exécuté  $j+1$  fois lorsque la différence à droite est utilisée ou  $2j+1$  fois dans le cas de la différence centrée.

#### 4.5.3 Sources d'erreurs pour l'évaluation des paramètres inconnus

Une autre problématique de l'analyse inverse des essais FWD provient du manque de connaissances sur les données, à savoir l'épaisseur exacte des couches de

matériaux, les variations spatiales des matériaux et de leur propriétés, de l'historique des contraintes du sol, etc. (Stolle et Jung 1992). Irwin et *al.* (1989) et Jooste et *al.* (1998) ont démontré que même de faibles erreurs sur l'évaluation de l'épaisseur des couches associées aux pratiques de construction (coefficient de variation entre 8 et 17 %) peuvent avoir des effets significatifs ( $\pm 25$  %) sur la valeur des modules d'Young équivalents de la structure de chaussée obtenus par inversion. Il est aussi important de reconnaître qu'une erreur dans la prédiction du module élastique du sol, qui contribue entre 60 et 80 % à la déflexion totale, amplifie les erreurs d'estimation des modules élastiques des couches de matériaux de la structure de la chaussée (Lytton 1989; Stolle et Jung 1992). Par ailleurs, Parvini (1997) et Parvini et Stolle (1998) ont étudié et quantifié à l'aide d'une approche stochastique l'influence des erreurs de mesures des déflexions lors de l'inversion sur la valeur des paramètres inconnus. L'une des conclusions de cette étude est que de faibles variations de la valeur des déflexions dues aux erreurs de mesure peuvent occasionner de grandes variations à la valeur des modules d'Young équivalents prédits. Irwin et *al.* (1989) ont évalué, à l'aide d'une étude paramétrique, l'influence combinée des erreurs aléatoires de mesures des déflexions du FWD (erreurs de contact de la plaque de chargement avec le revêtement, erreurs systématiques et erreurs de répétabilité de mesure des déflexions) et de la variabilité aléatoire des épaisseurs des couches de la chaussée sur l'évaluation des modules élastiques des matériaux. Ils concluent que cette influence peut conduire à un degré élevé de variabilité dans les modules élastiques des couches obtenus par inversion, alors que cette variabilité n'existe pas réellement dans le modèle multicouche élastique linéaire utilisé lors de leur étude paramétrique. Cette variabilité dans les modules élastiques est significative pour le revêtement et la couche de fondation, mais ne cause pas vraiment de problème pour la couche de sol.

## 4.6 Implémentation numérique – Programme ADCES-INVERSE

La méthodologie d'inversion combinant le programme ADCES du modèle analytique et le programme UCODE de la méthode d'inversion a été implémentée pour effectuer l'inversion des données d'essais FWD. À l'aide de cette méthodologie, l'inversion se réalise aussi bien dans le domaine du temps, en utilisant les observations sur les historiques de déflexion ou seulement le bassin de déflexion, que dans le domaine des fréquences avec une, dix ou vingt fréquences. La méthodologie proposée dans cette recherche se distingue donc de la plupart des autres programmes d'inversion basés sur l'analyse dynamique des essais FWD qui ont été répertoriés dans le tableau 4.1. De plus, elle permet le traitement des données de déflexions provenant des équipements FWD de marque Carl Bro et de marque Dynatest.

La figure 4.7 montre le diagramme de flux d'implémentation de la méthodologie d'inversion appelée ADCES-INVERSE. Premièrement, on retrouve les données sur la chaussée à savoir les paramètres connus et inconnus ainsi que les conditions aux frontières requises pour résoudre le problème à l'aide de la méthode des éléments spectraux. Deuxièmement, il y a les données des essais FWD réalisés sur la chaussée : la position des capteurs de déflexion, le diamètre de la plaque de chargement, les données de déflexions et de chargement.

Une interface MATLAB a aussi été développée pour saisir et structurer les informations de la chaussée et des essais FWD ainsi que pour lancer l'exécution du processus d'inversion. Cette interface permet d'identifier les observations mesurées pour le schéma d'inversion sélectionné (domaine du temps ou domaine des fréquences), de sélectionner les paramètres inconnus du modèle (module élastique, épaisseur, etc.), de créer le fichier d'intrants requis par le programme ADCES et de préparer les fichiers de commandes nécessaires au programme UCODE. Finalement, la procédure d'inversion combinant les programmes ADCES et UCODE est exécutée pour obtenir la valeur des paramètres inconnus.

# UCODE

Diagramme de flux

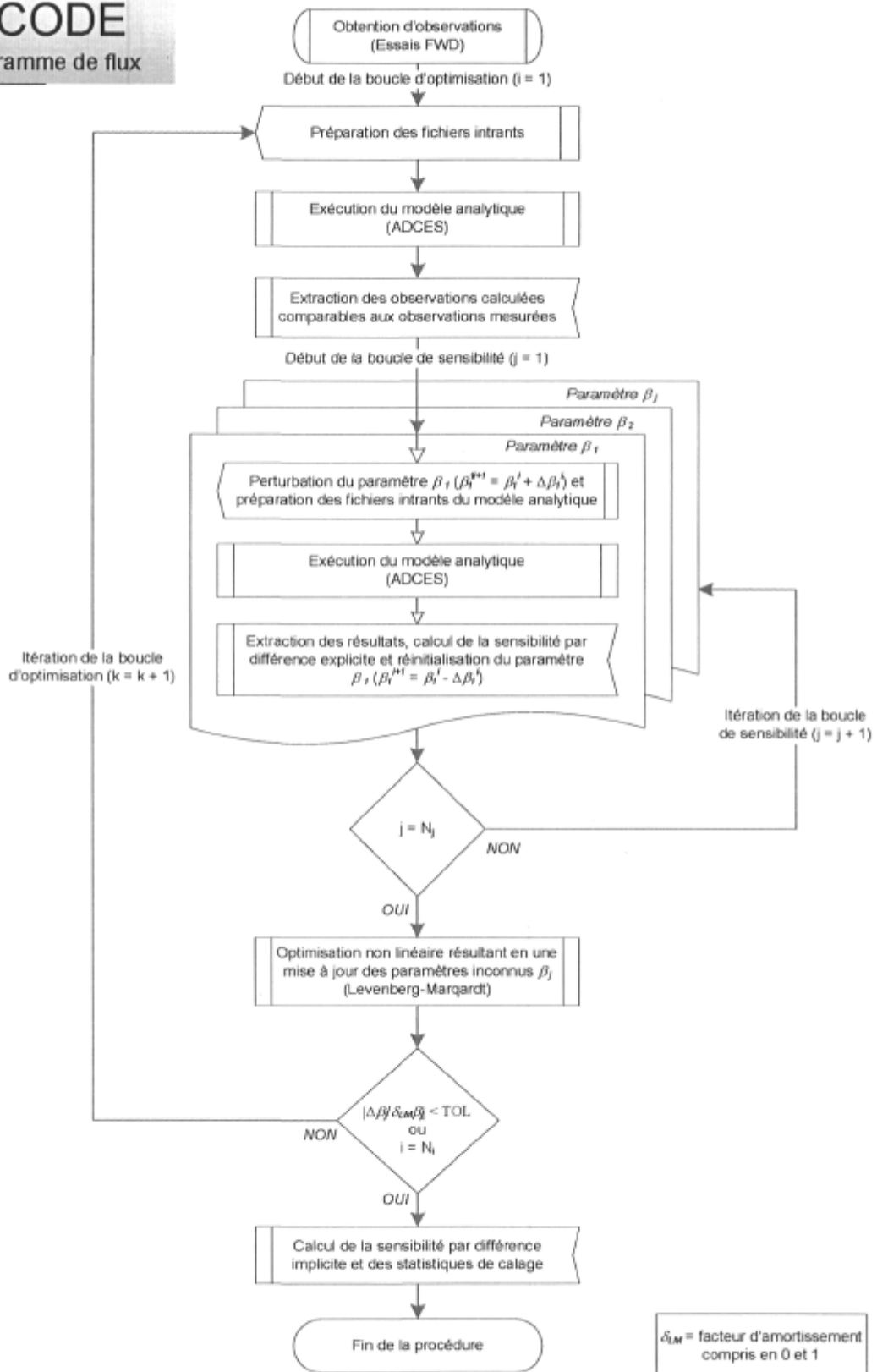


Figure 4.6 : Algorithme du programme UCODE.

# ADCES-INVERSE

## Diagramme de flux

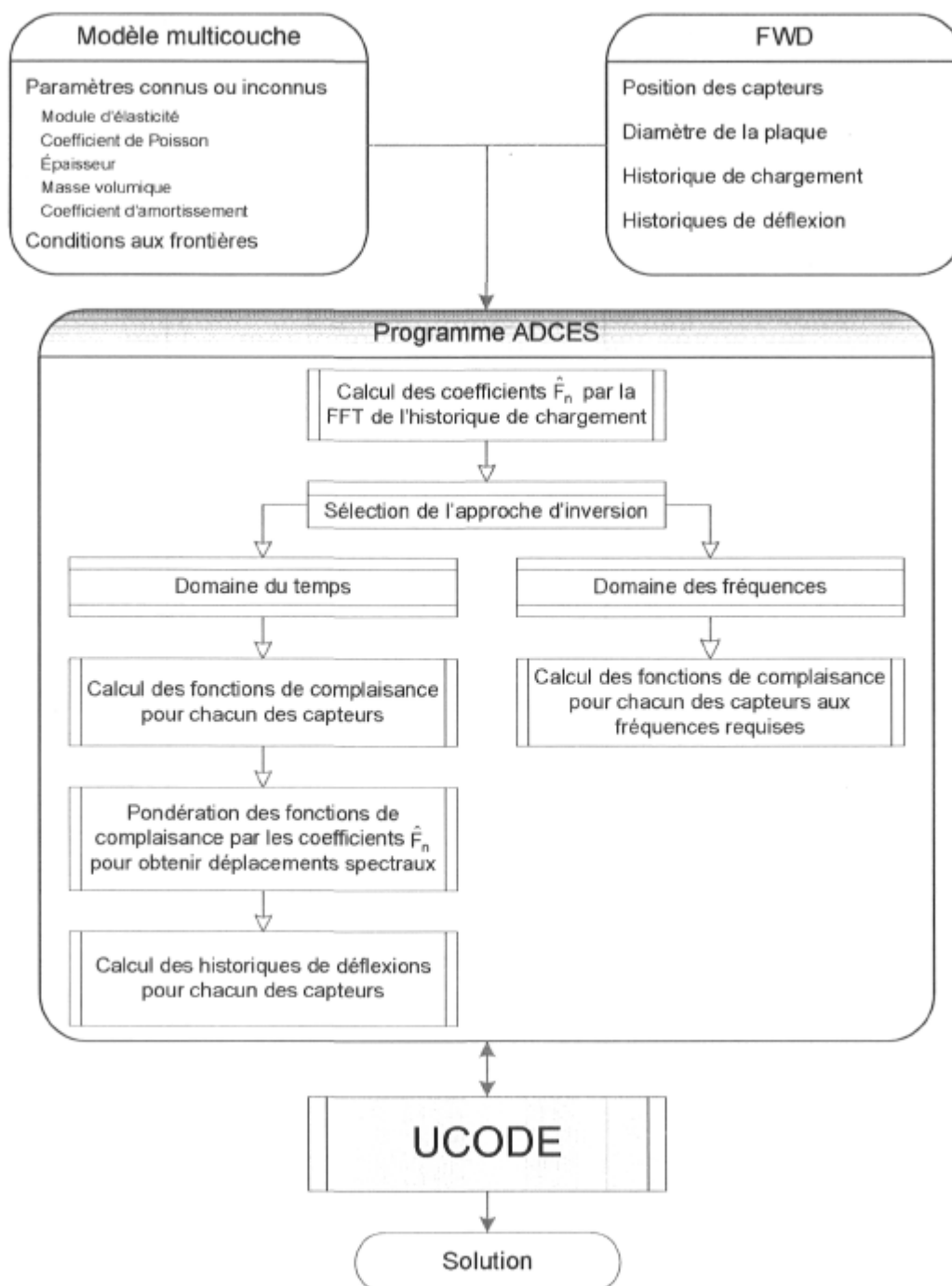


Figure 4.7 : Diagramme de flux ADCES-INVERSE (couplage avec UCODE).

## 4.7 Vérification de la méthodologie d'inversion à l'aide de données synthétiques

La méthodologie d'inversion ADCES-INVERSE a été vérifiée à l'aide des données synthétiques obtenues à la section 3.5 pour le cas A) du système à trois couches semi-infini présentées dans le tableau 3.2 (Foinquinos Mera 1995). Les mêmes conditions de chargement ont été utilisées que celles données par l'équation 3.134 avec une charge maximale de 10 kN, une durée d'impulsion de 32 ms et un pas de temps de 0.25 ms. Les paramètres N, R et M de la méthode des éléments spectraux sont fixés respectivement à 2 048, 300 m et 10 485. Les déflexions sont calculées en surface aux distances radiales suivantes : 0, 304.8, 609.6, 914.4, 1 219.2, 1 524.0 et 1 828.8 mm.

Dans le cadre de cette vérification, les modules d'Young  $\{E_1, E_2, E_3\}$  des trois couches ont été retenus comme étant les paramètres inconnus. Deux cas ont été considérés pour apprécier l'efficacité de la méthodologie d'inversion selon les circonstances suivantes : le cas 1 où les valeurs initiales des paramètres inconnus sont deux fois plus élevées que les valeurs théoriques, et le cas 2 où elles sont deux fois plus faibles. Le problème d'inversion étant un espace à trois dimensions, la surface de la fonction objective est illustrée sur la figure 4.8 pour chaque paire de combinaison de modules élastique. La surface de la fonction objective est convexe pour chacune des combinaisons si bien qu'un minimum global existe et correspond à la solution théorique du tableau 3.2. L'effet de vallée où est localisé le point minimum complexifie la convergence vers ce point.

De plus, l'inversion a été réalisée dans le domaine du temps en considérant sur les historiques de déflexion soit les observations données par le bassin de déflexion sans égard au temps, et soit les dix observations montrées sur la figure 4.5 décrivant la forme de chacun des historiques. L'inversion a également été réalisée dans le domaine des fréquences en considérant cette fois-ci les fonctions de complaisance. Pour ce faire, on a considéré une seule observation à 2.44 Hz et dix

observations réparties également entre 2.44 et 48.83 Hz sur chacune des fonctions de complaisance.

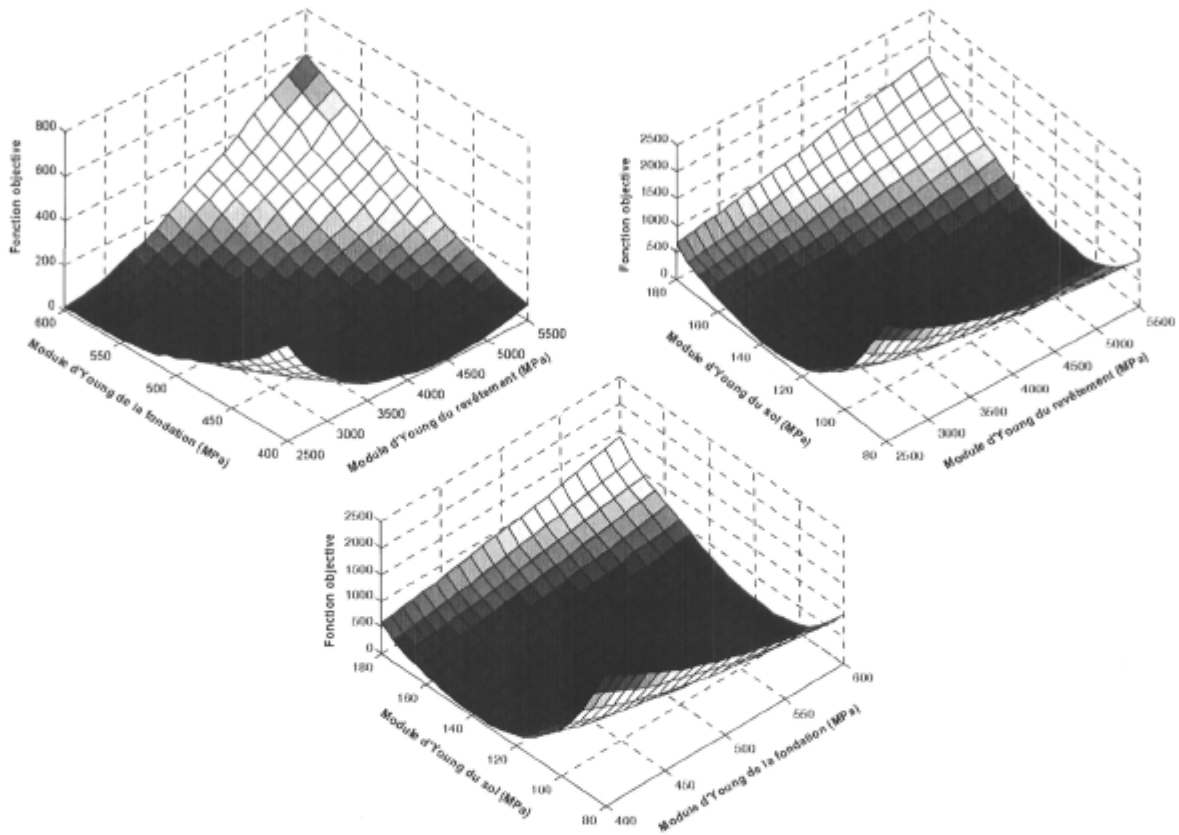


Figure 4.8 : Surfaces de la fonction objective du système à trois couches.

Deux critères de coïncidence sont utilisés pour quantifier l'écart entre les déflexions mesurées (indices  $m$ ) et celles calculées (indice «  $th$  ») suite à la détermination des modules inconnus par inversion. Le premier critère est la racine des erreurs relatives moyennes au carré ou erreur RMS, telle que (Irwin et *al.* 1989) :

$$\text{Erreur RMS (\%)} = \sqrt{\frac{1}{N_r} \sum_{i=1}^{N_r} \left( \frac{w_{\max}^{th}(r_i) - w_{\max}^m(r_i)}{w_{\max}^m(r_i)} \right)^2}, \quad [4.16]$$



où  $w_{\max}$  est la déflexion maximale,  $r_i$  la distance radiale du  $i^{\text{ème}}$  capteur de déflexion et  $N_r$  le nombre de capteur. Ils recommandent une erreur RMS inférieure à 1 % pour que l'ensemble des modules d'Young équivalents obtenus par l'analyse inverse soit acceptable.

Le second critère est l'écart relatif absolu global,  $E$ , qui considère l'ensemble des observations sur chaque historique de déflexions :

$$E = \frac{1}{N_r N_{\text{obs}}} \sum_{i=1}^{N_r} \left[ \sum_{j=1}^{N_{\text{obs}}} \left| \frac{w^{\text{th}}(r_i, t_j) - w^{\text{m}}(r_i, t_j)}{w_{\max}^{\text{m}}(r_i)} \right| \right], \quad [4.17]$$

où,  $w$  est la déflexion sur l'historique de déflexion,  $t_j$  le temps correspondant à la  $j^{\text{ème}}$  observation et  $N_{\text{obs}}$  le nombre d'observations identifiées sur les historiques de déflexion, les autres variables étant définis à l'équation précédente. L'écart relatif absolu global est une mesure de la distance relative entre les points d'observation sur les historiques de déflexion mesurés et calculés. Plus cet écart est petit, meilleure est la coïncidence entre l'ensemble des historiques de déflexion mesurés et l'ensemble de ceux calculés. Donc, on s'attend, pour un petit écart, que le modèle simplifié équivalent reproduise fidèlement le comportement de la chaussée sous l'impact du FWD à l'aide des valeurs des modules inconnus obtenues par inversion.

Les résultats obtenus sont comparés dans le tableau 4.2 pour les deux cas de circonstance sur la valeur des modules initiaux (cas 1 et 2) selon les deux schémas d'inversion et les deux séries d'observation considérées pour chaque schéma, soit un total de huit analyses. Premièrement, on retrouve dans ce tableau les données de références fournies à la section 3.5 (chapitre 3) pour le système multicouche composé de trois couches. Ces données sont le bassin de déflexion et les modules d'Young. Ensuite, le tableau présente les bassins de déflexion correspondant aux modules d'Young (équivalents) obtenus par l'analyse inverse

pour les huit analyses. L'erreur RMS et l'écart relatif absolu global (E) sont compilés dans ce tableau au bas de la section bassin de déflexion.

On remarque que les erreurs RMS comprises entre 0 et 0.089 % sont largement inférieures au critère de 1 %, si bien que les bassins de déflexion calculés coïncident parfaitement avec le bassin de déflexion de référence pour toutes ces analyses. Les écarts E indiquent également une coïncidence parfaite entre les historiques de déflexion de référence et ceux des huit analyses (ces historiques ne sont pas montrés). Quant aux modules élastiques, les résultats obtenus par l'une ou l'autre des analyses sont pratiquement identiques aux valeurs de référence compte tenu du critère de tolérance sur les paramètres de 1 % utilisé pour l'inversion avec UCODE. Ainsi, on remarque au bas du tableau 4.2 dans la section modules d'Young que les erreurs relatives sur les modules calculés sont inférieures à 1 %.

Le nombre d'itérations a aussi été compilé au bas du tableau 4.2 pour atteindre la convergence requise lors du processus d'inversion. Quatre ou cinq itérations sont requises lorsque l'inversion est réalisée selon une approche dans le domaine du temps alors que davantage d'itérations ont été requises pour l'exercice dans le domaine des fréquences. Selon Poeter et Hill (1998), le nombre d'itérations requis par UCODE pour converger est normalement inférieur ou égal de la valeur la plus grande entre cinq ou deux fois le nombre de paramètres inconnus. Par conséquent, l'inversion à l'aide d'une seule fréquence à 2.44 Hz conduit à un nombre excessif d'itérations supérieur à six itérations (trois paramètres inconnus). Bien que le nombre d'itérations soit égal ou plus grand lorsque l'inversion est réalisée à l'aide de dix observations sur la fonction de complaisance, le temps de calcul demeure avantageusement plus faible que celui requis par une analyse dans le domaine du temps. En somme, il est préférable, pour le système analysé, d'effectuer l'inversion selon une analyse dans le domaine des fréquences sur des données synthétiques en privilégiant dix observations au lieu d'une seule.

**Tableau 4.2 :** Résultats d'inversion selon une analyse dans les domaines du temps et des fréquences sur des données synthétiques avec UCODE.

Position des capteurs (mm)	Bassin de déflexion ( $\mu\text{m}$ )								
	Données de référence	Inversion – domaine du temps (Historiques de déflexion)				Inversion – domaine des fréquences (Fonctions de complaisance)			
		Bassin de déflexion		10 observations		Observation à 2.44 Hz		10 observations	
		Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
0	64.630	64.600	64.602	64.638	64.613	64.629	64.629	64.630	64.631
304.8	43.832	43.786	43.788	43.828	43.820	43.832	43.832	43.832	43.833
609.6	29.937	29.931	29.933	29.917	29.908	29.937	29.937	29.937	29.938
914.4	21.815	21.824	21.825	21.792	21.784	21.815	21.815	21.815	21.816
1219.2	16.677	16.688	16.689	16.658	16.650	16.677	16.677	16.677	16.678
1524.0	13.355	13.364	13.365	13.340	13.334	13.355	13.355	13.355	13.355
1828.8	11.165	11.172	11.172	11.152	11.148	11.165	11.165	11.165	11.165
Erreur RMS (%)	0.063	0.064	0.089	0.123	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
E (%)	0.162	0.179	0.195	0.195	0.139	0.139	0.139	0.139	0.154
Couche	Module d'Young (MPa)								
1	3264.7	3242.3	3242.5	3267.7	3275.3	3264.3	3265.2	3264.5	3264.3
2	502.26	506.30	506.28	500.76	500.18	502.28	502.25	502.28	502.33
3	125.01	124.87	124.86	125.21	125.28	125.01	125.01	125.01	125.00
Erreur sur $E_1$ (%)	0.685	0.679	-0.093	-0.326	0.011	-0.016	0.011	-0.016	0.002
Erreur sur $E_2$ (%)	-0.804	-0.800	0.299	0.414	-0.004	0.002	-0.004	0.002	0.000
Erreur sur $E_3$ (%)	0.112	0.120	-0.160	-0.216	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Nbr. d'itérations	4	4	5	4	10	7	6	5	

Note : cas 1 les valeurs initiales des paramètres inconnus sont deux fois plus élevées que les valeurs théoriques; cas 2 elles sont deux fois plus faibles.

Apparemment, le choix des valeurs initiales du module d'Young ne semble pas causer de difficulté lorsque l'analyse inverse est effectuée sur des données synthétiques puisque la convergence vers les mêmes valeurs est atteinte aussi bien si l'on début l'inversion avec deux valeurs de module deux fois plus petites que deux fois plus grandes. Cependant, comme le font remarqué Stolle et Hein (1989), il est préférable d'utiliser des valeurs de module plus faibles que celles attendues car dans le cas contraire, la solution peut ne pas converger. Dans le cadre de cette recherche, ce problème de convergence a été rencontré lors de

l'analyse de quelques essais FWD, pour lesquels les valeurs initiales des modules étaient deux à trois fois supérieures par rapport aux valeurs finalement obtenues.

Un exemple de résultat de l'analyse inversion à l'aide du programme ADCES-INVERSE est montré sur la figure 4.9. On y retrouve sur le graphique de gauche au haut de la figure l'historique de chargement montrant l'évolution de la charge dans le temps. Le graphique de droite présente le bassin de déflexion théorique (ou éventuellement mesuré par le FWD) et celui obtenu à l'aide du programme. Ensuite, on retrouve au centre de la figure le graphique des historiques de déflexion théoriques et calculés montrant l'évolution des déflexions dans le temps. Finalement au bas de la figure, le dernier graphique illustre la représentation des données de déflexion dans le domaine des fréquences à l'aide des fonctions de complaisance théoriques et calculées.

La figure 4.9 montre pour le système multicouche de Foinquinos Mera (1995), les résultats de l'analyse inverse dans le domaine du temps à l'aide des 10 observations sur les historiques de déflexion pour le cas 1 (modules deux fois plus élevés que les valeurs de référence). On remarque qu'il y a une superposition presque parfaite entre les déflexions théoriques et ceux obtenus avec le programme ADCES-INVERSE. Il en va de même pour les fonctions de complaisance.

#### **4.8 Application de la méthodologie d'inversion aux essais FWD**

Cette section illustre l'application de la méthodologie d'inversion combinant le programme ADCES et UCODE aux essais FWD sur une chaussée existante. Les résultats des schémas d'inversion dans le domaine du temps et dans le domaine des fréquences sont comparés. Mais tout d'abord, une correction doit être apportée aux historiques de déflexion lorsque l'inversion est réalisée dans le domaine des fréquences.

## SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Foinquinos Mera 1995)

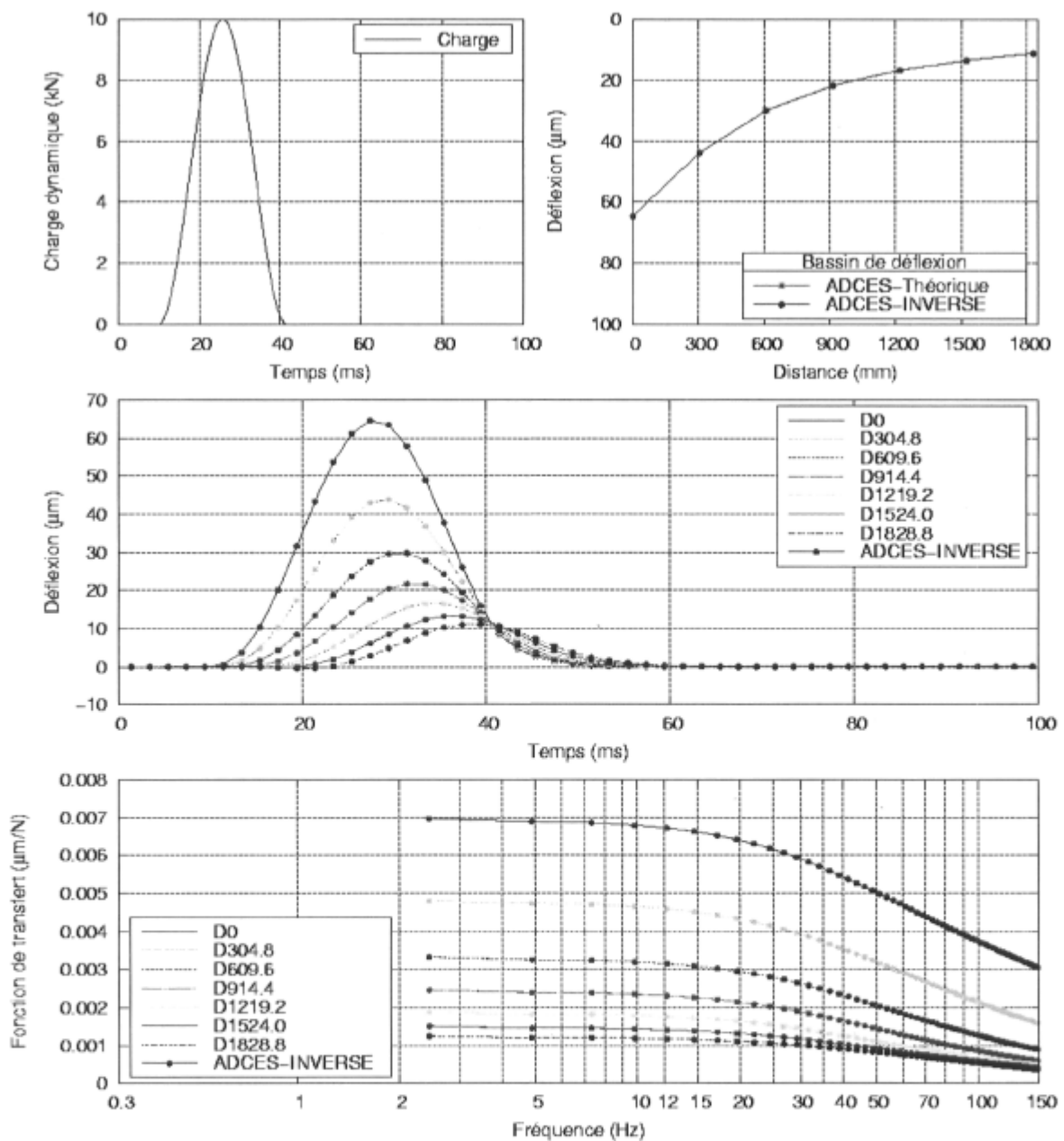


Figure 4.9 : Résultats des simulations des essais FWD avec ADCES et d'analyse inverse avec ADCES-INVERSE.

#### 4.8.1 Correction des historiques mesurés

Lors des essais FWD, la durée d'enregistrement des historiques varie habituellement de 60 ms à 120 ms, avec un pas de temps de 0.1, 0.2 ou 0.25 ms procurant un nombre limité d'échantillons; le FWD Carl Bro PRI 2100 mesure 480 échantillons à chaque 0.25 ms pour une durée de 120 ms ainsi, la fréquence d'échantillonnage est  $f = 1/\Delta t = 1/0.00025 = 4\ 000$  Hz et la résolution en fréquence est  $\Delta f = 1/(0.00025*(480-1)) = 8.351$  Hz. L'utilisation de la FFT requière  $2^n$  échantillons (128, 512, 1 024, 2 048, ...), si bien que pour une fréquence d'échantillonnage de 4 000 Hz et 2 048 échantillons, la résolution en fréquence passe à  $\Delta f = 1/(0.00025*(2\ 048-1)) = 1.954$  Hz. Quant aux essais réalisés avec le FWD du ministère des Transport du Québec, la durée du signal est de 90 ms avec une fréquence d'échantillonnage de 10 000 Hz. Il est donc nécessaire d'accroître le nombre d'échantillons (N) à 4 096 afin d'obtenir une résolution suffisante en fréquence, de l'ordre de 2.44 Hz. Par conséquent, le nombre d'échantillons (ou le pas de temps) doit être augmenté pour atteindre la résolution désirée en fréquence. Une technique consiste à ajouter simplement des zéros à la fin des historiques afin d'accroître le nombre d'échantillons, par exemple jusqu'à 2 048 échantillons (Doyle 1997).

Toutefois, cette technique introduit une brusque discontinuité entre la dernière valeur de déflexion mesurée et le premier « 0 » ajouté. Cette discontinuité est due au fait que l'état stationnaire n'est pas atteint dans les 60 premières millisecondes et possiblement non plus après 120 ms. Cette discontinuité doit être corrigée préalablement puisqu'elle provoque une altération du spectre d'amplitude de l'historique. De plus, on observe parfois une dérive des déflexions de telle sorte que les déflexions ne convergent plus vers l'état stationnaire nul. Cette dérive des déflexions est possiblement provoquée selon Magnuson (1988a) par une dérive dans l'intégration numérique des signaux ou par l'accumulation de déformations permanentes. Cette dérive des déflexions peut être aussi causée par le glissement de la pointe du géophone dans une aspérité du revêtement et le déplacement du

référentiel du géophone suite à l'impact. Les erreurs de nature aléatoire peuvent être évitées en répétant les essais, ou à tout le moins, leur importance en sera diminuée (Irwin et *al.* 1989).

Cette problématique est illustrée sur le graphique du haut de la figure 4.10. Ce graphique montre premièrement l'historique de déflexions théorique au centre de la plaque de chargement pour le système tri-couche théorique de Foinquinos Mera (1995) tiré de la figure 4.9. De plus, il illustre quatre autres variantes de cet historique pour lesquelles la déflexion a été augmentée ou diminuée linéairement pour obtenir à 120 ms des décalages : de +5 %, de -2 %, de -5 % et de -10 % par rapport à la déflexion maximale ( $D_{max}$ ). Parallèlement, le graphique au bas de la figure 4.10 montre la fonction de complaisance théorique sans décalage et celles avec décalage. Ainsi, la présence d'une discontinuité franche sur les historiques provoque une altération de la fonction de complaisance en augmentant ou diminuant de façon alternative la valeur des composantes fréquentielles par rapport au cas sans discontinuité. Ces oscillations parasites dépendent du signe du décalage et elles s'accroissent avec l'importance du décalage. Il est donc nécessaire de corriger la fin des historiques lorsque le décalage devient important avant de procéder à l'inversion des données des essais FWD dans le domaine des fréquences avec les fonctions de complaisance.

Magnuson (1988a) a proposé une technique de correction linéaire pour éliminer la présence de discontinuité. La pente de cette correction correspond à la valeur du décalage divisé par l'intervalle de temps entre le moment lorsque la déflexion s'initie et la fin d'acquisition. La figure 4.11 montre la correction linéaire de Magnuson pour un historique de déflexion d'une durée de 60 ms ou 120 ms. La correction de Magnuson s'opère à partir du point  $A_1$  jusqu'au point  $A_2$  pour un signal de 60 ms et entre le point  $A_1$  et  $A_3$  pour un signal de 120 ms. Par exemple, la déflexion maximale corrigée est ainsi augmentée d'une valeur égale à la distance entre la ligne de 0  $\mu\text{m}$  de déflexion et le point correspondant sur la ligne tirée de la correction.

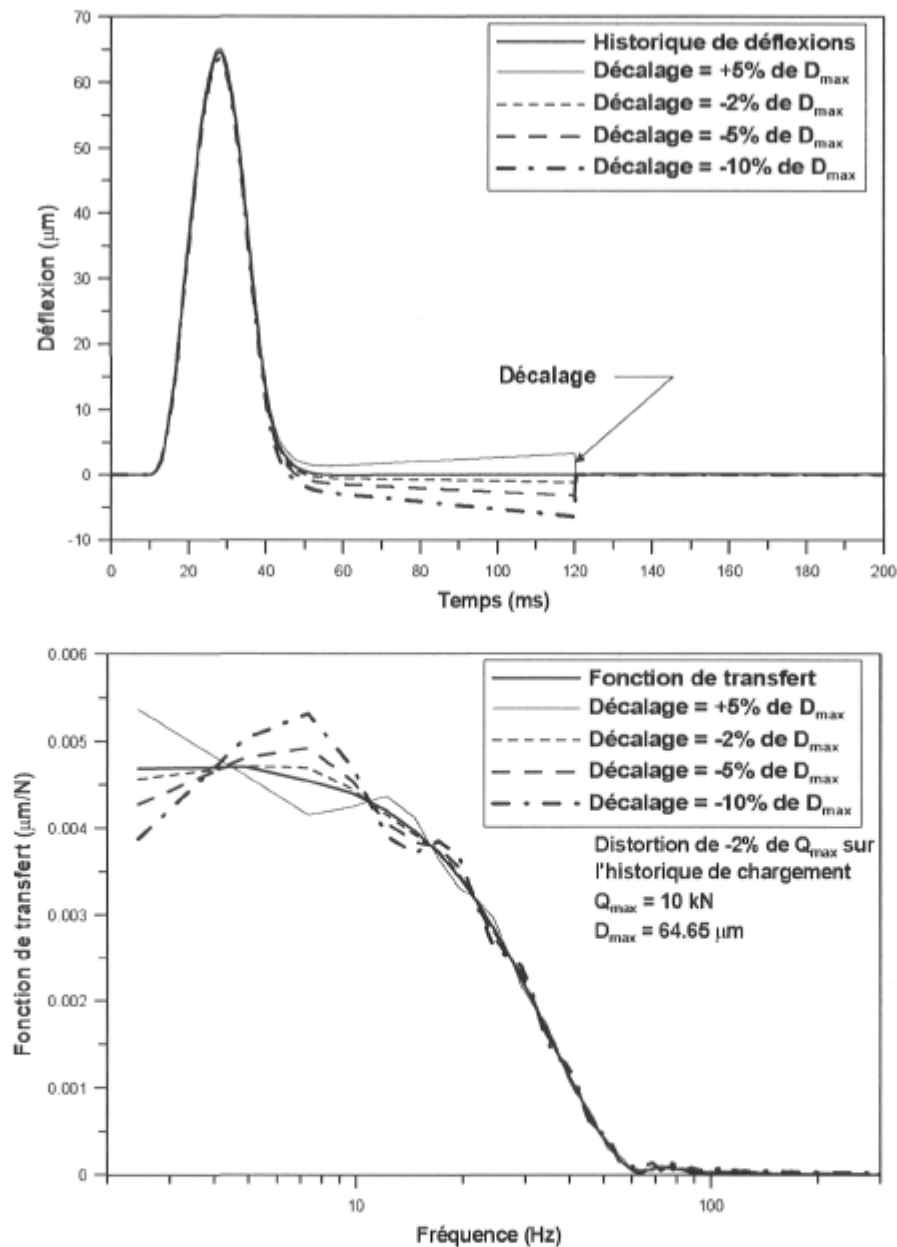


Figure 4.10 : Influence du décalage à la fin de l'historique de déflexions sur la fonction de complaisance ( $\Delta f = 2.44$  Hz).

La correction de Magnuson (1988a) s'appuie sur l'hypothèse que la présence du décalage est essentiellement attribuable à une dérive linéaire dans l'intégration numérique des signaux, si bien que cette dérive s'amorce immédiatement lorsque la déflexion est initiée. Cependant, le décalage n'apparaît pas systématiquement sur tous les signaux et change parfois d'un lancer à l'autre.



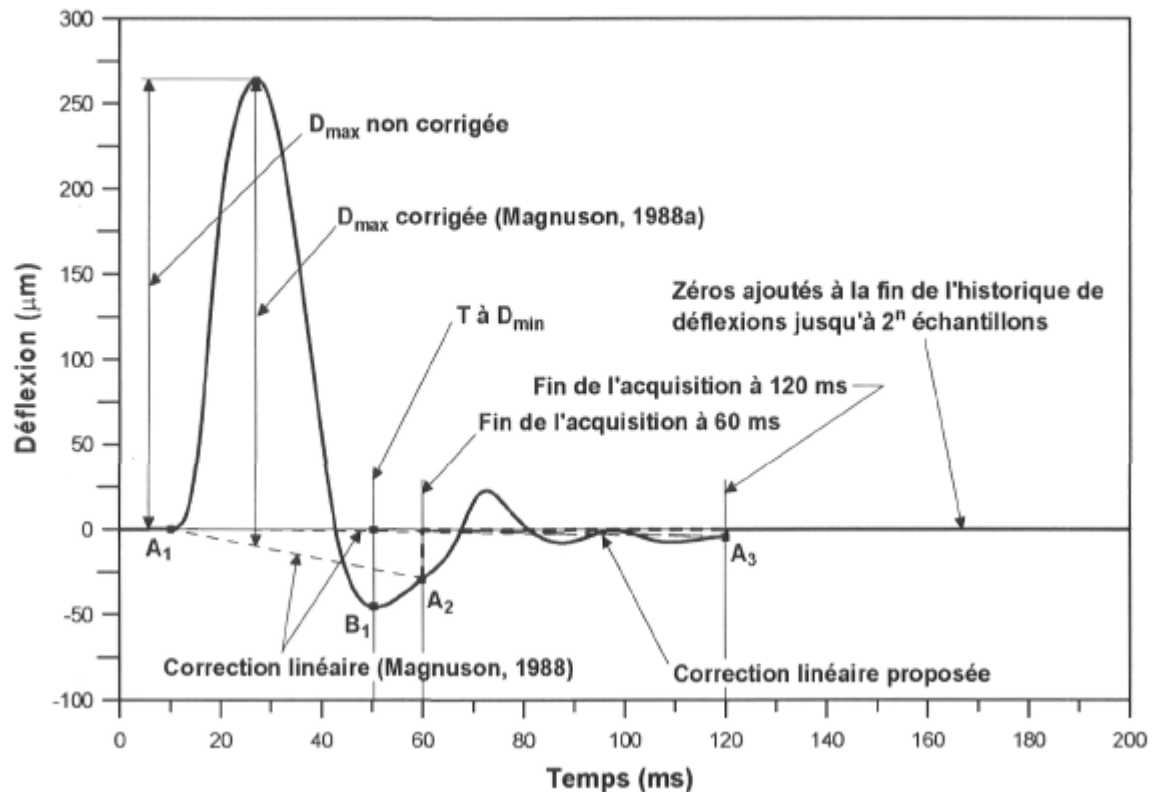


Figure 4.11 : Correction linéaire à la fin de l'enregistrement des historiques de déflexion.

Par conséquent, le décalage observé sur les signaux est attribuable à d'autres facteurs que le problème d'intégration, à tout le moins pour les FWD récents. Dans ces circonstances, si des déformations permanentes causent le décalage, elles surviennent lors de l'impact lorsque la charge devient élevée, et ce près du point de chargement. Dans ce cas le décalage ne s'effectue certainement pas de façon linéaire, puisque l'importance des déformations permanentes accroît avec le niveau de contraintes dans les matériaux. Si par contre le décalage est causé par un glissement de la pointe du géophone ou un déplacement du référentiel, cela est plus susceptible de se produire lorsque la déflexion est maximale, où les vibrations sont les plus importantes. Il est donc difficile de statuer sur le début du décalage et sur son évolution subséquente. Par ailleurs, la reproductibilité des déflexions, l'étalonnage des capteurs, la comparaison des mesures entre différents FWD et la vérification des déflexions et de la charge par des mesures indépendantes apportent une confiance dans les données maximales mesurées (Tandon 1990;

SHRP 1993; COST 1998; CROW 1999; CROW 2001; Rocha et al. 2004). Compte tenu de ces facteurs, il convient de changer le moment à partir duquel la correction est appliquée afin de ne pas diminuer ou accroître inutilement la valeur des déflexions maximales.

Par conséquent, une nouvelle correction est proposée. Celle-ci conserve l'idée d'une correction linéaire en raison de sa simplicité. Au lieu de débiter la correction au moment où la déflexion est initiée, la nouvelle correction proposée s'applique à partir du point où la déflexion est minimale après le pulse principal, et ce jusqu'à la fin de l'enregistrement du signal. Ainsi, la première portion de l'historique de déflexion, qui est la plus importante, demeure intacte, tandis que la seconde portion est corrigée linéairement selon le temps de façon à ce que la déflexion à la fin de la période d'enregistrement soit égale à zéro.

La correction linéaire proposée est comparée à la correction linéaire de Magnuson selon la durée d'acquisition (60 ou 120 ms) sur la figure 4.11 précédente. Ainsi, la correction linéaire proposée s'applique après le pulse principal, contrairement à la correction de Magnuson, à partir de l'instant correspondant au point B<sub>1</sub> où la correction est nulle et elle est maximale à 60 ou 120 ms, selon la durée d'enregistrement du signal. Cette correction s'applique de la même façon à l'historique de chargement. L'avantage de la correction linéaire proposée par rapport à celle de Magnuson (1988a) est qu'elle n'affecte pas la valeur des dix observations sur les historiques de déflexion, sauf peut être très faiblement la dixième observation après le pulse principal (figure 4.5), et ce, tout en évitant les problèmes sur les fonctions de complaisance causés par les discontinuités.

Une analyse préliminaire de quelques essais FWD a été réalisée pour évaluer la performance de la correction à la fin de l'enregistrement du signal proposée par rapport à celle de Magnuson (1988a) ainsi que pour sélectionner le schéma d'inversion le plus approprié pour le traitement et l'interprétation de ces essais.

Ainsi dans un premier temps, la chaussée sur laquelle ont été réalisés les essais FWD utilisés dans cette section, est décrite brièvement.

#### 4.8.2 Évaluation de la performance de la correction proposée

La performance de la correction proposée à la fin des historiques est évaluée dans cette section à l'aide de données FWD provenant d'essais réalisés au point P1-1 sur la planche 1 localisée au site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. (le site sera décrit en détails au chapitre suivant). Ces mêmes données serviront ensuite à la comparaison des schémas d'inversion.

Les mesures de déflexion ont été recueillies à l'aide du FWD Carl Bro sous une charge dynamique de 40 kN avec neuf géophones positionnés à 0, 200, 300, 450, 600, 750, 900, 1 200 et 1 500 mm depuis le centre de la plaque circulaire de chargement. La structure de la chaussée et l'épaisseur des couches de sol de la planche 1 au point P1-1 sont consignées dans le tableau 4.3 ainsi que les propriétés mécaniques de ces matériaux.

**Tableau 4.3 :** Caractéristiques de la chaussée de la planche 1 au point P1-1.

Couche	H	E	v	$\rho$	$\zeta$
	(m)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)
Revêtement	0.134	5 000 <sup>1</sup>	0.35	2 289 <sup>4</sup>	2.0
Fondation	0.553	250 <sup>1</sup>	0.35	2 254 <sup>4</sup>	2.0
Sable d'infrastructure	0.813	100 <sup>1</sup>	0.32 <sup>2</sup>	1 741 <sup>4</sup>	2.0
Sable fin à moyen	2.000	250 <sup>1</sup>	0.31 <sup>2</sup>	1 647 <sup>4</sup>	2.0
Sable fin	12.50	323 <sup>2</sup>	0.25 <sup>2</sup>	1 641	2.0
Sable saturé	10.00	1 115 <sup>2</sup>	0.485 <sup>3</sup>	2 030	2.0

Note : <sup>1</sup> valeurs initiales des paramètres inconnus; <sup>2</sup> valeurs fixées suite aux essais cross-hole et de sismique réflexion; <sup>3</sup> valeur estimée due à la présence de la nappe phréatique; <sup>4</sup> valeurs mesurées au nucléodensimètre jusqu'à 3.3 m de profondeur.

Tous les historiques ont été filtrés avec un filtre passe-bas à 200 Hz (les composantes supérieures à 200 Hz du spectre d'amplitude sont simplement mises à zéro) après la correction des historiques mesurés. Les paramètres N, R et M de la méthode des éléments spectraux ont été fixés respectivement à 2048, 300.0 m et 10 485 pour l'analyse inverse à l'aide du programme ADCES-INVERSE.

La performance de la correction linéaire proposée à la fin des historiques mesurés est comparée à celle suggérée par Magnuson (1988a). Pour ce faire, les résultats d'inversion dans le temps et dans le domaine des fréquences sont comparés pour différentes cas de prétraitement des historiques enregistrés sur 120 ms : le cas sans correction, le cas corrigé avec la correction linéaire proposée, le cas corrigé avec la correction linéaire de Magnuson pour des historiques enregistrés seulement sur 60 ms et le cas corrigé avec la correction linéaire de Magnuson (sur 120 ms). De plus, un cas supplémentaire de correction a été examiné. Au lieu d'effectuer une correction linéaire, cette correction consiste à ajouter des zéros jusqu'à 2048 échantillons à partir du dernier point où l'historique croise l'abscisse; il s'agit donc de corriger la fin des historiques après le « dernier zéro » enregistré en assignant une valeur nulle à partir de ce point. Cette correction est appelée correction à partir du « dernier zéro ».

Par ailleurs, un autre cas a été examiné afin d'apprécier la sensibilité des résultats à l'importance du décalage et estimer l'impact du décalage sur les résultats de l'analyse inverse. Ici, la correction linéaire proposée a été appliquée aux historiques de façon à obtenir 5  $\mu\text{m}$  à la fin de la période de 120 ms sur les historiques de déflexion et 0.1 kN sur l'historique de chargement.

Le tableau 4.4 compare l'influence du type de corrections apportées à la fin des historiques sur les résultats d'inversion. Dans ce tableau, on retrouve premièrement le bassin de déflexion mesuré. Ensuite, les résultats d'analyse inverse sont présentés pour le schéma d'inversion dans le domaine du temps avec 10 observations et celui dans le domaine des fréquences avec 20 observations

réparties également entre 1.954 et 74.255 Hz. Ces résultats sont les bassins de déflexions et les modules d'Young équivalents obtenus selon les différentes techniques de correction. Ce tableau contient également l'erreur RMS qui mesure le degré de coïncidence entre les bassins de déflexion mesuré et calculé; l'écart relatif absolu global E est également donné pour apprécier la coïncidence entre les historiques de déflexion mesurés et calculés. Le nombre d'itérations effectuées lors du processus inverse d'UCODE figure au bas du tableau.

**Tableau 4.4 :** Influence de la correction apportée aux historiques.

Position des capteurs (mm)	Bassin de déflexion ( $\mu\text{m}$ )								
	Mesuré	Inversion dans le domaine du temps		Inversion dans le domaine des fréquences					
		Historiques de déflexion		Fonctions de complaisance					
		Sans correction	Correction linéaire proposée	Sans correction	Correction à partir du « dernier zéro »	Correction 60 ms de Magnuson (1988a)	Correction 120 ms de Magnuson (1988a)	Correction linéaire proposée	Effet d'un décalage de 5 $\mu\text{m}$ et de 0.1 kN
0	366	366.1	366.1	374.9	371.7	368.8	356.4	362.8	360.5
200	307	316.1	316.1	313.0	312.4	319.2	309.7	310.8	310.6
300	272	279.2	279.1	270.7	271.7	282.1	274.3	272.9	273.6
450	225	227.9	227.8	216.3	218.6	230.3	224.2	220.9	222.0
600	179	185.0	184.9	174.0	176.9	186.7	181.6	178.1	179.0
750	148	151.0	150.8	142.3	145.4	152.1	147.4	144.7	145.1
900	121	124.8	124.5	118.7	121.6	125.6	120.9	119.3	119.2
1200	84	89.6	89.3	87.4	89.7	90.5	86.0	86.0	85.3
1500	63	69.1	68.9	68.3	70.1	70.5	66.5	66.9	66.3
Erreur RMS (%)		4.6	4.4	4.1	4.8	5.7	2.5	2.7	2.3
E (%)		5.2	5.1	5.9	6.0	7.1	5.2	5.3	5.2
Couche	Module d'Young équivalent (MPa)								
Revêtement	7722	7720	5307	5637	8044	8762	7297	7867	
Fondation	125	125	160	161	115	108	127	117	
Sable d'infra.	95	95	90	87	105	113	104	110	
Sable fin à moyen	141	142	140	138	122	129	133	131	
Nbr. d'itérations	5	5	5	6	6	5	5	5	

Les résultats sont pratiquement les mêmes entre les cas sans correction et avec la correction linéaire proposée lorsque l'inversion est réalisée dans le domaine du

temps à l'aide des dix observations sur les historiques de déflexion. En principe, les observations sur les historiques de déflexion ne sont pas affectées par la correction linéaire proposée. Néanmoins, une faible différence, de l'ordre de  $\pm 0.2 \mu\text{m}$ , survient entre les observations des historiques de déflexion sans correction et corrigés avec la correction linéaire proposée en raison du filtrage des signaux. Ceci entraîne les nuances entre les valeurs de l'erreur RMS ainsi que l'écart E figurant dans le tableau 4.4, pour l'inversion réalisée dans le domaine du temps. Cependant, ces différences entre les observations ont une influence négligeable sur la valeur des modules d'Young équivalents. En fait, les valeurs de ces modules figurant au bas du tableau 4.4 dans les deux premières colonnes de résultats sont identiques, compte tenu du critère de tolérance de 1 % sur la valeur des paramètres inconnus (modules) utilisé pour la convergence du processus d'inversion.

Lorsque l'inversion est réalisée à l'aide des observations sur les fonctions de complaisance, soit dans le domaine des fréquences, les résultats varient selon la technique de correction apportée à la fin des historiques mesurés. Comparativement aux résultats précédents dans le domaine du temps, l'inversion dans le domaine des fréquences avec des historiques sans correction conduit à des modules d'Young équivalents significativement différents pour les deux premières couches de la chaussée. Cela est possiblement causé par une altération plus prononcée des fonctions de complaisance des capteurs de déflexion placés près de la plaque du FWD; l'importance des déflexions mesurées à ces capteurs étant davantage influencée par la structure de chaussée, il est donc plus difficile de déterminer des valeurs représentatives des modules d'Young équivalents de ces couches du système. Les mêmes observations peuvent être faites pour le cas d'une correction à partir du « dernier zéro », près la fin d'enregistrement de l'historique à 120 ms.

Les résultats les moins satisfaisants sont obtenus lorsque la durée d'enregistrement est limitée à 60 ms et que la correction linéaire de Magnuson est

appliquée; l'erreur RMS et l'écart E étant les plus élevés du tableau 4.4, alors que les modules élastiques ont des valeurs qui diffèrent de -13 à 10 % comparativement à celle obtenues par une inversion réalisée dans le domaine du temps sans correction. L'application de la correction de Magnuson aux historiques d'une durée de 120 ms conduit à de meilleurs résultats. Néanmoins, les modules élastiques ont des valeurs qui diffèrent de -14 à 19 % comparativement à celle obtenues par une inversion réalisée dans le domaine du temps sans correction. Dans le cas de la correction linéaire proposée, l'erreur RMS est parmi les faibles alors que les valeurs des modules élastiques ne diffèrent que de -5 à 9 % par rapport au cas sans correction dont l'inversion est réalisée dans le domaine du temps.

Par ailleurs, la présence de faibles décalages de 1 kN et de 5  $\mu\text{m}$  provoque peu d'influence sur les résultats comparativement au cas avec la correction linéaire proposée lorsque l'inversion est réalisée dans le domaine des fréquences, comme le montre la dernière colonne du tableau 4.4 par rapport à la précédente.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette analyse de la correction apportée aux historiques mesurés :

- L'introduction d'une correction n'a pas d'influence lorsque l'analyse inverse est réalisée dans le domaine du temps, par conséquent des zéros peuvent être simplement ajoutés à la fin des historiques sans aucune correction;
- L'introduction d'une correction linéaire améliore considérablement la qualité des fonctions de complaisance;
- Il est préférable d'enregistrer les historiques sur 120 ms au lieu de 60 ms afin de limiter la coupure prématurée de l'acquisition avant que le signal transitoire ait eu le temps de s'estomper. Idéalement, la durée d'enregistrement devrait être, à tout le moins, augmentée jusqu'au premier rebond de la masse tombante;

- La nouvelle correction linéaire des historiques proposée est supérieure à celle de Magnuson (1988a) puisque les modules obtenus ne diffèrent que de  $\pm 10\%$  environ de ceux obtenus par une inversion effectuée dans le domaine du temps. De plus, elle n'altère pas la valeur des observations sur les historiques de déflexion (sauf la dixième observation après le pulse principal, mais de façon peu significative);
- La présence de décalages inférieurs ou égaux à  $\pm 0.1$  kN ou  $\pm 5$   $\mu\text{m}$  respectivement sur les historiques de chargement et les historiques de déflexion, n'affecte pas significativement les résultats d'une inversion effectuée avec des observations dans le domaine des fréquences. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'un point de vue pratique de procéder à une correction des historiques dans ces conditions; il n'est pas non plus recommandé de ne pas la faire.

Dans le cadre de cette recherche, la correction linéaire proposée a été retenue pour éviter la problématique de discontinuité causée par l'ajout de zéros à la fin des historiques de déflexion, et ainsi permettre l'inversion des données des essais FWD aussi bien dans le domaine des fréquences que celui du temps.

#### 4.8.3 Comparaison des schémas d'inversion

Lors de l'analyse dynamique des essais FWD, le schéma d'inversion dans le domaine du temps et celui dans le domaine des fréquences peuvent être utilisés. Une analyse a été réalisée pour déterminer le schéma d'inversion et le type d'observations les plus appropriés pour l'analyse des données des essais FWD. Pour chacun de ces schémas, trois cas, mentionnés aux sections 4.3.2.1 et 4.3.2.2, sont considérés et récapitulés ici :

- Le cas donné par les observations correspondant au bassin de déflexion mesuré sans égard au temps lorsque surviennent les déflexions maximales ;



- Le cas donné par les observations correspondant au bassin de déflexion mesuré en tenant compte, cette fois-ci, du temps  $t_j$  identifiant l'instant où la déflexion est maximale sur chaque historique de déflexions ; et
- Le cas des 10 observations réparties sur chaque historiques de déflexion et montré sur la figure 4.5 ;
- Le cas d'une observation à basse fréquence à 1.954 Hz ;
- Le cas de 10 observations toutes réparties également entre 1.954 et 37.128 Hz ( $\Delta t = 0.25$  ms et  $N = 2048$  échantillons) ; et
- Le cas de 20 observations, toutes réparties également entre 1.954 et 76.209 Hz ( $\Delta t = 0.25$  m et  $N = 2048$  échantillons).

Le tableau 4.5 présente la comparaison des résultats d'inversion selon les six cas d'observations précédents relatifs aux deux schémas d'inversion (domaines du temps et des fréquences). Le schéma d'inversion dans le domaine du temps avec le bassin de déflexion (cas 1 et cas 2) permet de trouver un ensemble de modules d'Young équivalents dont les déflexions associées reproduisent presque parfaitement le bassin de déflexion mesurées. Pour la chaussée étudiée, la prise en compte ou non du temps requis pour que la déflexion soit maximale n'a pratiquement pas d'influence sur les résultats. Toutefois, le module d'Young équivalent de la quatrième couche, qui est supérieur à 400 MPa, apparaît excessivement élevé; en effet, le module  $E_{\max}$  tiré des essais cross-hole pour cette couche est de l'ordre de 275 MPa, considérant  $G_{\max}$  de 106 MPa et un coefficient de Poisson de 0.31, tels que présentés au chapitre 5. L'influence de la rigidité de cette couche provoque un pic de résonance sur la fonction de complaisance à 30 Hz environ et entraîne des oscillations sur les historiques de déflexion après 40 ms, comme le montre la figure 4.12, qui sont associées aux réflexions d'ondes causées par le contraste de rigidité entre les couches trois et quatre. La comparaison des historiques de déflexion ainsi que des fonctions de complaisance révèle que le module de la quatrième couche obtenu par l'analyse inverse ne permet pas de reproduire adéquatement les valeurs mesurées. Par conséquent,

les modules d'Young équivalents des trois couches supérieures risquent d'être entachés d'erreurs importantes.

Lorsque l'inversion dans le domaine du temps est réalisée avec les 10 observations sur les historiques de déflexion (cas 3), les résultats reproduisent plus fidèlement les historiques de déflexion mesurés puisque l'écart  $E$  est plus faible, de l'ordre de 5 %, comparativement à 9.8 et 8.3 % obtenus précédemment pour les cas 1 et 2, respectivement. Cependant, l'erreur RMS, qui est de 4.4 %, s'avère supérieure au seuil de 1 % recommandé par Irwin et *al.* (1989) pour que les modules représentent une solution acceptable. Cette recommandation s'appuie sur l'expérience acquise lors d'analyses inverses effectuées selon l'analyse statique d'essais FWD en considérant seulement six géophones. Or, neuf géophones ont été utilisés lors des essais FWD effectués dans cette étude. Bien que l'erreur RMS soit en moyenne qui prend en compte le nombre de géophones, il est plus difficile d'obtenir un ensemble de modules procurant une solution qui satisfasse les observations de neuf que de six géophones, tout en respectant le seuil de 1 % sur le bassin de déflexion. Qui plus est, ce n'est pas seulement neuf observations données par le bassin de déflexion qui sont utilisées dans le processus d'inversion avec le programme ADCES-INVERSE, mais bien 90 observations sur l'ensemble des historiques de déflexion que la solution doit satisfaire. Et justement, il se trouve qu'avec un écart  $E$  de l'ordre de 5 %, malgré une erreur RMS de 4.4 %, les historiques de déflexion sont bien reproduits comme le montre la figure 4.13. Par conséquent, l'ensemble des modules d'Young équivalents obtenus par ce schéma d'inversion avec toutes ces observations s'avère plus concluant que les valeurs trouvées précédemment les cas 1 et 2 avec le bassin de déflexion comme unique ensemble d'observations.

Le schéma d'inversion dans le domaine des fréquences avec une seule observation à 1.954 Hz (cas 4) ne permet pas, de toute évidence, d'obtenir des résultats satisfaisants, comme en fait état le tableau 4.5.

**Tableau 4.5 :** Résultats d'inversion dans les domaines du temps et des fréquences sur des données du FWD UL au point d'essais P1-1 de la planche 1.

Position des capteurs (mm)	Bassin de déflexion ( $\mu\text{m}$ )						
	Mesuré	Inversion - domaine du le temps (Historiques de déflexion)			Inversion - domaine des fréquences (Fonctions de complaisance)		
		Bassin de déflexion <sup>1</sup>	Bassin de déflexion <sup>2</sup>	10 obser.	Obser. à 1.954 Hz	10 obser.	20 obser.
0	366	364.7	365.2	366.1	408.3	371.4	363.0
200	307	310.2	310.4	316.1	326.5	312.7	310.8
300	272	272.0	272.1	279.1	278.3	273.1	272.8
450	225	221.3	221.2	227.8	222.9	222.2	220.8
600	179	180.1	180.1	184.9	182.5	182.4	177.9
750	148	147.6	147.6	150.8	151.7	151.9	144.5
900	121	121.9	122.2	124.5	127.1	128.4	119.2
1200	84	85.3	86.1	89.3	89.0	95.3	86.0
1500	63	61.7	63.1	68.9	61.2	73.7	66.9
Erreur RMS (%)		1.0	1.1	4.4	5.3	7.7	2.7
E (%)		9.8	8.3	5.1	15.8	5.6	5.4
Couche	Module d'Young équivalent (MPa)						
Revêtement	6252	6220	7720	2951	5394	7246	
Fondation	177	174	125	241	187	127	
Sable d'infra.	67	69	95	47	70	104	
Sable fin à moyen	623	437	142	3311346	168	133	
<b>Nbr. d'itérations</b>	9	3	5	16	6	5	

Note : <sup>1</sup> La comparaison des observations s'effectue entre la déflexion maximale mesurée et calculée sans égard au temps; <sup>2</sup> La comparaison des observations s'effectue entre la déflexion maximale mesurée et la déflexion calculée au temps  $t_j$  associé à la déflexion maximale mesurée.

Lorsque 10 observations sont considérées sur chaque fonction de complaisance (cas 5), les résultats sont plus probants, mais les valeurs des modules s'avèrent très différentes de celles obtenues pour le cas 3 avec 10 observations sur les historiques de déflexion. Par contre, les résultats sont beaucoup plus satisfaisant avec 20 observations réparties entre 1.954 et 76.209 Hz sur les fonctions de complaisance, comme l'indique le tableau 4.5 et le montre la figure 4.14. Cela est certainement attribuable au fait que ces observations permettent de couvrir la majeure partie le spectre d'amplitude du chargement du FWD (figure 4.3). De plus, les modules d'Young équivalents ainsi obtenus sont similaires à ceux trouvés

précédemment au cas 3 (inversion dans le domaine du temps avec 10 observations sur les historiques de déflexion).

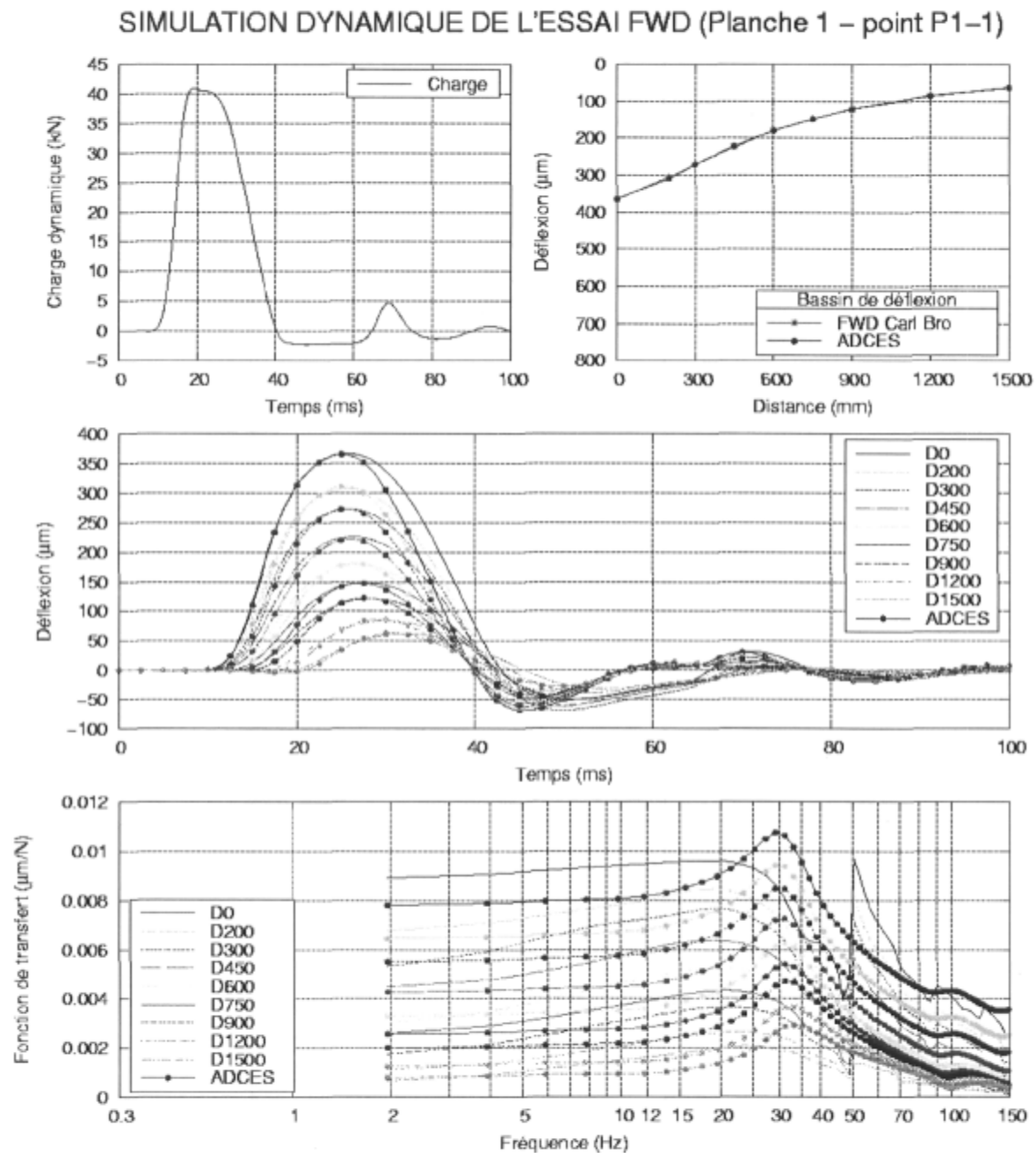


Figure 4.12 : Résultats d'inversion selon le schéma dans le domaine du temps avec comme observation le bassin de déflexion en considérant l'instant  $t_f$  où la déflexion est maximale sur l'historique de déflexions; pour un essai FWD à 40 kN effectué au point d'essais P1-1 sur la planche 1.

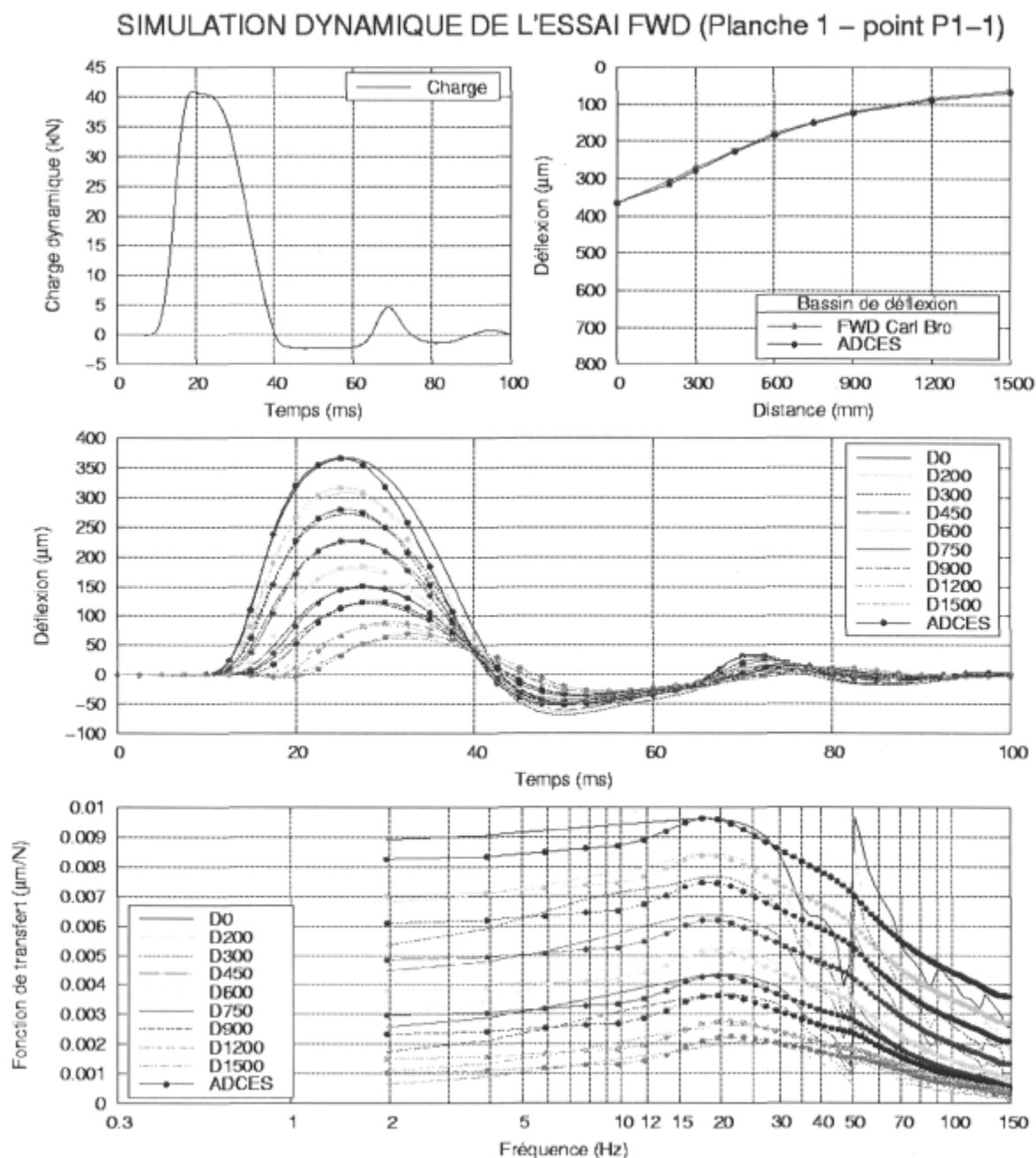


Figure 4.13 : Résultats d'inversion selon le schéma dans le domaine du temps avec 10 observations sur les historiques de déflexion; pour un essai FWD à 40 kN effectué au point d'essais P1-1 sur la planche 1.

## SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-1)

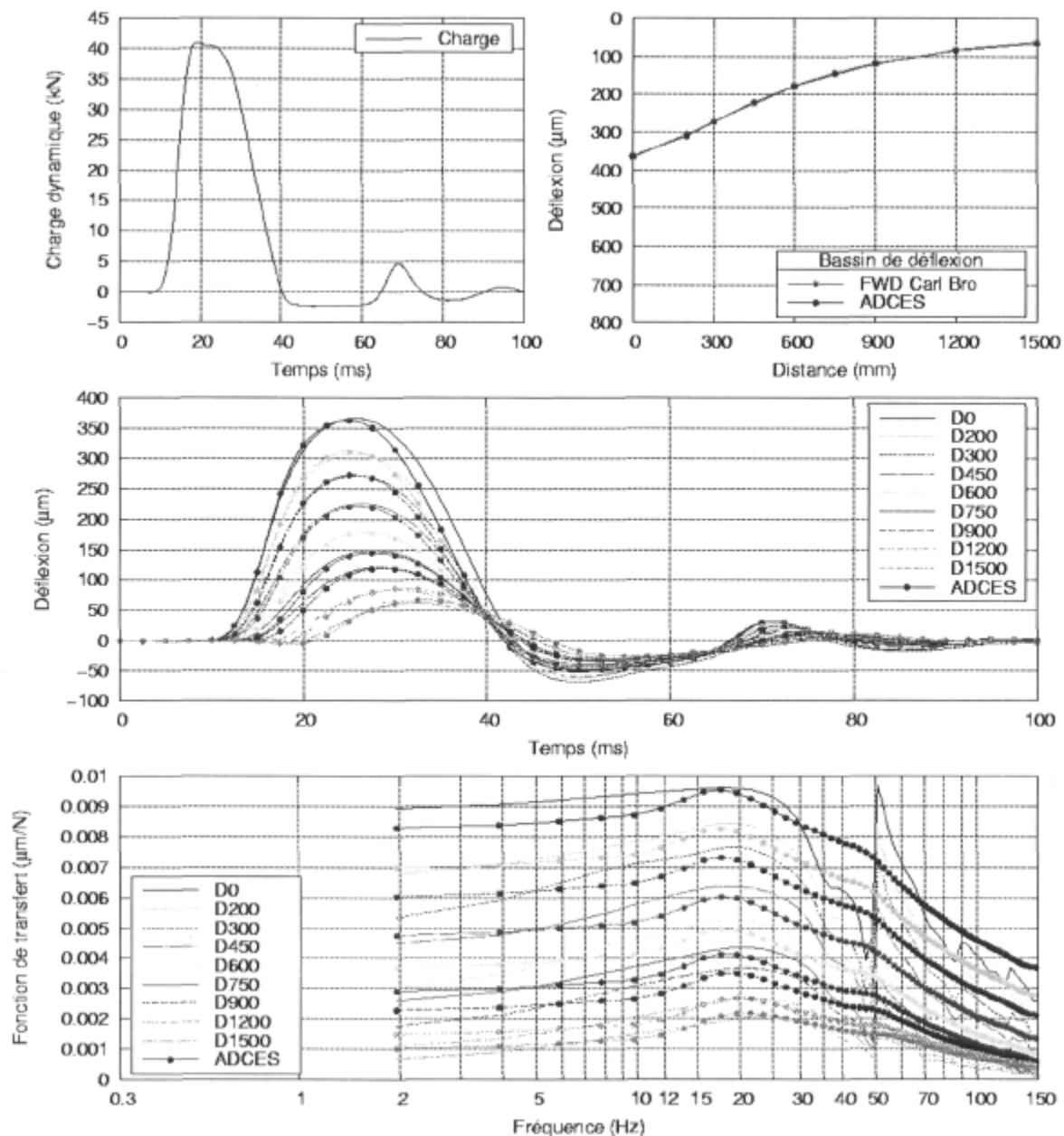


Figure 4.14 : Résultats d'inversion selon le schéma dans le domaine des fréquences avec 20 observation sur les fonctions de complaisance; pour un essai FWD à 40 kN effectué au point d'essais P1-1 sur la planche 1.

La comparaison des schémas d'inversion lors de l'analyse dynamique des essais FWD permet de tirer les conclusions suivantes :

- Le bassin de déflexion n'est pas une observation suffisante pour obtenir un ensemble adéquat de modules d'Young équivalents qui explique les historiques de déflexion mesurés ainsi que les fonctions de complaisance expérimentales;
- L'utilisation de 10 observations sur les historiques de déflexion permet d'obtenir un ensemble adéquat de modules d'Young équivalents pour le modèle multicouche;
- L'utilisation d'une seule fréquence pour effectuer l'inversion selon un schéma dans le domaine des fréquences n'est pas appropriés pour des données expérimentales, à tout le moins pour le cas étudié;
- L'utilisation de 20 fréquences réparties également sur une plage de fréquences correspondant à celle du spectre d'amplitude du chargement du FWD permet d'obtenir un ensemble adéquat de modules d'Young équivalents pour le modèle multicouche;
- Les schémas d'inversion dans le domaine du temps avec 10 observations et des fréquences avec 20 observations conduisent à des résultats similaires;
- Le schéma d'inversion dans le domaine des fréquences avec 20 observations nécessite un temps de calcul cinq fois plus court que celui requis pour effectuer l'inversion dans le domaine du temps.

#### **4.8.4 Choix du schéma d'inversion**

Uzan (1994a, 1994b) recommande d'utiliser le schéma d'inversion dans le domaine du temps lorsque la durée des historiques de déflexion est limitée à 60 ms puisque l'inversion avec un schéma dans le domaine des fréquences requière une correction des historiques. Cette correction peut alors s'avérer injustifiée et introduire des distorsions importantes sur les historiques.

Compte tenu des résultats d'inversion obtenus précédemment avec des historiques de 120 ms, le schéma d'inversion dans le domaine des fréquences avec 20 observations apparaît très attrayant et prometteur pour la pratique. Il l'est d'autant plus que le temps de calcul peut être cinq fois moindre que celui requis pour réaliser une inversion à l'aide d'observations dans le domaine du temps. De plus, l'utilisation de la correction linéaire proposée ne semble pas causer de difficultés lors de l'analyse inverse selon ce schéma.

Cependant, les nombreuses analyses inverses effectuées dans cette recherche ont généralement conduits à des modules élastiques de la couche du revêtement en enrobé bitumineux dont la valeur s'est avérée sous-évalués, de 10 à 50 %, lorsque l'analyse inverse dans le domaine des fréquences et utilisée comparativement aux valeurs obtenue avec celle dans le domaine du temps. De plus, les modules obtenus par l'analyse inverse dans le domaine du temps se comparent très bien avec les modules dynamiques tirés des essais en laboratoire. Également, les fonctions de complaisance expérimentales sont difficiles à reproduire par le modèle multicouche pour des fréquences entre 30 et 70 Hz environ, possiblement en raison de la complexité de l'interaction FWD – Chaussée (cet aspect sera discuté au chapitre 7). Par conséquent, l'inversion dans le domaine du temps a été privilégiée dans cette recherche. L'analyse dans le domaine des fréquences a néanmoins été utilisée dans certaines circonstances.

## **4.9 Conclusion**

Une méthodologie d'inversion des résultats des essais FWD a été développée en combinant le programme ADCES permettant la simulation du comportement structurale des chaussées sous le chargement dynamique du FWD à l'aide de la méthode des éléments spectraux et le programme universel d'inversion UCODE. L'inversion est réalisée en minimisant la fonction objective à l'aide de la méthode Levenberg-Marquardt afin de déterminer l'ensemble des paramètres inconnus



procurant le meilleur ajustement entre les observations mesurées et les observations théoriques. Dans ce chapitre, les modules d'Young équivalents des couches de matériaux ont été retenus comme paramètres inconnus afin de vérifier la performance de la méthodologie sur des données synthétiques et son applicabilité pour l'analyse des mesures du FWD sur de vraies chaussées.

La méthodologie d'inversion alloue à l'utilisateur la possibilité d'effectuer l'analyse selon deux schémas d'inversion : le schéma d'analyse dans le domaine du temps et celui dans le domaine des fréquences. L'inversion à l'aide du schéma dans le domaine du temps a montré qu'il est nécessaire de considérer 10 observations réparties sur chacun des historiques de déflexion afin d'obtenir un ensemble adéquat de modules d'Young équivalents ; le bassin de déflexion ne constitue pas une quantité d'information suffisante pour déterminer adéquatement un tel ensemble de modules d'Young équivalents. L'inversion réalisée selon le schéma dans le domaine des fréquences procure un ensemble représentatif de modules d'Young équivalents, sauf dans une moindre mesure pour le revêtement, lorsque 20 observations sont considérées et réparties sur chacune des fonctions de complaisance. Elle nécessite un temps de calcul d'environ cinq fois plus court que celui requis pour réaliser l'inversion dans le domaine du temps. Notons que la présence d'un décalage sur les historiques de déflexion doit être corrigée lorsque des observations sur les fonctions de complaisance sont utilisées dans le processus inverse.

Malgré les avantages de l'inversion dans le domaine des fréquences, celle dans le domaine du temps, avec 10 observations sur les historiques de déflexion, a été préconisée dans cette recherche pour l'analyse des essais FWD, notamment en raison de la concordance supérieure obtenue entre les modules fournis par cette approche et ceux tirés des essais en laboratoire.

L'un des aspects importants de l'approche dynamique est que plus d'observations sur les historiques ou les fonctions de complaisance peuvent être utilisées lors de

l'inversion, contrairement à l'approche statique qui est limitée au bassin de déflexion. En augmentant ainsi le nombre d'observations, le problème inverse se trouve d'autant plus contraint favorisant l'obtention de modules qui soient plus représentatifs du comportement élastique des couches de matériaux de la chaussée et du sol.

# Chapitre 5

## Site expérimental et méthodes d'essais

### 5.1 Introduction

La sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., à proximité de Québec, a été choisie pour mettre sur pied ce nouveau site expérimental, le temps du projet de recherche. Cet endroit a été retenu pour les raisons suivantes :

- Le sol naturel est homogène et la nappe phréatique est profonde;
- Le dépôt est très épais offrant ainsi des conditions s'apparentant aux conditions semi-infinies que l'on retrouve dans les modèles d'analyse;
- Les frontières latérales sur le site sont situées à une grande distance des points d'essais contrairement parfois aux chaussées urbaines bordées en rive de bordures ou de trottoirs et aux chaussées autoroutières délimitées longitudinalement par des talus en pente et des fossés;
- L'endroit permet d'éviter les contraintes associées au trafic et les coûts associés à la signalisation lors des essais;
- L'endroit offre une disponibilité en matériaux granulaires et bitumineux puisqu'il y a une centrale d'enrobage dans la sablière;
- La machinerie et le support technique pour la construction des planches d'essais sont déjà sur place;
- Le site expérimental est situé à proximité de l'Université Laval, limitant le temps de déplacement.

Ce chapitre présente une description détaillée du site expérimental, du programme expérimental in situ et en laboratoire ainsi que des méthodes d'essais in situ

utilisées pour la caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux. Ce chapitre fournit également les propriétés physiques de base des matériaux ainsi que les données des essais cross-hole, des essais de plaque et des essais FWD.

## **5.2 Description du site expérimental**

### **5.2.1 Localisation**

La sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., est située dans la municipalité du Lac-Saint-Charles à environ 50 km au nord de la ville de Québec. La figure 5.1 montre l'emplacement du site expérimental près de l'extrémité sud-est dans la sablière.

La figure 5.2 illustre le site expérimental avant la réalisation des travaux de construction des deux planches. Le camion blanc se trouve environ au centre du site. Sur la photo, on remarque la centrale d'enrobage et le chemin d'accès à droite en arrière plan. La figure 5.3 montre le site expérimental après la réalisation des deux planches. La camionnette se trouve sur la planche 1.

Le site expérimental est situé à environ 150 m au nord de la centrale d'enrobage, sur un plateau en dépression à la base d'un talus. Ce talus d'une hauteur d'environ 15 m borde le site sur ses flancs sud et est. Le site est délimité à l'ouest par une route partiellement asphaltée qui conduit plus bas à l'aire d'entreposage des matériaux concassés et tamisés. Au nord, le site se termine par un monticule de sable de 3 m de haut. Ainsi, le site a une superficie d'environ 80 m de long par 50 m de large.

La figure 5.4 présente un schéma d'ensemble du site sur lequel deux alignements ont été implantés : l'alignement est-ouest donné par les points PT 1 et PT 2 et l'alignement nord-sud défini par les points PT 4 et PT 5. Un repère d'élévation a été établi sur le poteau électrique d'Hydro-Québec (HQ). Son élévation a été fixée

arbitrairement à 100 m. Sur ce schéma, on retrouve la planche 1 orientée nord-sud d'une longueur de 20 m et d'une largeur de 15 m, et la planche 2 orientée est-ouest d'une longueur de 15 m et d'une largeur de 5 m. Entre ces deux planches, une zone d'excavation de 30 m<sup>2</sup> a été délimitée en vue de mesurer la masse volumique du sol naturel à différentes profondeurs.

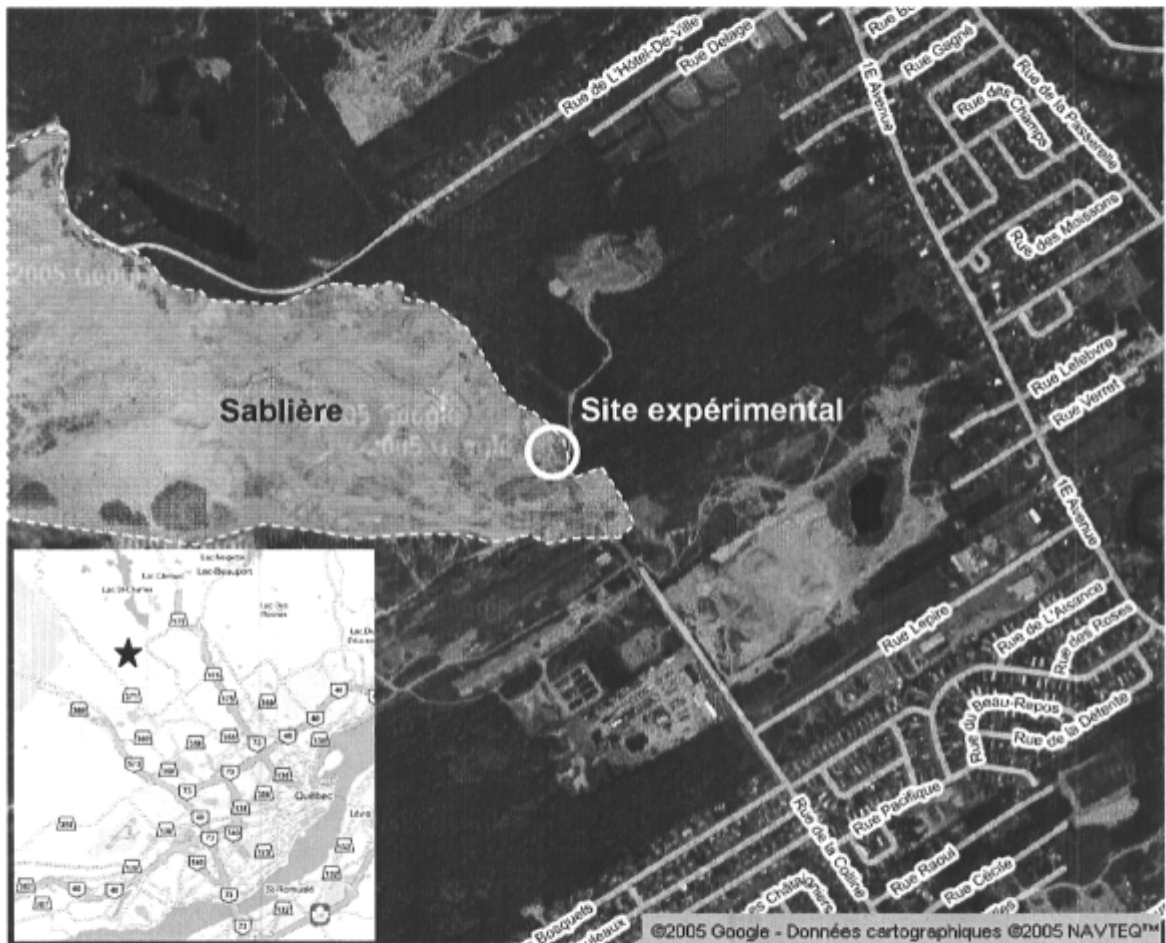


Figure 5.1 : Localisation du site d'essais à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., dans la municipalité du Lac Saint-Charles au nord de la ville de Québec.



Figure 5.2 : Site expérimental dans la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., avant la réalisation des travaux de constructions; vue vers le sud à partir du nord.



Figure 5.3 : Site expérimental et ses environs dans la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., après la construction des deux planches; vue vers le nord-ouest à partir du haut du talus au sud-est du site.

## 5.2.2 Caractérisation géotechnique des sols

### 5.2.2.1 Essais géotechniques in situ

Le site expérimental est situé sur un dépôt épais de sable granitique fluvio-glaciaire. Un programme exhaustif de caractérisation géotechnique du sol a été réalisé. Ce programme comporte trois essais SPT, de l'échantillonnage à la tarière de 150 mm de diamètre, des essais de sismique réfraction, des essais cross-hole et des mesures de masse volumique au nucléodensimètre. La localisation des essais de caractérisation géotechnique est montrée sur la figure 5.5, à l'exception des essais de sismique réfraction.

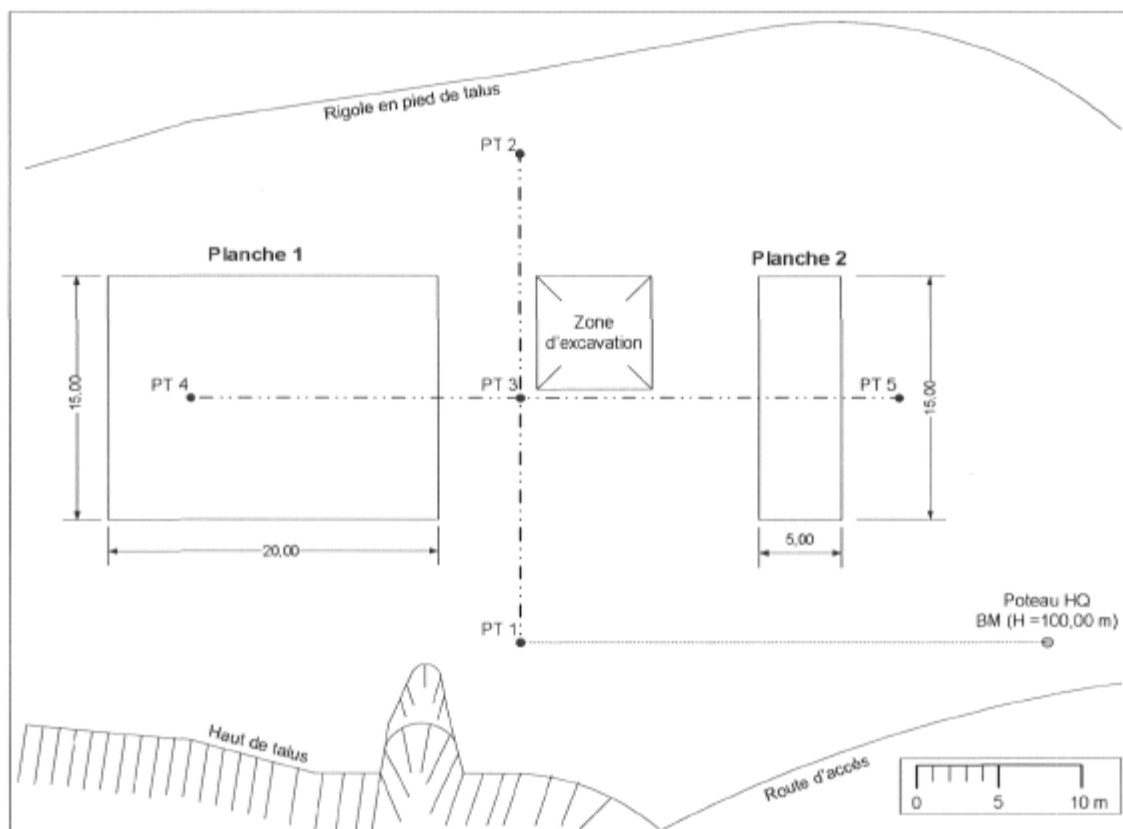


Figure 5.4 : Localisation des planches sur le site expérimental.

Les essais SPT et les sondages à la tarière de 150 mm ont été réalisés par le ministère des Transports du Québec (MTQ) à l'aide d'une foreuse mobile. Les essais SPT ont été effectués avec le carottier standard, le marteau de 63.5 kg, la hauteur de chute de 760 mm et deux tours de corde sur le tambour; les essais ont été effectués depuis la surface dans un trou de forage de 200 mm de diamètre. Les échantillons de sol recueillis lors des essais SPT et à la tarière ont été analysés aux laboratoires du Service des matériaux d'infrastructure du MTQ et de l'Université Laval.

La masse volumique du sol naturel a été évaluée avec un nucléodensimètre Troxler dans la zone d'excavation à environ tous les 300 mm de profondeur entre 0 et 3.15 m.

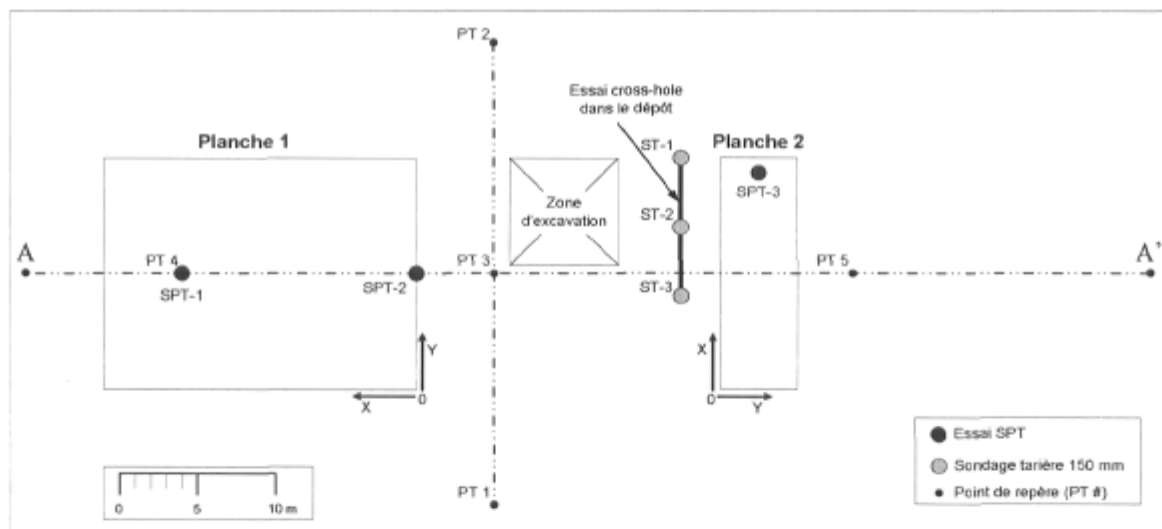


Figure 5.5 : Localisation des essais de caractérisation géotechnique.

Les essais de sismique réfraction ont été réalisés par des tirs croisés aux deux extrémités de l'alignement AA' montré sur la figure 5.5. Le point A est situé à 10 m au nord du point PT 4 alors que le point A' est à 72 m du point A. 12 géophones ont été installés à la surface du dépôt le long de l'alignement AA' à tous les 5 m à partir du point A. Un sismographe a été utilisé pour l'acquisition des signaux captés aux géophones, alors que le fusil Betsy a servi à produire la décharge générant les



ondes de volume dans le dépôt. Le guide de sismique réfraction du ministère de l'Énergie et des Ressources du gouvernement du Québec (Dion 1986) a été utilisé pour l'interprétation des données. Ces essais ont permis d'identifier la position de la nappe phréatique et la vitesse moyenne des ondes de compression dans les principales couches de sol.

Des essais cross-hole ont aussi été réalisés à deux endroits sur le site d'essais : d'abord à proximité de la planche 2 entre les trous de sondage à la tarière ST-1, ST-2 et ST-3 et aussi sur la planche 1. Une description complète de ces essais est présentée plus loin.

#### **5.2.2.2 Description des sols**

Le dépôt est formé d'une couche en surface de 0.4 m de sable et silt avec des traves de gravier et de sol organique, suivi d'une couche de 1.1 m de sable fin à moyen avec un peu de gravier et des traces de cailloux, et d'une couche de 2.0 m de sable fin à moyen avec des traces de gravier et de silt et quelques lentilles de sable fin silteux de 1 à 10 mm d'épaisseur, reposant sur une couche épaisse de sable fin avec des traces de silt et des lentilles minces de sable fin silteux. Le sondage à la tarière ST-3 a été interrompu à une profondeur de 22.5 m sans que le roc ait été rencontré. La nappe phréatique a été repérée à une profondeur comprise entre 15.5 et 16.5 m, confirmant l'évaluation obtenue par les relevés de sismique réfraction qui indiquait la présence d'un horizon réflecteur entre 15 à 18 m de profondeur. Par conséquent, la profondeur de la nappe phréatique a été estimée à 16.0 m.

Les caractéristiques géotechniques suivantes des sols sont présentées en fonction de la profondeur (et de l'élévation) sur la figure 5.6 : la description du sol et leur classification USCS, la masse volumique ( $\rho$ ) mesurée au nucléodensimètre, la teneur en eau naturelle ( $w_n$ ), l'indice de pénétration standard  $N_1$  des essais SPT (N

corrigé pour la contrainte verticale effective) ainsi que la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) obtenues par les essais cross-hole dans le dépôt de sable à proximité de la planche 2.

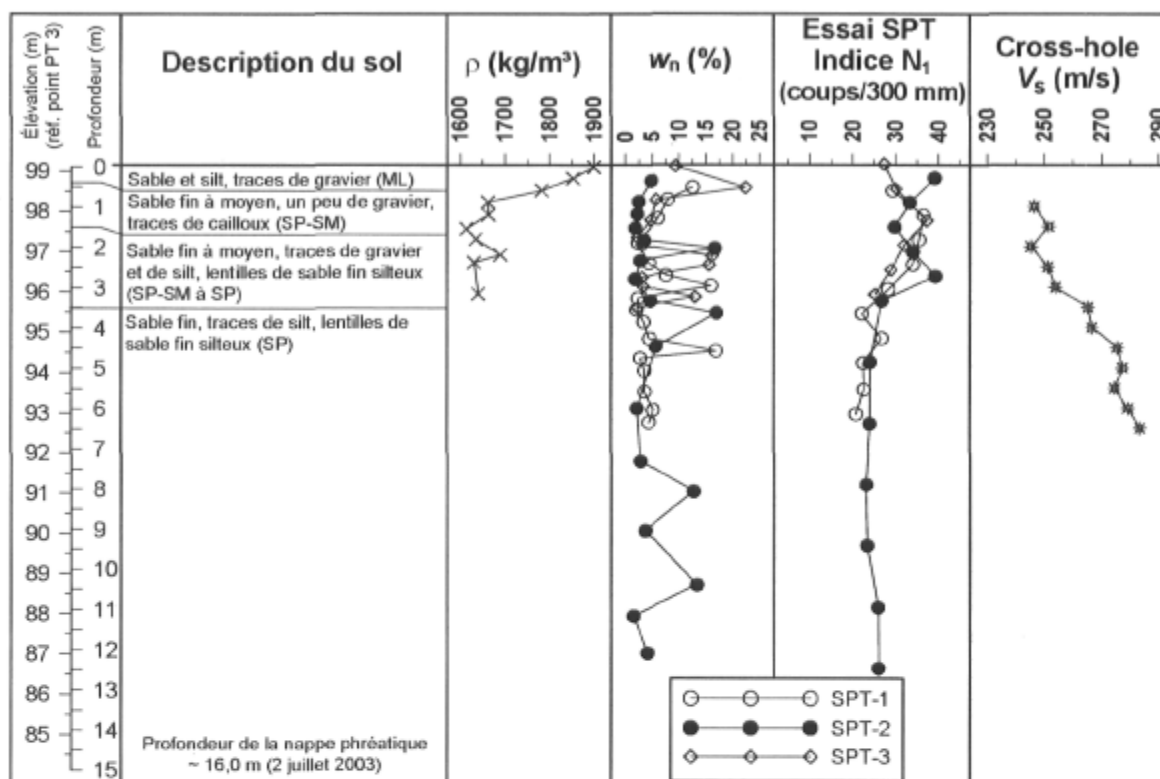


Figure 5.6 : Profil géotechnique synthèse du site expérimental.

Entre 0 et 1.5 m, le sol a une masse volumique moyenne de  $1741 \text{ kg/m}^3$ , une teneur en eau naturelle  $w_n$  généralement comprise entre 1 et 5 %, un indice  $N_1$  moyen des essais SPT de 33 coups/300 mm et une vitesse des ondes de cisaillement de 249 m/s. La masse volumique moyenne de sol sec ( $\rho_d$ ) mesurée au nucléodensimètre est de  $1772 \text{ kg/m}^3$ , ainsi l'indice des vides ( $e$ ) moyen calculé et la porosité ( $n$ ) moyenne calculée sont respectivement 0.555 et 35.5 %. Entre 1.5 et 3.5 m, la valeur moyenne de  $\rho$  est de  $1642 \text{ kg/m}^3$ ,  $w_n$  est compris entre 2 et 5 % à l'exception des lentilles de sable fin silteux où elle est de 13 à 17 %, l'indice  $N_1$  moyen des essais SPT est de 31 coups/300 mm et  $V_s$  est de 254 m/s. Pour ce sol,  $\rho_d$  moyen est de  $1613 \text{ kg/m}^3$ , ainsi  $e$  moyen calculé et  $n$  moyenne calculée sont respectivement 0.674 et 40.3 %. À partir de 3.5 m, les propriétés géotechniques de

la couche épaisse de sable fin sont relativement constantes :  $w_n$  compris entre 1.5 et 6 % à l'exception des lentilles, l'indice  $N_1$  moyen des essais SPT, collecté à une énergie de 60 %, est de 24 coups/300 mm et la vitesse des ondes de cisaillement augmente graduellement de 265 m/s jusqu'à 283 m/s entre à 3.5 et 6.5 m de profondeur.

Par ailleurs, les vitesses moyennes des ondes de compression mesurées lors des essais de sismique réfraction sont respectivement de 485 m/s et de 2 200 m/s dans les couches de sable non saturées (entre 0 et 16 m de profondeur) et la couche de sable saturée (16 m et plus).

### 5.3 Construction des planches d'essais

Deux structures de chaussée ont été construites sur le site expérimental : une chaussée simple composée d'une couche de revêtement et d'une mince couche de fondation reposant sur un massif considéré semi-infini, et une chaussée composée d'un revêtement en enrobé bitumineux, d'une fondation granulaire épaisse et d'une couche de sol considérée semi-infinie. Ce dernier cas se rapproche davantage du type de chaussées flexibles rencontrées sur le réseau routier secondaire et local de Québec.

La localisation des deux planches a été présentée précédemment sur la figure 5.4. La planche 1 correspond à la chaussée standard dont la nature des matériaux et les épaisseurs des couches de la structure sont données dans le tableau 5.1. L'épaisseur moyenne totale prévue de la structure de chaussée est de 700 mm. Cette planche a une dimension de 20 m de longueur par 15 m de largeur. Ces dimensions ont été retenues pour obtenir 12 points d'essais de 5.0 m de diamètre et éviter l'influence potentielle des ondes réfléchies en périphérie de la structure de chaussée. Quant à la planche 2, elle correspond à la chaussée simple dont les caractéristiques sont fournies dans le tableau 5.2. Sur cette planche, la pose du

revêtement en enrobé bitumineux a nécessité préalablement la mise en place d'une couche mince de 100 mm de matériaux granulaires sur la couche de sable. Ainsi, la planche 2 possède une couche de revêtement en enrobé bitumineux dont l'épaisseur prévue est de 100 mm, et en plus, une couche mince de fondation granulaire. Les dimensions de la planche 2 ont été limitées à 15 m de longueur et 5 m de largeur procurant trois points d'essais de 5.0 m de diamètre.

**Tableau 5.1 :** Description de la structure de chaussée sur la planche 1.

Couche	Nature des matériaux	Épaisseur prévue (mm)
Revêtement	Enrobé bitumineux EB-14	100
Fondation	MG-20 granitique	600
Sol	Sable	

**Tableau 5.2 :** Description de la structure de chaussée sur la planche 2.

Couche	Nature des matériaux	Épaisseur prévue (mm)
Revêtement	Enrobé bitumineux EB-14	100
Fondation	MG-20 granitique	100
Sol	Sable	

### 5.3.1 Opérations de construction et de contrôle

Le tableau 5.3 relate la chronologie des activités de construction des deux planches. Ces activités se sont étalées entre le 22 mai 2003 et le 10 novembre 2003. Entre ces activités, des fenêtres de temps ont été nécessaires pour réaliser les différents essais in situ (cross-hole, essai de plaque et essais FWD). Le tableau indique aussi la nature de la couche à la surface du système lors de la réalisation de ces activités.

Les planches d'essais ont été implantées au théodolite et à la chaîne; le premier a servi à donner les alignements par rapport aux axes de références définis par les points PT 1 à PT 5, alors que le second a été utilisé pour mesurer les distances.

**Tableau 5.3 :** Chronologie des activités de construction et d'instrumentation.

Date	Couche	Activité
22 mai 2003	Sol	Décapage de la terre végétale et mise au niveau du site
23 mai 2003	Sol	Implantation des planches d'essais
16 au 18 juin 2003	Sol	Essais SPT
2 juillet 2003	Sol	Sondage à la tarière 150 mm et installation des tubes d'essais cross-hole dans le dépôt de sable
10 juillet 2003	Sol	Excavation des planches d'essais
18 juillet 2003	Fondation	Pose de la fondation granulaire : planche 1 en deux couches et planche 2 en une seule couche
28 juillet 2003	Fondation	Installation des tubes cross-hole dans la chaussée
10 et 11 sept. 2003	Revêtement	Pose du revêtement en deux couches
17 septembre 2003	Revêtement	Carottage du revêtement
6 octobre 2003	Revêtement	Installation des chevilles pour retenir les accéléromètres à la surface du revêtement
10 novembre 2003	Revêtement	Sciage et extraction de deux échantillons prismatiques du revêtement pour réaliser des essais en laboratoire

Après l'implantation des planches, l'excavation a été effectuée au moyen d'une pelle mécanique. La ligne d'infrastructure de la planche 1 se situe à une élévation de 98.190 m alors que l'élévation moyenne de la surface du terrain naturel était à 98.850 m. Ainsi, une couche de sol a été excavée sur une épaisseur moyenne de l'ordre de 0.660 m. Quant à la planche 2, la ligne d'infrastructure est au niveau 99.150 m alors que le terrain naturel était à une élévation moyenne de 99.245 m, nécessitant l'excavation d'environ 0.100 m de sol. La plate-forme a été mise au niveau à l'aide d'un bélier mécanique et densifiée à l'aide d'un compacteur à rouleaux vibrants en acier avant la pose du matériau granulaire de fondation.

La fondation a ensuite été construite avec un matériau granulaire MG-20 granitique. Sur la planche 1, ce matériau a été mis en place en deux couches d'environ 300 mm d'épaisseur, alors que sur la planche 2, il a été placé en une couche unique de 100 mm. Un bélier mécanique a été utilisé pour placer le matériau apporté et déversé par des camions à benne. Chaque couche a été densifiée à l'aide d'un compacteur à rouleaux vibrants en acier. Un compactage final a été réalisé avant la pose du revêtement.

Le revêtement en enrobé bitumineux EB-14 a été mis en place en deux couches par bande de 5.0 m de largeur à l'aide d'une paveuse. Chacune des couches a été compactée à l'aide d'un compacteur à rouleaux vibrants et d'un compacteur à rouleaux pneumatiques. Avant la pose de la seconde couche d'enrobé bitumineux, un liant d'accrochage a été épandu sur la surface afin d'assurer une bonne liaison entre les deux couches.

La figure A-1 à l'annexe A illustre les différentes opérations de construction des planches d'essais.

La profondeur d'excavation et les épaisseurs des couches de matériaux ont été mesurées à chacune des étapes de construction à l'aide d'un niveau et d'une mire. La figure A-2 et le tableau A-1 à l'annexe A présentent les mesures de contrôle d'épaisseur obtenus lors des travaux de construction. Les tableaux A-2 et A-3 contiennent les données des 12 carottes recueillies lors du carottage du revêtement sur chacune des planches d'essais. En moyenne sur la planche 1, l'épaisseur de la fondation est de 579 mm avec un coefficient de variation (C.V.) de 6.2 % et celle du revêtement est de 97.9 mm avec un C.V. de 18.4 %; les données de carottage indiquent une épaisseur du revêtement de 102.7 mm (C.V. de 16.8 %). Quant à la planche 2, en moyenne, l'épaisseur de la couche mince de MG-20 est de 95.3 mm avec un C.V. de 21.26 % et celle du revêtement est de 92.1 mm avec un C.V. de 12.1 %; les données de carottage indiquent une épaisseur du revêtement de 101 mm (C.V. de 9.4 %). Ces épaisseurs moyennes sont à quelques millimètres près des valeurs prévues présentées dans les tableaux 5.1 et 5.2. Toutefois, les relevés ont permis d'identifier des écarts significatifs (environ  $\pm 30$  %) entre les épaisseurs prévues et mesurées du revêtement à certains points d'essais sur la planche 1. Par conséquent, les épaisseurs mesurées à chacun des points d'essais seront utilisées pour l'analyse des essais de déflexion.

La masse volumique des matériaux a été contrôlée au nucléodensimètre selon un quadrillage préétabli en 12 points sur la planche 1 et en 5 points sur la planche 2. La figure A-3 et le tableau A-3 à l'annexe A donnent les valeurs de la masse volumique du sol à la ligne d'infrastructure, des sous-couches de fondation et du revêtement. Le tableau A-4 de cette annexe présente les valeurs moyennes de la masse volumique des matériaux granulaires secs mesurée sur chacune des planches, alors que le tableau A-5 donne les teneurs en eau in situ de ces matériaux. La figure A-4 présente les valeurs de densité relative obtenues sur chacun des planches d'essais. La densité relative du matériau est le ratio entre la masse volumique du matériau sec mesurée in situ et la masse volumique du matériau sec à l'optimum Proctor modifié obtenue en laboratoire. Quant au revêtement, la masse volumique brute de l'enrobé bitumineux en laboratoire est utilisée pour calculer sa densité relative. Les densités relatives sont entre 96 et 100 % dans la couche de fondation; indiquant une bonne densification de ces matériaux. Celles du revêtement sont généralement supérieures à 95 %, sauf aux endroits où l'épaisseur s'est avérée plus faible que l'épaisseur prévue (point P1-5, P1-6, P1-7 et P1-9).

#### **5.4 Modèle de chaussée sur les planches d'essais**

La chaussée des deux planches est modélisée par un modèle multicouche. Ce modèle tient compte des unités de sol identifiées lors de l'investigation géotechnique et des couches de matériaux mis en place lors de la construction de la structure de chaussée. La figure 5.7 montre les coupes typiques de ces modèles de chaussée pour les planches 1 et 2. On retrouve premièrement sur cette figure, l'identification et l'épaisseur des couches ainsi que la profondeur des interfaces entre les couches.

Sur la planche 1, le modèle de la chaussée montré sur la figure 5.7 comporte essentiellement trois couches : le revêtement, la fondation, et le sol. En raison des

unités de sol identifiées lors de l'investigation géotechnique, le sol a été subdivisé en quatre sous-couches : trois sous-couches de sol non saturés et une couche semi-infinie de sol saturé due à la présence de la nappe phréatique à 16 m de profondeur. Les épaisseurs du revêtement, de la fondation et de la première sous-couche de sol varient sur la section. Les épaisseurs et les masses volumiques des couches sont compilées dans le tableau 5.4 aux points d'essais P1-1 à P1-12 et PT 4, là où des essais FWD et des essais de plaques ont été réalisés comme l'indiquent plus loin les figures 5.8 et 5.9.

Sur la planche 2, le modèle de la chaussée, qui se voulait bicouches, comporte toutefois essentiellement trois couches : le revêtement, la fondation et le sol. La couche mince de fondation (100 mm) peut cependant être combinée avec le sol pour des raisons pratiques d'analyse. Pour les mêmes raisons évoquées sur la planche 1, le sol a été subdivisé dans ce cas-ci en cinq sous-couches : quatre sous-couches de sol non saturés et une couche semi-infinie de sol saturé. Les épaisseurs du revêtement, de la fondation et de la première sous-couche de sol varient d'un point à l'autre, comme l'indique le tableau 5.5.

La figure 5.7 présente également les propriétés mécaniques connues ou estimées des couches de sol. Ces propriétés sont la masse volumique ( $\rho$ ), la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) ou de compression ( $V_p$ ), le module de cisaillement maximal ( $G_{max}$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). La masse volumique des sous-couches 0, 1 et 2 du sol a été mesurée au nucléodensimètre et la valeur moyenne a été retenue pour caractériser chaque couche du modèle. Par contre, les masses volumiques ont été estimées pour la troisième sous-couche de sol et la couche de sable saturé en considérant une masse volumique sèche de 1 630 kg/m<sup>3</sup>, une densité relative des grains de sable de 2.7, et un degré de saturation de 5.0 et 100 % respectivement.



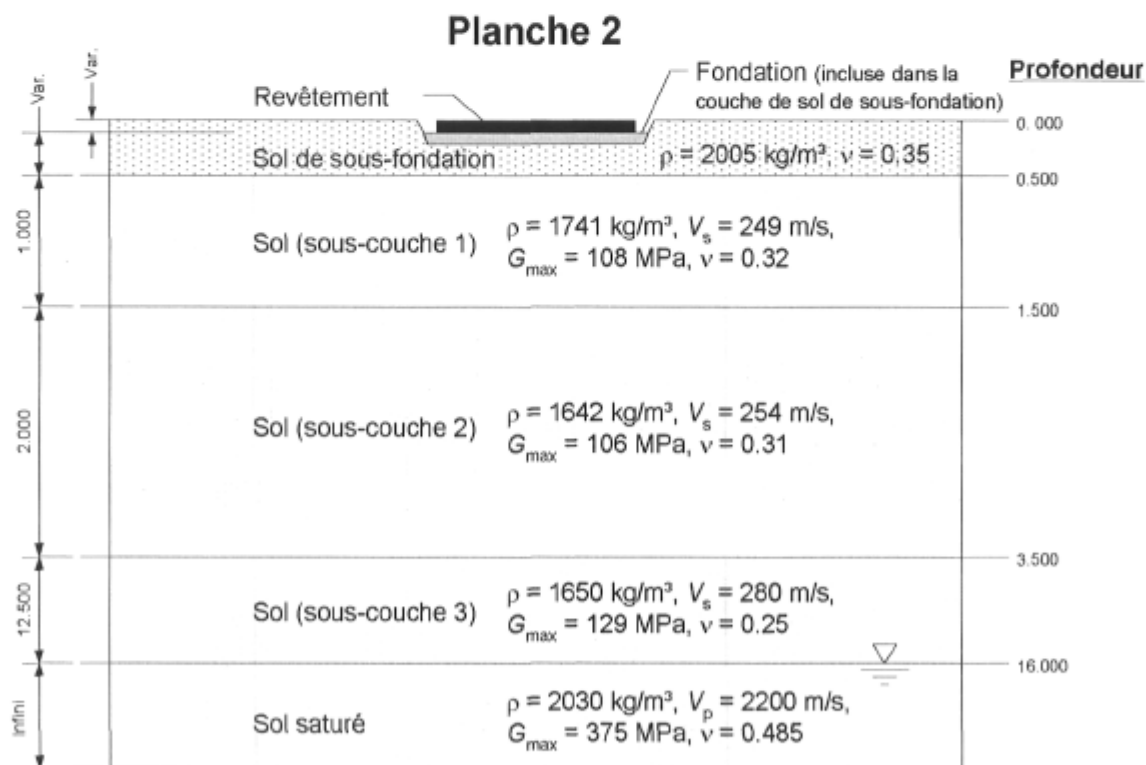
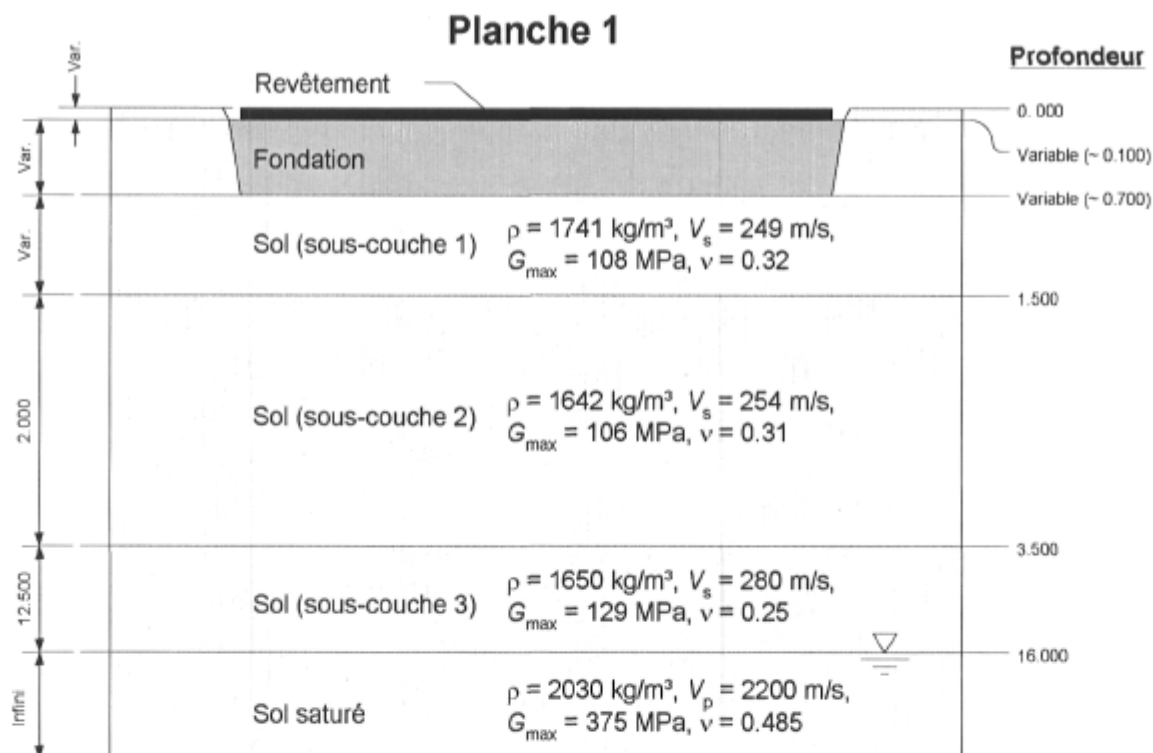


Figure 5.7 : Coupes typiques de la chaussée des planches 1 et 2.

**Tableau 5.4 :** Épaisseur des couches et masse volumique des matériaux de la chaussée pour chacun des points d'essais sur la planche 1.

Point	Épaisseur (mm)			Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )		
	Revêtement	Fondation	Sol (sous-couche 1)	Revêtement	Fondation	Sol (sous-couche 1)
P1-1	134	553	813	2 289	2 220	1 741
P1-2	141	569	790	2 346	2 204	1 741
P1-3	120	596	784	2 394	2 187	1 741
P1-4	101	593	806	2 354	2 241	1 741
P1-5	77	609	814	2 235	2 220	1 741
P1-6	78	622	800	2 287	2 223	1 741
P1-7	70	639	791	2 238	2 234	1 741
P1-8	105	592	803	2 381	2 237	1 741
P1-9	66	623	811	2 224	2 209	1 741
P1-10	84	583	833	2 344	2 230	1 741
P1-11	85	583	832	2 367	2 243	1 741
P1-12	95	601	804	2 340	2 242	1 741
PT-4	138	554	808	2 318	2 212	1 741

**Tableau 5.5 :** Épaisseur des couches et masse volumique des matériaux de la chaussée pour chacun des points d'essais sur la planche 2.

Point	Épaisseur (mm)		Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	
	Revêtement	Sol (sous-couche 0)	Revêtement	Sol (sous-couche 0)
P2-1	98	402 (113) <sup>1</sup>	2 297	2 005
P2-2	97	403 (108) <sup>1</sup>	2 358	2 005
P2-3	102	398 (77) <sup>1</sup>	2 402	2 005

Notes : <sup>1</sup> l'épaisseur de la couche de fondation qui est incluse dans la couche de sol de sous-couche 0 du sol est indiquée entre parenthèses.

Le coefficient de Poisson a été évalué à l'aide de l'équation suivante pour les sous-couches 1, 2 et 3 de sol :

$$v = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad [5.1]$$

où  $V_p$  et  $V_s$  sont respectivement les vitesses des ondes de compression et de cisaillement. Une vitesse moyenne  $V_p = 485$  m/s a été considérée dans les trois sous-couches. Dans le cas de la couche de sable saturé, le coefficient de Poisson a été posé égal à 0.485 étant donné que ce sol est pratiquement incompressible. Celui de la couche de sol de sous-fondation de la planche 2 a été fixé à 0.35. Quant aux matériaux de la structure de chaussée, une valeur de 0.35 a été attribuée aux coefficients de Poisson du matériau granulaire MG-20 de fondation et du revêtement en enrobé bitumineux.

## 5.5 Programme d'essai

Le programme d'essai comporte deux volets. Le premier volet, le plus important, porte sur la réalisation d'essais in situ pour déterminer d'une part, les modules élastiques à petites déformations des matériaux granulaires, et d'autre part, les modules élastiques équivalents à des charges de véhicules lourds (simulées par les essais de plaques ou les essais FWD) pour les couches de matériaux de la chaussée. Le second volet concerne la réalisation d'essais en laboratoire pour évaluer, cette fois-ci, les modules réversibles des matériaux sous chargements répétés et aussi pour caractériser leurs propriétés physiques.

### 5.5.1 Programme d'essai in situ

Les objectifs du programme d'essai in situ sont :

- Déterminer le module de cisaillement à petites déformations ( $G_{max}$ ) dans les matériaux de fondation et les sols;
- Déterminer par inversion statique le module élastique des couches de matériaux de la chaussée sous des conditions de chargement statique en vue d'évaluer la capacité du modèle multicouche elastostatique à reproduire les mesures de déflexion;

- Déterminer par inversion dynamique le module élastique des couches de matériaux de la chaussée sous des conditions de chargement dynamique en vue d'évaluer la capacité du modèle multicouche élasto-dynamique à reproduire les mesures de déflexion;
- Réaliser des mesures indépendantes lors des essais FWD à l'aide d'accéléromètres installés en surface qui servent de base de comparaison pour vérifier les résultats de l'analyse de ces essais;
- Effectuer des essais FWD sous différentes conditions pour évaluer l'influence de la durée du pulse de chargement, l'influence de la température du revêtement et de l'appareil utilisé sur les déflexions mesurées.

Des essais cross-hole ont été retenus pour effectuer les mesures de vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) et ainsi obtenir les modules de cisaillement horizontaux à petites déformations. Ces essais ont été réalisés dans le dépôt de sable près de la planche 2 et dans la chaussée de la planche 1 à l'aide une nouvelle sonde qui a été développée dans le cadre de cette recherche.

Des essais de plaque ont été effectués à la surface du revêtement de la planche 1 en mesurant le bassin de déflexion de la chaussée à l'aide de six capteurs de déplacement (LVDT). Ces essais ont été réalisés pour des niveaux de charge compris entre 4.8 et 70 kN. Ces essais ont été effectués avec la plaque circulaire segmentée de 300 mm de diamètre du FWD Carl Bro de l'Université Laval; cette plaque a été détachée du FWD pour ces essais. L'utilisation de la plaque de FWD vise à faciliter l'interprétation des mesures de déflexion sous chargement statique et permettre la comparaison de la réponse de la chaussée sous les modes de chargement statique (essai de plaque) et dynamique (FWD).

Des essais FWD ont été réalisés à la surface de la fondation et sur le revêtement des planches d'essais à l'aide de deux équipements de marque distincte : le FWD Dynatest du ministère des Transports du Québec et le FWD Carl Bro de

l'Université Laval. Le programme des essais FWD comporte les éléments suivants :

- Réalisation d'essais FWD sur le revêtement pour les niveaux de charge standards de 27, 40, 50 et 73 kN;
- Réalisation d'essais FWD sur le revêtement à différents niveaux de chargement compris entre 20 et 150 kN pour évaluer l'influence du comportement élastique non linéaire attendu des matériaux granulaires;
- Réalisation d'essais conjoints sur le revêtement à l'aide des FWD du MTQ et de l'Université Laval pour évaluer l'influence des équipements utilisés lors de l'analyse;
- Réalisation d'essais FWD avec différentes configurations du système de chargement pour évaluer l'influence de la durée du pulse lors de l'analyse;
- Réalisation d'essais FWD à différentes températures pour évaluer l'influence du comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux lors de l'analyse;

La localisation en plan des essais FWD sur le revêtement est montrée sur la figure 5.8 : 12 points d'essais P1-1 à P1-12 sont localisés sur la planche 1 en plus du point PT 4, et trois points d'essais P2-1 à P2-3 le sont sur la planche 2.

Des essais FWD ont également été réalisés en utilisant six accéléromètres pour obtenir sur les deux planches d'essais des mesures indépendantes du comportement structural de la chaussée. Pour ce faire, le point PT 4 sur la planche 1 ( $X = 15.0$  m et  $Y = 7.5$  m) et le point P2-3 ( $X = 12.5$  m et  $Y = 2.5$  m) sur la planche 2 ont été instrumentés pour mesurer, lors de l'impact, l'accélération verticale en surface à des distances radiales comprises entre 0.5 et 8.0 m de la source. Les valeurs d'accélération verticales seront comparées à celles calculées par la méthode des éléments spectraux à l'aide de modèle élasto-dynamique.

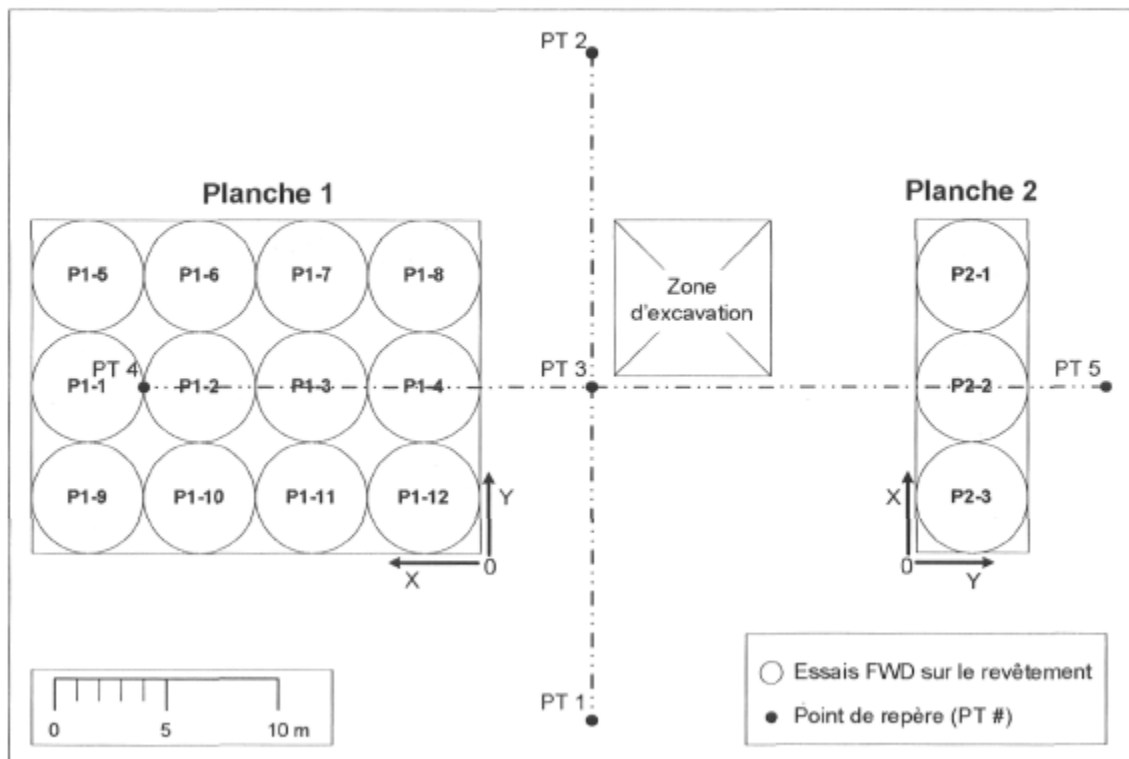


Figure 5.8 : Localisation des points d'essais FWD sur les deux planches d'essais.

Les essais de plaque ont été réalisés à trois emplacements à la surface du revêtement. Ces essais ont été effectués aux points P1-2, P1-3 et P1-10, soient les mêmes points que ceux montrés sur la figure 5.8 pour les essais FWD.

Le déroulement des essais in situ est présenté dans le tableau 5.6. Dans ce tableau, on retrouve la liste des essais, la date de leur réalisation et la couche sur laquelle les essais ont eu lieu.

### 5.5.2 Programme d'essai en laboratoire

Les objectifs du programme d'essai en laboratoire sont :

- Déterminer les propriétés physiques des sols et des matériaux de la chaussée (granulométrie, surface spécifiques des particules fines, masse volumique et teneur en eau à l'optimum Proctor modifié, etc.);
- Déterminer la résistance au cisaillement du matériau MG-20 de fondation et du sable à la ligne d'infrastructure;
- Caractériser le comportement élastique non linéaire des matériaux de la chaussée en déterminant leurs modules réversibles;
- Caractériser le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux en déterminant son module complexe.

**Tableau 5.6 :** Déroulement des essais in situ sur le site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée.

Date	Couche	Essai cross-hole	Essai de plaque	FWD MTQ	FWD UL		
					(1)	(2)	Accélé.
27-08-03	Dépôt	X					
24-09-03	Revêtement				X		
25-09-03	Revêtement				X		
08-10-03	Revêtement						X
09-10-03	Revêtement						X
10-10-03	Revêtement				X	X (a)	X
14-10-03	Revêtement		X				
20-10-03	Revêtement				X	X (b)	
23-10-03	Revêtement				X		X
24-10-03	Chaussée	X					
28-10-03	Revêtement				X		
30-10-03	Revêtement		X				
31-10-03	Revêtement			X	X	X (b)	X
03-11-03	Revêtement						X

Note : (1) Configuration standard du système de chargement avec 4 plaques de chargement et 8 amortisseurs mous; (2) Configuration non standard du système de chargement avec (a) 7 plaques de chargement, 4 amortisseurs mous et 4 amortisseurs rigides, (b) 10 plaques de chargement et 8 amortisseurs mous.

La caractérisation des propriétés physiques des matériaux granulaires comporte les essais suivants : l'analyse granulométrique, l'essai au bleu de méthylène,

l'essai Proctor modifié, la mesure de la densité brute des grains et la mesure de la masse organique. Pour le matériau MG-20 de fondation, l'angularité des granulats a été mesurée par l'essai d'écoulement, la fragmentation par choc et l'usure par frottement réciproque ont été caractérisées à l'aide de l'essai Los Angeles de type Grade « B » et l'usure par attrition susceptible de se produire lors de la mise en place des granulats a été caractérisée par l'essai Micro-Deval. De plus, la détermination du nombre pétrographique et l'évaluation de la forme des particules ont été réalisés pour ce matériau de fondation. Finalement, la caractérisation des propriétés physiques de l'enrobé bitumineux comporte une analyse de la formulation du mélange.

La détermination des enveloppes de rupture de MG-20 et du sable d'infrastructure a été réalisée à l'aide d'essais de cisaillement dans une cellule triaxiale à l'Université Laval. Les modules réversibles du MG-20 et du sable d'infrastructure ont été déterminés au laboratoire du Service des matériaux d'infrastructure du MTQ à l'aide d'essais triaxiaux à chargement cyclique.

Le module complexe de l'enrobé bitumineux EB-14 a été déterminé au laboratoire du Service des matériaux d'infrastructure du MTQ par des essais de flexion sous chargements cycliques à différentes fréquences (entre 0.01 et 10 Hz) et températures (entre 0 et 25°C). Ces essais ont été réalisés sur des poutres d'enrobé taillées dans des échantillons prismatiques prélevés en place dans le revêtement après la réalisation des relevés in situ.

## **5.6 Propriétés physiques des matériaux**

Tous les matériaux proviennent de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., de la municipalité du Lac Saint-Charles. Ces matériaux sont le sable au niveau de la ligne d'infrastructure de la planche 1 correspondant à la partie supérieure du sol du dépôt (voir figure 5.7), le matériau granulaire concassé MG-20 utilisé pour la



fondation et l'enrobé bitumineux EB-14 (PG58-28) constituant le revêtement sur les deux planches d'essais. Cette section décrit les propriétés physiques de ces matériaux déterminées en laboratoire. La détermination des modules des matériaux en laboratoire est présentée au chapitre 6.

### **5.6.1 Sable d'infrastructure et matériau granulaire MG-20**

Les propriétés physiques de base du sable d'infrastructure et du matériau granulaire MG-20 de fondation sont présentées dans le tableau 5.7. Les courbes granulométriques de ces deux matériaux sont montrés aux figures A-5 et A-6 à l'annexe A.

### **5.6.2 Enrobé bitumineux EB-14**

Le mélange bitumineux utilisé pour le revêtement est un enrobé EB-14 fabriqué à la centrale d'enrobage des Entreprises P.E.B. Ltée., localisée dans la sablière à proximité du site expérimental. Les caractéristiques et les paramètres de formulation selon la méthode Marshall sont joints en annexe A. Le bitume utilisé est un PG 58-28 (*Performance Grade* : -28 °C à 58 °C) dont les spécifications sont jointes à l'annexe A.

Lors de la pose de l'enrobé bitumineux, un contrôle de qualité du mélange a été effectué par le laboratoire de contrôle des Entreprises P.E.B. Ltée., sur un échantillon du mélange pris directement à la sortie de l'usine. Le rapport de ce contrôle est aussi joint à l'annexe A. La courbe granulométrique des granulats du mélange tel que posé est montré sur la figure A-7 à l'annexe A. Sur cette figure, on retrouve également la courbe granulométrique de la formulation proposée du EB-14 et le fuseau des exigences du MTQ pour ce type d'enrobé. La granulométrie du mélange tel que posé est conforme aux exigences.

**Tableau 5.7 :** Synthèse des propriétés physiques de base des matériaux granulaires.

Propriété physique	Sable d'infrastructure	Matériau granulaire MG-20
Nature des granulats	quartz	gneiss granitoïde
<u>Analyse granulométrique</u> (LC 21-040)		
% de gravier	0.0 %	54.0%
% de sable	99.0 %	40.5 %
% passant 80 µm	1.0 %	5.5 %
Coefficient de courbure ( $c_c$ )	1.0	0.8
Coefficient d'uniformité ( $c_u$ )	3.2	67
Classification unifiée de l'USCS	SP	GP-GM
<u>Forme des particules</u> (LC 21-265 et LC 21-100)		
% particules plates		14 %
% particules allongées		33 %
% de particules fracturées		78 %
<u>Essai Proctor modifié</u> (BNQ 2501-255)		
Masse volumique du sol sec $\rho_{d\ opt}$	1 695 kg/m <sup>3</sup>	2 212 kg/m <sup>3</sup>
$w_{d\ opt}$	9.0 %	4.7 %
<u>Autres propriétés</u>		
Valeur au bleu et surface spécifique des fines (LC 21-255)	0.03 et 0.63 m <sup>2</sup> /g	0.11 et 2.31 m <sup>2</sup> /g
Densité brute des grains (>5 mm) (LC 21-067)		2.639
Densité brute des grains (<5 mm, non lavée) (LC 21-065)	2.7	2.663
Micro Deval (Grade B) (LC 21-070)		13 %
Los Angeles (Grade B) (LC 21-400)		46%
Coefficient d'écoulement (LC 21-075)		80
Nombre pétrographique (BNQ 2560-900)		104
% de matière organique (par oxydation) (LC 32-228)	0.19 %	0.3 %

Note : BNQ, Bureau de normalisation du Québec; LC, laboratoire des Chaussées du ministère du Transport du Québec.

Les principales caractéristiques du mélange EB-14 mis en place sont présentées dans le tableau 5.8, où l'on retrouve notamment les pourcentages de bitume, de

vide et de particules passant le tamis 80  $\mu\text{m}$  ainsi que la densité brute de l'enrobé EB-14.

**Tableau 5.8 :** Caractéristiques physiques du mélange EB-14.

Caractéristique physique	Valeur
Type de bitume	PG 58-28
% de bitume	4.95 %
% de vide	2.1 %
% de vide comblé de bitume	82.2 %
Film de bitume effectif	7.44 ( $\mu\text{m}$ )
Densité brute	2.465
Densité maximale	2.518
% passant le tamis 80 $\mu\text{m}$	4.9 %

La pose du revêtement a été effectuée en deux couches, et entre ces deux couches, un liant d'accrochage a été utilisé. Ce liant est une émulsion de type cationique produite par S.T.E.B Division de Sintra Inc. Le certificat d'attestation de conformité est joint à l'annexe A. Lors du carottage du revêtement, les deux couches d'enrobé bitumineux se sont avérées effectivement collées pour tous les échantillons.

## 5.7 Instrumentation

Le site expérimental a été équipé, d'une part, de deux séries de trois tubages pour la réalisation des essais cross-hole dans le dépôt de sable et dans la chaussée, et d'autre part, de deux séries de six chevilles d'ancrage en métal à la surface du revêtement pour l'installation des accéléromètres. Ces derniers ont été utilisés pour mesurer la composante verticale de l'accélération en surface lors d'essais FWD. La figure 5.9 montre l'emplacement des tubages pour les essais cross-hole dans le dépôt et dans la chaussée ainsi que les deux zones munies de chevilles.

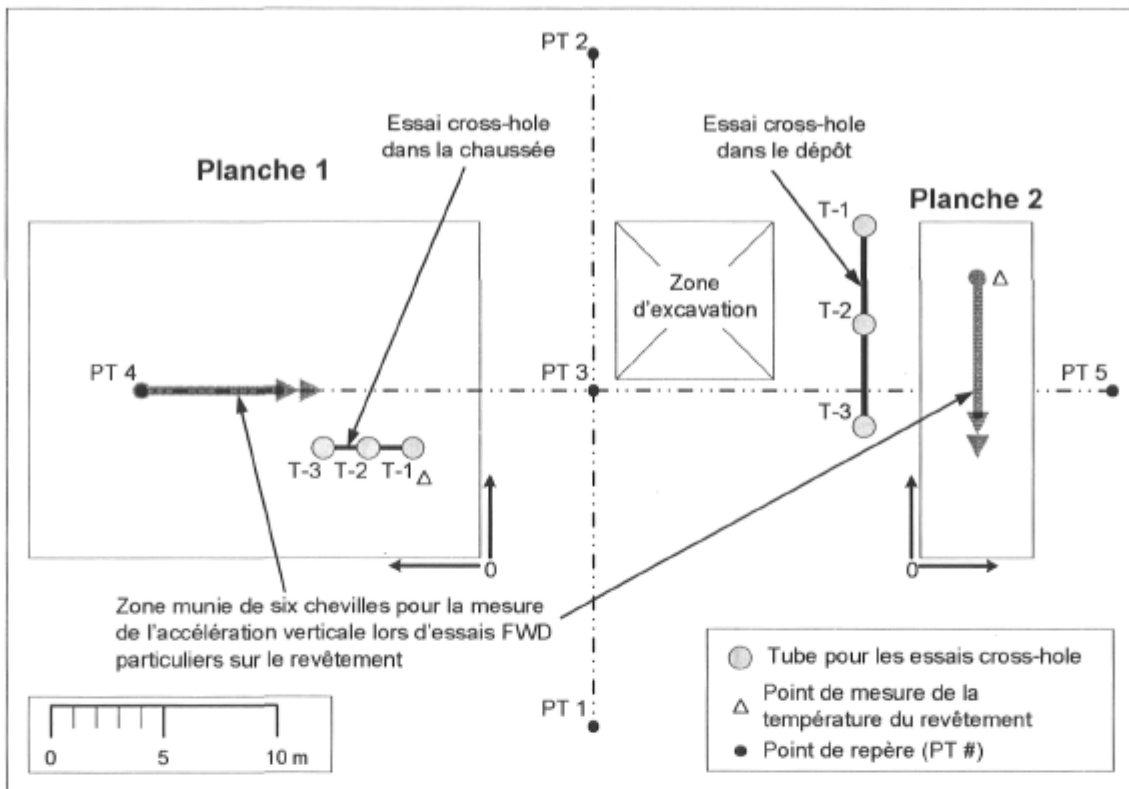


Figure 5.9 : Localisation de l'instrumentation sur le site expérimental à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée.

Le point PT 4 a été retenu sur la planche 1 pour mesurer les accélérations verticales en surface lors d'essais FWD, tandis que sur la planche 2, c'est le point P2-1 qui l'a été. Les chevilles métalliques ont été installées, par rapport à ces points et le long des alignements montrés sur la figure 5.10, aux distances suivantes : 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0 et 8.0 m.

La figure 5.10 montre la réalisation des essais FWD sur la planche 2 avec des mesures indépendantes d'accélération verticale à l'aide de six accéléromètres EpiSensor. On retrouve aux figures A8, A-9 et A-10 à l'annexe A une description de l'appareillage utilisé pour ces mesures. Les accéléromètres EpiSensor modèle FBA ES-U de Kinematics ont été retenus pour ces mesures, en raison de : 1) leur sensibilité élevée (ajustable manuellement entre  $\pm 0.25g$  et  $\pm 4.0g$ ), et, 2) leur bande passante comprise entre 0 (DC) et 200 Hz qui couvre largement la plage des

fréquences correspondant à l'impact du FWD (0 à 100 Hz environ). Les spécifications des capteurs sont données dans le tableau A-7 à l'annexe A.



Figure 5.10 : Essais FWD réalisés sur la planche 2 à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. avec des mesures indépendantes de l'accélération verticale à l'aide de six accéléromètres EpiSensor.

Les mesures de l'accélération verticale ont été réalisées simultanément avec les mesures de déflexions et de chargement effectuées par le FWD à l'aide du logiciel DASYLab version 5.60.02; le signal de déclenchement de l'acquisition du FWD a été utilisé pour amorcer l'acquisition des mesures d'accélérations. Ainsi, les historiques d'accélérations prédits à l'aide du modèle simplifié de la chaussée équivalente, suite à l'analyse inverse des données du FWD, pourront être comparés avec ceux mesurés indépendamment avec les six accéléromètres, et ainsi, vérifier les prédictions de l'analyse dynamique des essais FWD.

La mesure de la température a été effectuée à l'aide d'une sonde composée de trois thermistances et installée dans un trou de 100 mm de profondeur par environ 5 mm de diamètre. L'emplacement du trou de mesure de la température du revêtement est montré sur la figure 5.9 pour chaque planche. De l'huile a été utilisée dans le trou pour assurer une continuité thermique entre l'enrobé bitumineux et les thermistances. Ces dernières ont été installées à 15, 55 et

95 mm de profondeur sur la planche 1. Par contre, seulement deux thermistances ont été utilisées sur la planche 2 puisque l'épaisseur du revêtement était légèrement inférieure à 100 mm au point de mesure (96 mm). Celles-ci ont été installées à 37 et 79 mm de profondeur. La température moyenne du revêtement a été calculée en pondérant la température mesurée par chacune des thermistances par leur épaisseur tributaire relative.

## **5.8 Caractérisation in situ des propriétés mécaniques des matériaux**

Trois techniques d'essais ont été utilisées pour déterminer, directement ou indirectement par inversion, les propriétés mécaniques in situ des matériaux des planches d'essais sur le site expérimental. La première technique est celle des essais cross-hole (Stokoe et Woods 1972) qui consiste à générer une onde de cisaillement dans un trou de forage et à mesurer, à la même profondeur, les temps d'arrivée de cette onde dans deux autres trous de forage adjacents et alignés. La vitesse moyenne de l'onde de cisaillement horizontale du sol est calculée en divisant la distance entre ces deux trous par le temps que met l'onde à parcourir cette distance. Ensuite, le module de cisaillement à petites déformations ( $G_{max}$ ) peut être déterminé. L'essai de plaque et l'essai FWD sont les deux autres techniques utilisées pour obtenir, indirectement par l'analyse inverse, les modules élastiques équivalents des couches de matériaux (sol, fondation et revêtement). Cette section décrit les techniques et les procédures d'essais (cross-hole, essai de plaque, FWD) utilisées dans cette recherche.

### **5.8.1 Essais cross-hole**

Les ondes des essais cross-hole ont été produites par le marteau de marque BISON Instruments modèle 1465. Ce marteau se compose d'une enclume à

blocage hydraulique et d'un marteau coulissant. Une pompe hydraulique est nécessaire pour actionner l'une des deux mâchoires de l'enclume, et ainsi la maintenir en place à la profondeur voulue dans un tubage. Les ondes sont émises lorsque le marteau coulissant percute verticalement l'enclume, favorisant la génération d'ondes de cisaillement polarisées verticalement.

Une nouvelle sonde servant à maintenir en place les géophones dans les tubages a été développée pour ce projet afin de : faciliter la mise en place de la sonde à la profondeur voulue dans le tube, améliorer la robustesse de la sonde, et minimiser la hauteur de la surface de contact de la sonde avec le tube, afin d'effectuer des essais dans les couches minces de fondation de chaussées (la hauteur de contact de la nouvelle sonde est de 66 mm). Cette sonde est montrée sur la figure A-13 à l'annexe A.

Le schéma du montage expérimental des essais cross-hole est montré sur la figure 5.11. Les trous de forage sont munis d'un tubage en ABS de 75 mm de diamètre. Un coulis composé d'un mélange de bentonite, de ciment et d'eau est coulé entre le tubage et la paroi du trou pour assurer la transmission des ondes. Le marteau est installé dans le tube de droite sur la figure 5.11, alors que les sondes sont placées dans les deux autres tubes à l'aide d'une perche, à la même profondeur que la source d'ondes. Une pompe hydraulique sert à maintenir l'enclume en place dans le tube. Les sondes sont maintenues en place grâce au système d'air comprimé. Ce système comporte un réservoir d'air comprimé (environ à 80 psi) et un système de valves permettant d'actionner le cylindre à air comprimé. Ce cylindre active les mâchoires de la sonde pour qu'elles viennent s'appuyer fermement sur le tube. Lors de l'impact produit par le marteau, le déclencheur sur le marteau coulissant, relié au système d'acquisition, permet de démarrer l'enregistrement des signaux captés par les géophones. Une génératrice alimente l'ordinateur portable du système d'acquisition.

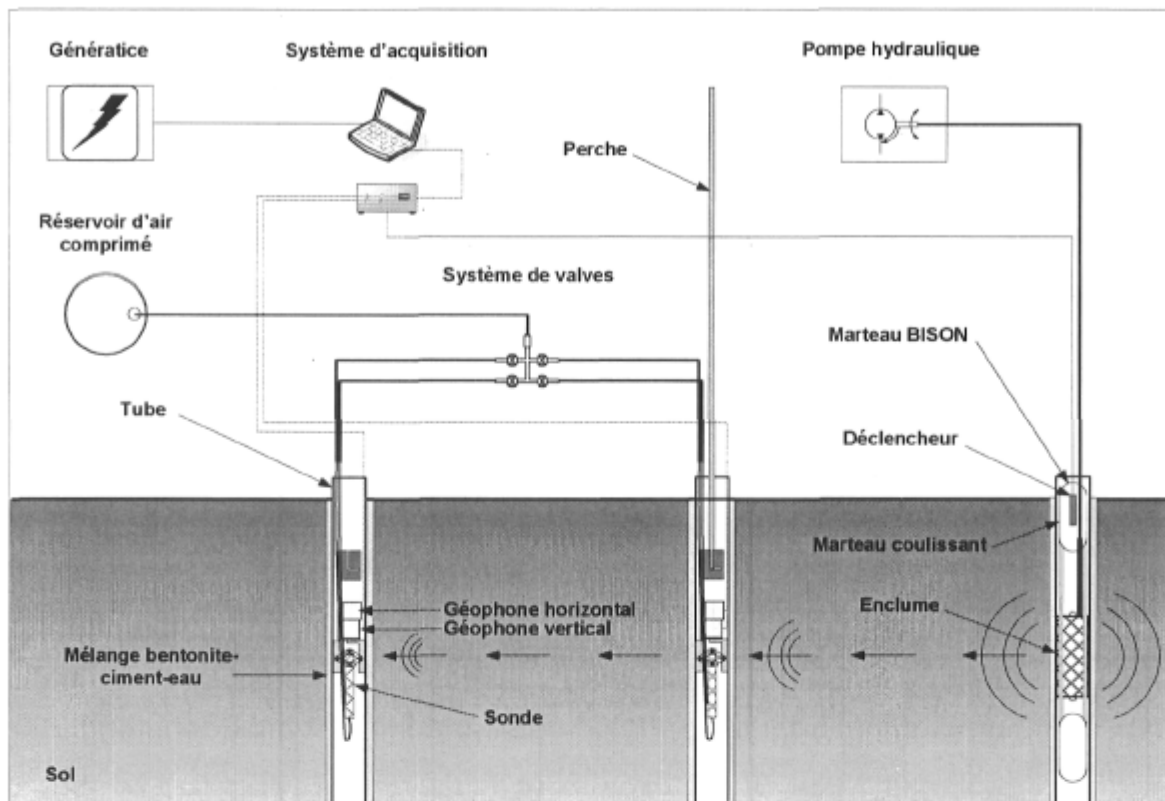


Figure 5.11 : Schéma du montage pour la réalisation des essais cross-hole.

La figure 5.12 présente une vue d'ensemble des appareils utilisés pour réaliser les essais cross-hole; la figure A-14 à l'annexe A montre les détails relatifs de l'appareillage aux deux sondes et au système d'acquisition. Pour ces essais, un programme d'acquisition des signaux a été développé à l'aide du logiciel DASyLab version 5.60.02.

Les tubages ont été installés à 4.5 m de distance dans le dépôt de sable près de la planche 2 et à 2.0 m de distance dans la chaussée sur la planche 1. La distance entre les tubages a été réduite pour les essais effectués dans la chaussée sur la planche 1 afin de s'assurer de mesurer les temps d'arrivée de l'onde directe dans la couche désirée. Notons que la distance entre les tubages a été mesurée en surface; l'inclinaison des tubages n'a pas été vérifiée.



Les essais cross-hole ont été réalisés dans le dépôt de sable à tous les 0.5 m entre 1.0 et 6.5 m de profondeur. Ceux effectués dans la chaussée sur la planche 1, l'ont été dans la fondation à 0.3 et 0.5 m de profondeur depuis la surface du revêtement et ensuite dans le sable à tous les 0.5 m entre 1.0 et 3.0 m de profondeur. À chaque niveau, cinq essais correspondant chacun à un lancer du marteau coulissant ont été enregistrés. La valeur moyenne des cinq vitesses des ondes de cisaillement a été retenue comme résultat représentatif. La figure A-15 à l'annexe A montre les signaux typiques mesurés lors de ces essais.



Figure 5.12 : Vue d'ensemble des appareils des essais cross-hole (la pompe hydraulique est à l'arrière dans la camionnette).

Le profil de vitesse des ondes de cisaillement des essais cross-hole a été montré précédemment sur la figure 5.6. La figure 5.13 présente, en plus de la stratigraphie de la planche 1 définie sur la figure 5.7, les profils combinés de la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) et du module  $G_{\max}$  obtenu par :

$$G_{\max} = V_s^2 \rho \quad [5.2]$$

où  $\rho$  est la masse volumique totale (mesurée au nucléodensimètre jusqu'à 3.15 m de profondeur). Les résultats obtenus dans le dépôt de sable près de la planche 2 et ceux dans la chaussée sur la planche 1 sont superposés sur la figure 5.13.

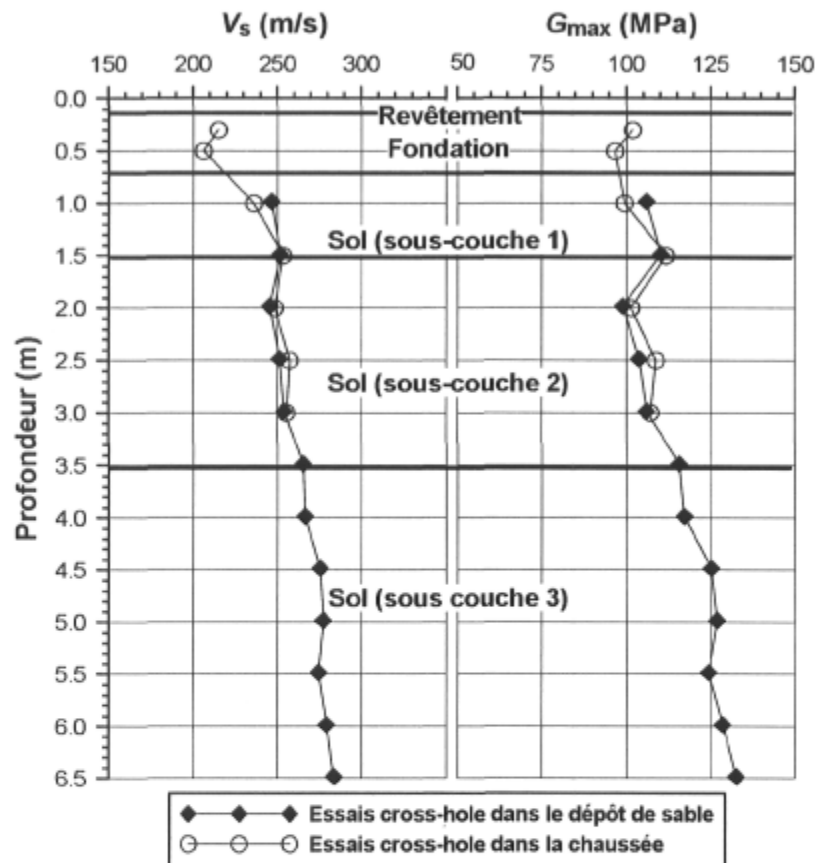


Figure 5.13 : Résultats des essais cross-hole sur le site expérimental.

La vitesse moyenne des ondes de cisaillement est d'environ 210 m/s ( $G_{max} = 100$  MPa) dans la fondation de la planche 1. À un mètre de profondeur, la vitesse des ondes de cisaillement dans le sable d'infrastructure (les premiers 300 mm environ de la sous-couche 1 de sol) de la planche 1 est légèrement plus faible que celle mesurée à la même profondeur dans le dépôt de sable naturel, possiblement en raison des opérations de construction. Par contre, les vitesses des ondes de cisaillement mesurées entre 1.5 et 3.0 m de profondeur dans le dépôt de sable et dans la chaussée sont pratiquement identiques, confirmant l'homogénéité du site.

Ces vitesses augmentent linéairement passant de 250 à 280 m/s entre ces deux profondeurs;  $G_{\max}$  augmente d'environ 100 à 135 MPa entre ces profondeurs.

### 5.8.2 Essais de plaque

Les essais de plaque sont utilisés habituellement pour déterminer le module de réaction du sol d'infrastructure à l'aide d'une plaque rigide en vue de la conception des chaussées rigides et des pistes d'aéroport en béton de ciment (Yoder et Witczak 1975). Toutefois dans cette recherche, les essais de plaque ont été effectués selon une approche différente, d'une part en mesurant tout le bassin de déflexion et non seulement le déplacement vertical de la plaque, et d'autre part en utilisant une plaque circulaire flexible, celle de 300 mm de diamètre du FWD, au lieu d'une plaque rigide. Ces essais de plaque, réalisés à la surface du revêtement, permettent une évaluation du comportement structural de toute la chaussée, et non seulement celui du sol naturel.

La figure 5.14 présente un schéma du montage utilisé pour la réalisation des essais de plaque sur le revêtement. On retrouve à droite sur ce schéma la plaque flexible circulaire du FWD, le vérin hydraulique permettant d'appliquer la charge sur cette plaque et la pompe hydraulique opérée manuellement servant à actionner le vérin. La charge appliquée est mesurée par une cellule de charge fixée sous le châssis d'un camion entre le vérin hydraulique. Ce montage comporte également six LVDT pour mesurer les déplacements verticaux de la surface de la chaussée. Le premier LVDT est placé au centre de plaque circulaire alors que les cinq autres sont alignés à 300, 600, 900, 1 200 et 1 500 mm du centre de la plaque. Les LVDT sont maintenus en place grâce à des supports à LVDT fixés à la partie centrale d'une poutre d'aluminium de 6.0 m de long. Ainsi, les supports aux extrémités de la poutre qui servent de points de référence, sont situés à l'extérieur de la zone de déflexion. Aussi, des pesées déposées sur ces supports aident à stabiliser la poutre. Finalement, le système d'acquisition alimenté par une génératrice permet

d'enregistrer, en continu, la charge appliquée et les déplacements verticaux. Pour ces essais, un programme d'acquisition a été développé à l'aide du logiciel DASyLab version 5.60.02.

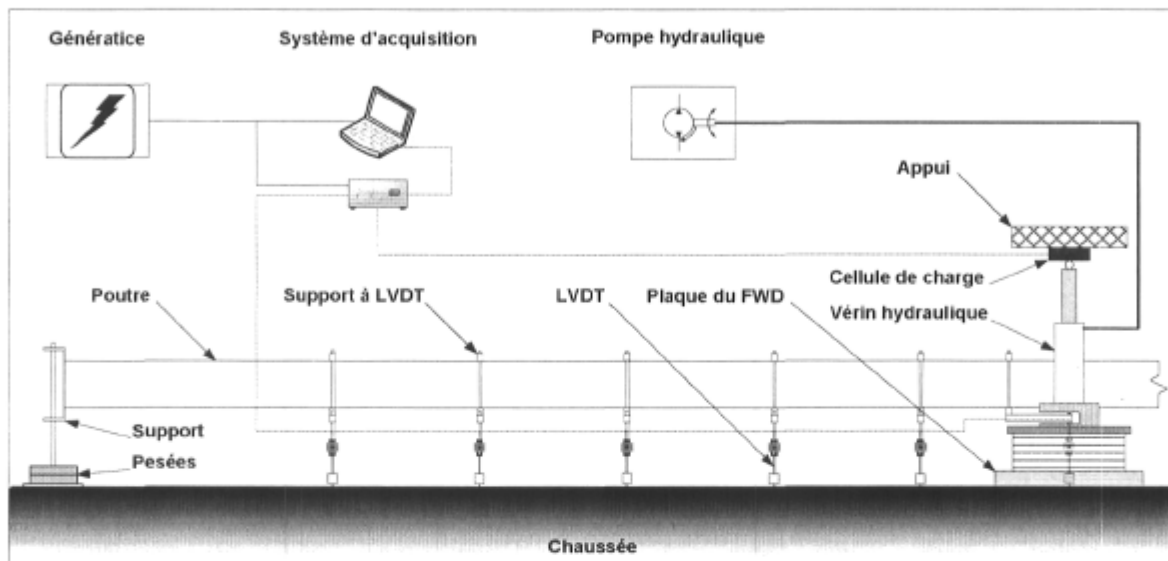


Figure 5.14 : Schéma du montage de l'essai de plaque avec la plaque du FWD.

Une vue d'ensemble du montage des essais de plaque est montrée sur la figure 5.16 : la mesure de bassin de déflexion est réalisée transversalement à l'axe du camion chargé de blocs de béton, soit dans la même direction que celle utilisée lors des essais FWD. La figure 5.15 montre la plaque flexible du FWD sous le camion et les LVDT installés le long de la poutre d'aluminium. À l'annexe A, on retrouve les détails du montage des LVDT et du système d'acquisition, ainsi que les spécifications des LVDT de haute précision et des cellules de charge (deux cellules ont été utilisées compte tenu des niveaux de charge considérés, une de 10 000 lb et l'autre de 20 000 lb).

Les essais de plaque ont été effectués selon la procédure suivante pour chaque niveau de charge :

- trois cycles de chargement – déchargement répétés ont été appliqués;
- pour chaque cycle, le chargement a été effectué en 30 s environ;

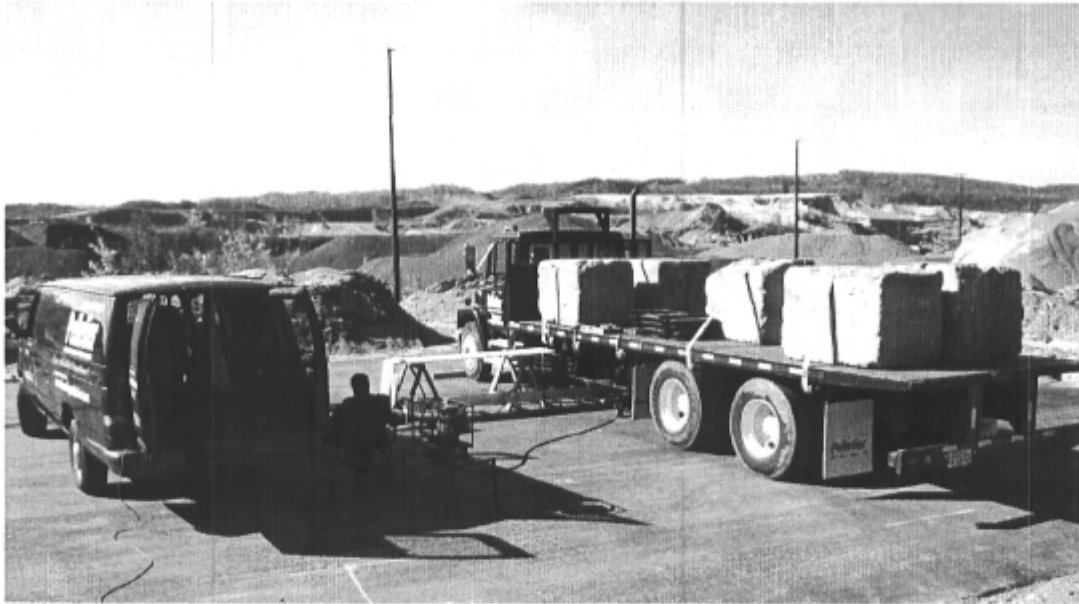


Figure 5.15 : Vue d'ensemble du montage pour la réalisation des essais de plaque.

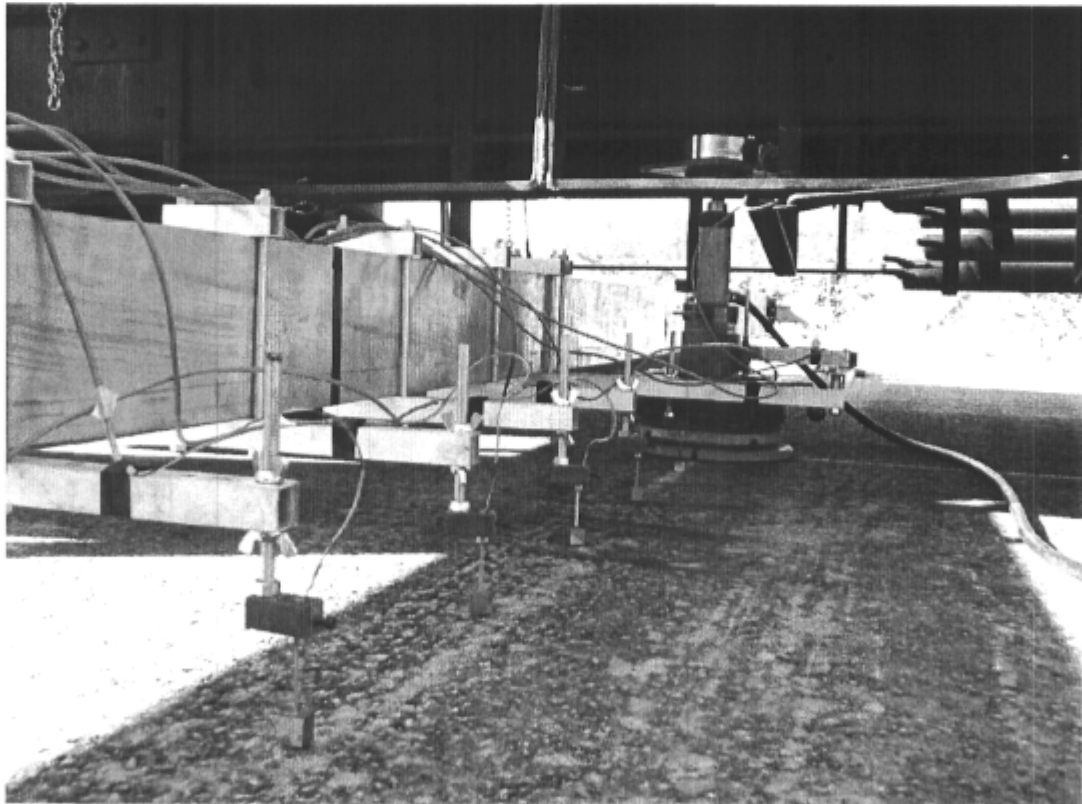


Figure 5.16 : Réalisation des essais de plaque avec la plaque du FWD et de six LVDT montés sur une longue poutre d'aluminium sous un camion chargé.

- la charge a alors été maintenue constante pendant 3 min;
- ensuite, le déchargement a été effectué en 15 s environ;
- finalement, une période de repos de 3 min a été observée à la fin de chaque cycle de chargement – déchargement.

Les essais de plaque ont débuté par le niveau de charge le plus bas jusqu'au niveau de charge le plus élevé. Le tableau 5.9 indique les niveaux de charge appliqués sur le revêtement aux différents points d'essais. La cellule de charge de 10 000 lb a été utilisée pour les niveaux de charge inférieurs à 50 kN tandis que l'autre cellule de 25 000 lb a été utilisée pour les niveaux de charge de 50 et 70 kN.

**Tableau 5.9 :** Niveaux de charge lors des essais de plaque sur la planche 1.

Point d'essais		
P1-2	P1-3	P1-10
10 kN	20 kN	10 kN
20 kN	40 kN	20 kN
	45 kN	40 kN
	50 kN	
	70 kN	

La figure 5.17 montre la relation charge – déflexion du LVDT 1 (au centre de la plaque) obtenue lors de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 45 kN. Les trois cycles de chargement sont montrés sur cette figure. Lors du chargement, la relation charge – déflexion présente sur cette figure une allure linéaire. Ensuite, lorsque la charge est maintenue constante pendant trois minutes, la déflexion augmente légèrement et devient stable à l'intérieur des 3 minutes. Cette augmentation est associée d'une part à une mobilisation progressive des matériaux et des sols sous la plaque, et d'autre part, au comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux. Durant le déchargement, la déflexion diminue progressivement jusqu'à ce que la charge appliquée soit nulle. Lors de la période de repos de trois minutes, la déflexion décroît quelque peu et se stabilise en moins de 3 minutes. Au terme de chaque cycle, une déflexion non recouvrée

s'accumule de telle sorte qu'à la fin des trois cycles de chargement, une déflexion totale non recouverte est obtenue. Cette déflexion est notée  $d^p_{totale}$  sur la figure 5.17. La déflexion élastique finale au troisième cycle de chargement, notée  $d^e_{finale}$  sur la figure 5.17, correspond à un point sur le bassin de déflexion, en l'occurrence celui du LVDT 1. Ainsi, le bassin de déflexion est obtenu pour chaque niveau de charge par la relation charge – déflexion mesuré au 3<sup>ième</sup> cycle de chargement de chacun des LVDT.

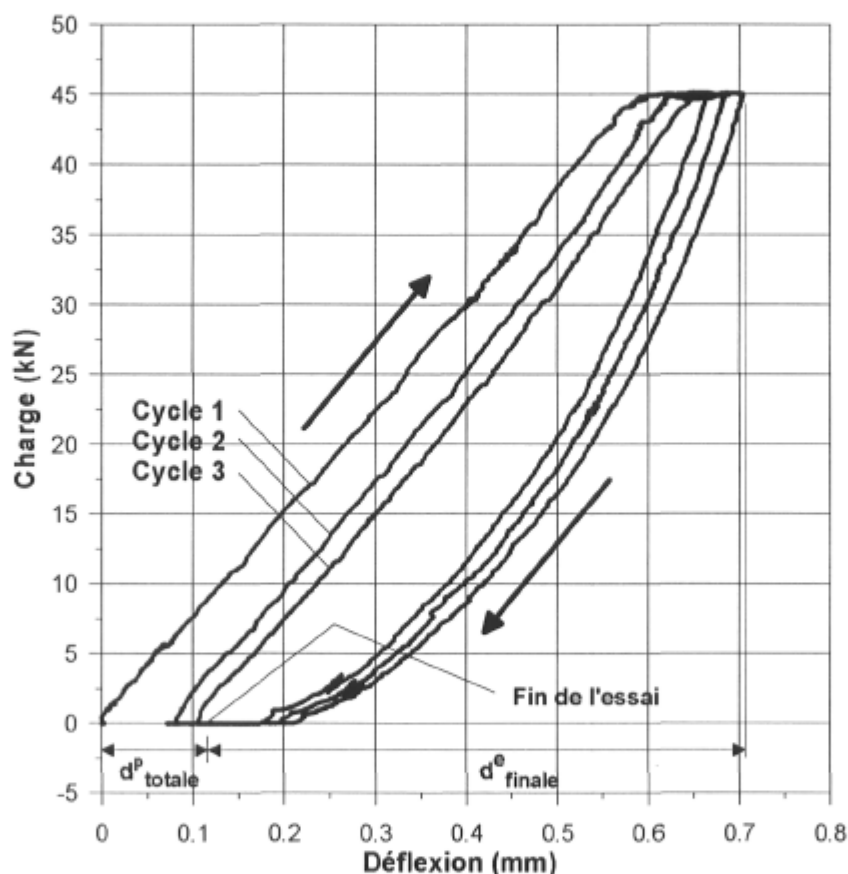


Figure 5.17 : Relation charge – déflexion typique du LVDT 1 obtenue lors des essais de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 45 kN.

À chaque cycle de chargement, l'importance de la déflexion non recouverte diminue rapidement comme le montre la figure 5.17. Par conséquent, il a été établi que trois cycles de chargement sont suffisants pour obtenir des résultats cohérents. En effet, la différence absolue de la déflexion élastique au LVDT 1 entre

le deuxième et le troisième cycle de chargement est généralement inférieure à 1 %. En d'autres termes, la déflexion au 3<sup>ième</sup> cycle de chargement est légèrement inférieure à celle mesurée au 2<sup>ième</sup> cycle, et par conséquent, il n'a pas été jugé nécessaire d'effectuer des cycles supplémentaires pour obtenir des mesures plus représentatives du comportement élastique de la chaussée.

Les relations charge – déflexion de chacun des niveaux de charge du LVDT 1 au 3<sup>ième</sup> cycle de chargement sont jointes à l'annexe A (figures A-17 à A-19) pour les trois points d'essais P1-2, P1-3 et P1-10. Le tableau 5.10 contient les bassins de déflexion normalisés mesurés sur la planche 1 aux points d'essais P1-2, P1-3 et P1-10 pour chacun des niveaux de charge considérés. La température moyenne du revêtement est également fournie pour l'interprétation des données puisque le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux dépend notamment de la température.

**Tableau 5.10** : Bassins de déflexion des essais de plaque sur la planche 1.

Point d'essai	Niveau de charge (kN)	Bassin de déflexion normalisé ( $\mu\text{m}$ )						$T_{\text{enrobé}}$ (°C)
		Position des capteurs LVDT (mm)						
		0	300	600	900	1 200	1 500	
P1-2	10	192	68	24	11	5	2	11.7
P1-2	20	348	131	50	24	12	5	12.1
P1-3	20	298	134	57	30	17	10	5.9
P1-3	40	539	245	110	58	34	19	6.3
P1-3	45	582	271	120	65	37	22	6.3
P1-3	50	651	314	138	76	46	28	6.4
P1-3	70	873	414	183	100	59	35	6.4
P1-10	10	269	78	27	12	5	2	20.3
P1-10	20	451	141	50	26	15	9	20.0
P1-10	40	697	265	104	58	36	23	19.9



### 5.8.3 Essais FWD

Le appareil utilisés sont illustrent respectivement aux figures 5.18 et 5.19 pour le FWD de l'Université Laval (FWD UL) et le FWD du ministère des Transports du Québec (FWD MTQ). Les essais à l'aide du FWD de l'Université Laval ont été effectués selon différentes configurations du système de chargement pour obtenir des charges maximales variant entre 20 et 150 kN environ et des durées du pulse de chargement compris entre 30 et 42 ms environ. Les essais avec le FWD de ministère des Transports du Québec ont seulement été réalisés sur le revêtement aux niveaux de charge standards de 27, 40, 50 et 73 kN.

Dans la plupart des essais, tant avec le FWD UL que le FWD MTQ, les géophones (1 à 9) ont été installés aux positions suivantes : 0, 200, 300, 450, 600, 750, 900, 1 200 et 1 500 mm depuis le centre de la plaque de chargement. Lors des essais avec les accéléromètres, les trois derniers géophones du FWD UL ont été installés aux positions suivantes : 1 000, 1 500 et 2 000 mm depuis le centre de la plaque de chargement.

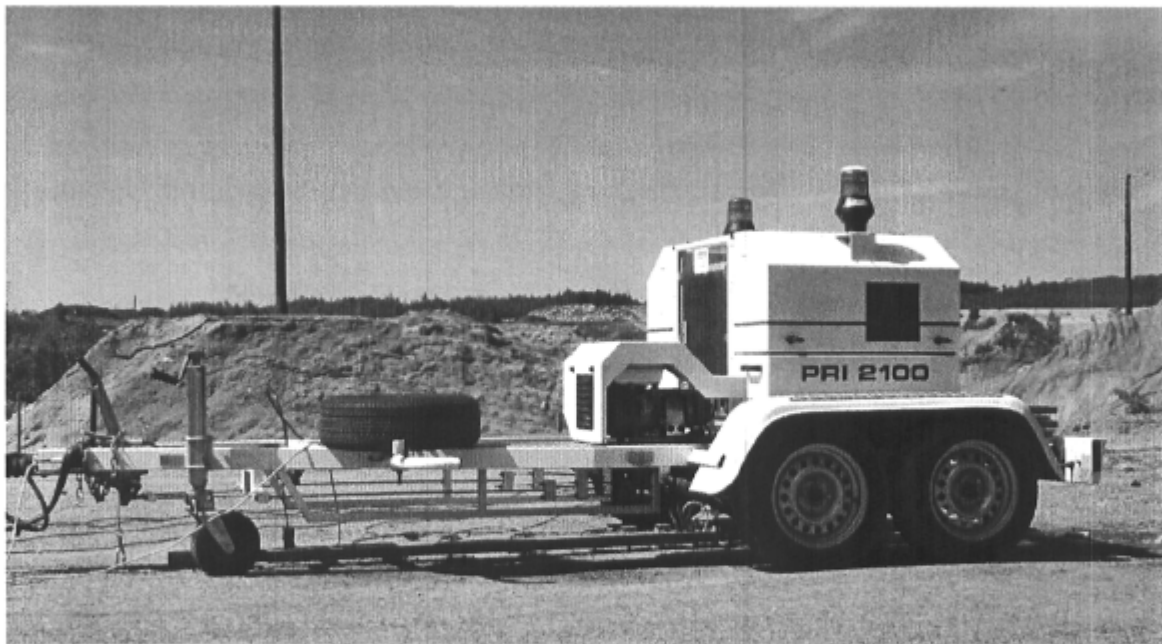


Figure 5.18 : FWD de l'Université Laval – modèle PRI 2100 de Carl Bro.



Figure 5.19 : FWD du ministère des Transports du Québec – modèle 8002E de Dynatest.

Avant de débiter les relevés, les hauteurs de chute sont établies pour obtenir les niveaux de charge désirés selon la masse utilisée, le système d'amortisseurs en place et les conditions de la chaussée. La séquence de chargement suivante a été suivie avec le FWD UL lors des essais pour les niveaux de charge standards :

- 1 lancement de la masse tombante d'une hauteur de 50 mm pour asseoir convenablement la plaque de chargement et les géophones (information non collectée),
- 4 lancements pour le niveau de charge de 27 kN,
- 4 lancements pour le niveau de charge de 40 kN,
- 4 lancements pour le niveau de charge de 50 kN,
- 4 lancements pour le niveau de charge de 73 kN.

Les historiques de déflexions du FWD de l'Université Laval ont été enregistrés pour la plupart des lancements à chacun des niveaux de charge.

Dans le cas des essais avec le FWD MTQ, la séquence de chargement suivante a été suivie :

- 2 lancements de la masse tombante pour asseoir convenablement la plaque de chargement et les géophones (information non collectée),
- 1 lancement à chacune des quatre vis de repère sur le système de chargement pour déterminer la charge correspondante et ainsi ajuster par interpolation la hauteur de chute requise à chacun des niveaux de charge considérés,
- 2 lancements pour le niveau de charge de 27 kN,
- 2 lancements pour le niveau de charge de 40 kN,
- 2 lancements pour le niveau de charge de 50 kN,
- 2 lancements pour le niveau de charge de 73 kN.

Les historiques de déflexions ont été enregistrés au dernier lancement à chacun des niveaux de charge.

La température du revêtement a été mesurée durant les essais à l'aide de la sonde de température décrite précédemment (§5.7). Les données de température sont jointes à l'annexe B dans des tableaux pour chacune des planches d'essais selon la date des relevés. La température moyenne pondérée est présentée en fonction de l'heure de saisie de l'information.

Les bassins de déflexion des essais FWD sont compilés à l'annexe C pour les essais réalisés sur planches 1 et 2 selon les catégories d'essais suivants :

- Essais FWD conjoints MTQ et UL sur la couche de fondation,
- Essais FWD conjoints MTQ et UL pour les niveaux de charge standards,
- Essais FWD UL de vérification avec les accéléromètres,
- Essais FWD UL de suivi de température au point P1-1,

- Essais FWD UL avec la configuration standard du système de chargement pour des niveaux de charge compris entre 27 à 75 kN,
- Essais FWD UL avec la configuration non standard du système de chargement pour des niveaux de charge compris entre 27 à 150 kN,
- Essais FWD UL avant et après les essais de plaques.

On retrouve à l'annexe C les tableaux correspondants à ces essais pour chaque planche. Dans ces tableaux, les informations suivantes sont fournies : le point d'essais, la date et l'heure d'essai, la charge maximale appliquée, la durée du pulse de chargement, les déflexions brutes maximales à chaque géophone, la température moyenne du revêtement ainsi que celles de l'air et de la surface, et finalement un commentaire indiquant si cet essai a été retenu pour analyse et interprétation aux chapitre 7 et 8.

#### **5.8.3.1 Mesures d'accélération verticale**

Les mesures d'accélération verticales obtenues à l'aide des accéléromètres EpiSensor sont compilées sous forme de fichiers de données contenus sur un CD-ROM, joint à la thèse. Un exemple de ces mesures est montré sur la figure 5.20 parallèlement aux historiques de chargement et de déflexions du FWD pour le niveau de charge de 40 kN au point PT 4 sur la planche 1. L'accélération verticale maximale est d'environ  $17 \text{ m/s}^2$  (positif vers le bas) à 0.5 m du centre de la plaque du FWD alors qu'elle est de  $0.7 \text{ m/s}^2$  à 8.0 m de distance. Ces historiques d'accélération verticales mesurés seront comparés au chapitre 7 avec ceux calculés pour fins de vérification de la méthode d'analyse dynamique des essais FWD.

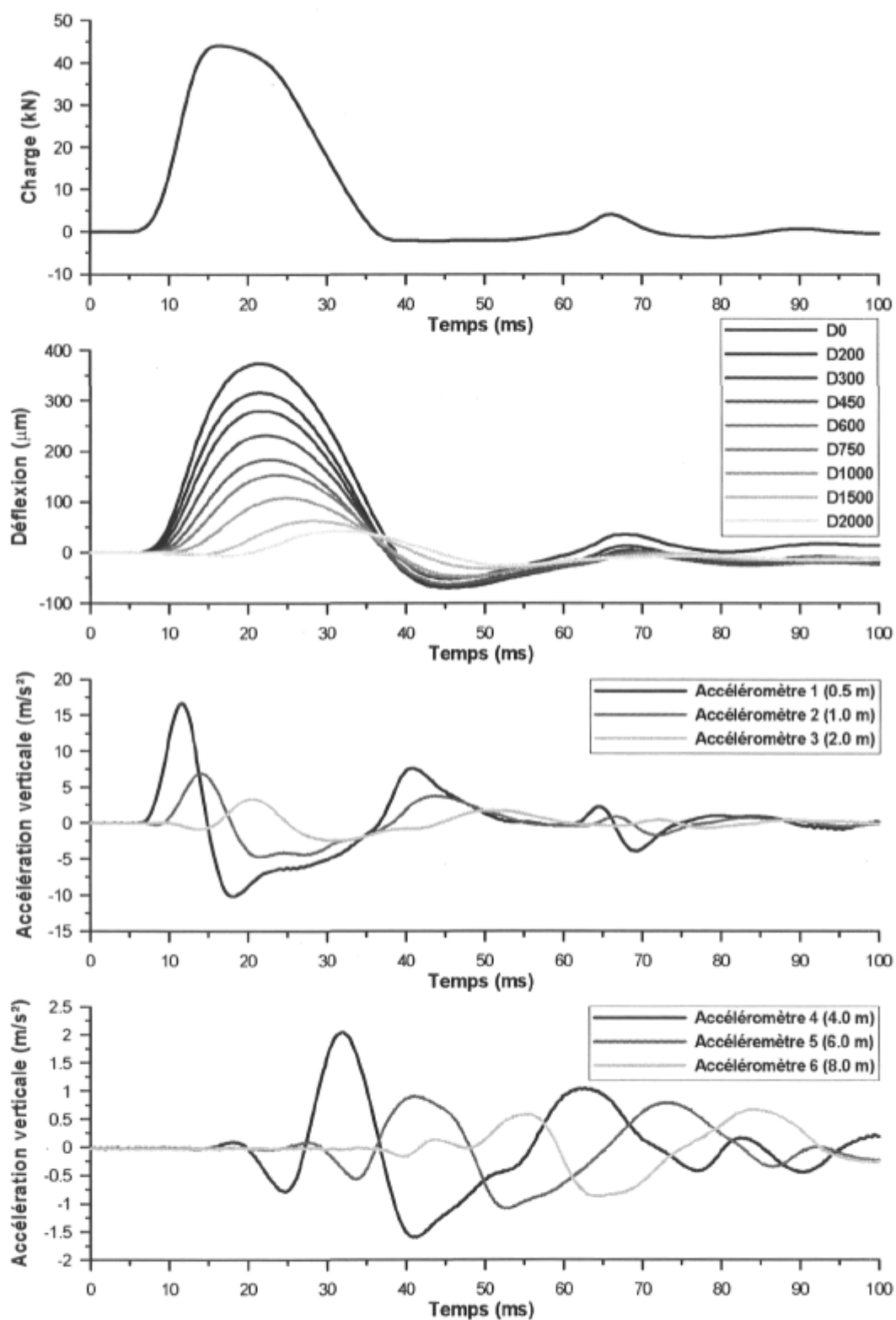


Figure 5.20 : Historiques d'accélération verticales mesurées au point PT 4 sur la planche 1 lors d'un essai FWD au niveau de charge de 40 kN.

## 5.9 Conclusion

Un nouveau site expérimental a été mis sur pied pour réaliser des essais FWD sur des chaussées flexibles de vraie grandeur construites dans ces conditions idéales et dont les sols et les matériaux ont été caractérisés in situ par des essais géotechniques complémentaires et des essais en laboratoire. Deux planches d'essais ont donc été construites : la planche 1 et la planche 2 représentant respectivement un système tri-couches et un système bicouche simple à analyser. Ce site permet ainsi de vérifier les capacités du modèle d'analyse dynamique reposant sur la méthode des éléments spectraux présenté au chapitre 3 et de vérifier la méthodologie d'inversion des données des essais FWD développée au chapitre 4.

Ce nouveau site expérimental était situé dans la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., près de la ville de Québec, sur un dépôt épais de sable ayant fait l'objet d'une vaste caractérisation géotechnique. Cette caractérisation comportait trois essais SPT, trois sondages à la tarière, des essais de sismique réfraction et des essais cross-hole jusqu'à 6.5 m de profondeur. Une description des propriétés physiques de base de matériaux des chaussées a aussi été présentée dans ce chapitre.

Un programme d'essais in situ a été réalisé pour obtenir les propriétés mécaniques des couches de matériaux. Dans le cadre de ce programme in situ, des essais cross-hole ont été effectués, à l'aide d'une nouvelle sonde développée dans cette recherche, pour obtenir le module de cisaillement dans le sol et la fondation, et ce, par la mesure directe de la vitesse des ondes de cisaillement. De plus, des essais de plaque ont été effectués sur la planche 1 à l'aide de la plaque flexible du FWD de l'Université Laval en mesurant avec six LVDT de haute précision les bassins de déflexion à différents niveaux de charge. L'ensemble de ces bassins de déflexion seront comparés à ceux prédits par la théorie des systèmes multicouches de Burmister.

Plusieurs essais FWD ont été réalisés sur ces deux planches d'essais pour déterminer les modules élastiques des couches de matériaux. Des essais conjoints ont été réalisés avec les FWD du ministère des Transports du Québec et de l'Université Laval procurant deux conditions différentes de chargement dynamique en vue de vérifier la robustesse de la méthodologie d'analyse inverse. Également, différentes configurations du système de chargement du FWD UL ont été utilisées pour obtenir d'autres conditions de chargement dynamique et ainsi élargir cette vérification. Par ailleurs, des essais FWD ont été effectués à différentes températures et configurations du système de chargement (influence sur la durée du pulse de chargement) pour vérifier la capacité du modèle théorique à prendre en compte le comportement viscoélastique de revêtement lors de l'analyse dynamique de ces essais.

Finalement, des essais FWD ont été réalisés avec une instrumentation indépendante composée de six accéléromètres EpiSensor pour mesurer simultanément l'accélération verticale à la surface du revêtement. Ces informations seront utilisées pour la vérification du modèle d'analyse dynamique des essais FWD.





## **Chapitre 6**

# **Caractérisation en laboratoire du comportement mécanique des matériaux**

### **6.1 Introduction**

Ce chapitre présente la caractérisation en laboratoire du comportement mécanique des matériaux utilisés lors de la construction des deux planches d'essais à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. Il s'inscrit en continuité avec le chapitre précédent où le programme d'essais en laboratoire a été présenté.

La résistance au cisaillement des matériaux granulaires a été déterminée dans un premier temps. Ensuite, le module réversible  $M_r$  des matériaux pulvérulents a été caractérisé à l'aide d'essais triaxiaux à chargements répétés. Finalement, le module complexe  $E^*$  de l'enrobé bitumineux a été évalué par des essais de flexion à chargements répétés.

### **6.2 Résistance au cisaillement des matériaux granulaires**

Des essais de cisaillement à la cellule triaxiale ont été réalisés sur le sable d'infrastructure et le matériau granulaire MG-20 au laboratoire de géotechnique de l'Université Laval pour déterminer l'enveloppe de rupture. Chaque essai fournit un point sur la droite de l'enveloppe de rupture. L'appareillage et la procédure d'essai sont décrits brièvement aux paragraphes suivants. On retrouvera de plus amples détails dans le mémoire de Juneau (2004) sur l'appareillage, la procédure d'essais et le mode de préparation des échantillons pour réaliser ces essais de cisaillement.

L'appareil triaxial utilisé se compose d'une cellule triaxiale standard et d'une presse de chargement de marque Wykelham & Farrance. La cellule triaxiale est conçue pour recevoir des échantillons cylindriques de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur. De plus, l'appareil triaxial comporte un capteur de pression de 1 000 kPa pour la mesure de la pression de confinement, un capteur de pression de 680 kPa pour la mesure des pressions interstitielles et une cellule de charge de 10 kN située à l'extrémité de la tige de chargement à l'intérieur de la cellule. Un LVDT externe, fixé à la tige de chargement, mesure le déplacement vertical total de l'échantillon durant l'essai.

La charge axiale est appliquée par le déplacement du plateau de la presse situé à la base de la cellule triaxiale à une vitesse égale à 0.012 mm/min. La tige de chargement est fixée à son sommet pour immobiliser l'embase supérieure. Durant l'essai, la charge axiale, la pression cellulaire, la déformation axiale et la pression interstitielle sont enregistrées simultanément par un système d'acquisition. Le cisaillement est poursuivi jusqu'à une déformation axiale d'environ 12 %. Les embases supérieure et inférieure permettent de drainer efficacement l'échantillon. Les essais de cisaillement sont réalisés à drainage ouvert (les valves supérieure et inférieure sont ouvertes). La pression de confinement à air comprimé est maintenue constante durant l'essai.

Les essais de cisaillement ont été réalisés sur des éprouvettes de sol préparées aux conditions de l'optimum Proctor modifié. Les propriétés de ces éprouvettes de sol sont regroupées aux tableaux 6.1 et 6.2, respectivement pour le sable d'infrastructure et le matériau granulaire MG-20. La confection des éprouvettes cylindriques de sol a été réalisée au laboratoire de l'Université Laval par compactage Proctor modifié, en six couches avec 25 coups de marteau Proctor; les courbes des essais Proctor sont jointes à l'annexe D. Les masses volumiques à l'optimum Proctor  $\rho_{d \text{ opt}}$  obtenues au laboratoire de l'Université Laval sont 4 % plus élevées que celles déterminées au Laboratoire des chaussées du MTQ, possiblement en raison de l'opérateur.

**Tableau 6.1 :** Propriétés des échantillons lors des essais de cisaillement pour le sable d'infrastructure (Laboratoire de l'Université Laval).

Propriétés de l'échantillon	Contrainte de confinement		
	25 kPa	50 kPa	100 kPa
Hauteur	180 mm	180 mm	180 mm
Diamètre	99.7 mm	99.7 mm	99.7 mm
Masse volumique du sol sec, $\rho_d$	1 770 kg/m <sup>3</sup>	1 760 kg/m <sup>3</sup>	1 770 kg/m <sup>3</sup>
Teneur en eau finale, $w_f$	8.99 %	8.80 %	8.81 %
Degré de saturation, $S_r$ ( $G_s = 2.70$ )	46 %	44 %	45 %
Indice des vides final; $e_f$	0.525	0.534	0.525

**Tableau 6.2 :** Propriétés des échantillons lors des essais de cisaillement pour le matériau granulaire MG-20 (Laboratoire de l'Université Laval).

Propriétés de l'échantillon	Contrainte de confinement			
	25 kPa	50 kPa	75 kPa	100 kPa
Hauteur	180 mm	180 mm	180 mm	181 mm
Diamètre	99.7 mm	99.7 mm	99.7 mm	99.7 mm
Masse volumique du sol sec, $\rho_d$	2 300 kg/m <sup>3</sup>	2 320 kg/m <sup>3</sup>	2 320 kg/m <sup>3</sup>	2 330 kg/m <sup>3</sup>
Teneur en eau finale, $w_f$	4.28 %	4.31 %	4.32 %	4.48 %
Degré de saturation, $S_r$ ( $G_s = 2.65$ )	75 %	80 %	80 %	86 %
Indice des vides final; $e_f$	0.152	0.142	0.142	0.137

Trois essais de cisaillement ont été réalisés sur trois échantillons du sable d'infrastructure aux pressions de confinement suivantes : 25, 50 et 100 kPa. Quant au matériau granulaire MG-20, quatre essais ont été effectués sur autant d'échantillons aux pressions de confinement suivantes : 25, 50, 75 et 100 kPa. Les courbes contraintes – déformations de ces essais sont montrées aux figures D-1 et D-2 à l'annexe D pour le sable d'infrastructure et le matériau granulaire MG-20, respectivement. Ces figures montrent également les résultats de ces essais dans les représentations de Cambridge et de Lambe. On retrouve sur ces représentations l'enveloppe de rupture correspondant au pic de résistance au cisaillement. Les paramètres de résistance de pic sont présentés dans le tableau 6.3 pour chaque matériau selon le diagramme de Mohr et la représentation de Cambridge. De plus, les paramètres définissant l'enveloppe de résistance à grandes déformations (ligne d'état critique – LEC) sont incluts dans ce tableau.

**Tableau 6.3 :** Paramètres de résistance au cisaillement des matériaux granulaires (Laboratoire de l'Université Laval).

Paramètre	Sable d'infrastructure	Matériau granulaire MG-20
<b>A) Résistance de pic</b>		
<b>Paramètres Mohr-Coulomb</b>		
Angle de frottement interne apparent de pic, $\phi_{pic}$	45°	59°
Cohésion apparente, $c_{app}$	16.8 kPa	62.5 kPa
<b>Représentation de Cambridge</b>		
$M_{pic}$	1.85	2.39
$q_{c\ app}$	32.6 kPa	90.5 kPa
<b>B) Résistance à grandes déformations</b>		
<b>Paramètres Mohr-Coulomb</b>		
Angle de frottement interne, $\phi$	43°	49°
<b>Représentation de Cambridge</b>		
$M$	1.64	2.03

Les courbes contraintes – déformations des essais de cisaillement (figure D-1 et D-2, annexe D) sont typiques pour des matériaux denses. Ainsi, l'angle de frottement interne apparent (résistance de pic) est plus élevé que l'angle de frottement interne pour les deux matériaux. Par conséquent, le sable d'infrastructure et le matériau granulaire MG-20 ont un comportement dilatant; les effets de dilatance sont plus importants pour ce dernier matériau. De plus, la cohésion apparente ( $c_{app}$ ) observée sur les diagrammes de Cambridge est essentiellement associée aux effets de dilatance dans de tels matériaux denses (Rowe 1962), mais puisque les matériaux sont non saturés, la succion influence aussi, dans une moindre mesure, cette cohésion.

### 6.3 Caractérisation du comportement élastique non linéaire des matériaux granulaires sous chargements répétés

Le niveau de contraintes et l'historique de chargement sont les principaux facteurs qui contrôlent le comportement élastique d'un matériau granulaire compacté par une technique spécifique à une densité et une teneur en eau données (Lekarp et

al. 2000). Il est bien connu que le comportement contrainte – déformation des matériaux granulaires et des sols est non linéaire et dépend fortement du niveau de contrainte. Des essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisés sur les matériaux granulaires pour caractériser leur comportement élastique non linéaire à l'aide de leur module réversible  $M_r$ .

### 6.3.1 Essais triaxiaux à chargements répétés

Les essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisés par le MTQ à son laboratoire du Service des matériaux d'infrastructure selon la même procédure que la méthode d'essai LC 22-400 (méthode d'essai du Laboratoire des chaussées du MTQ qui était en rédaction au moment des essais en mars 2004), qui s'inspire de la norme AASHTO TP46-94 *Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. Cette méthode d'essai permet également de déterminer le coefficient de Poisson réversible du matériau.

L'appareil triaxial utilisé se compose d'une cellule triaxiale conçue pour recevoir des échantillons de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur, d'un capteur de pression pour la mesure de la pression de confinement, d'un capteur de pression pour la mesure des pressions interstitielles et d'une cellule de charge de 5000 lb (de marque Interface, modèle 1010AF – 5K, voltage de 0-10 V, sensibilité 2.0 mV/V) située à l'extrémité de la tige de chargement à l'intérieur de la cellule et d'un dispositif de mesure des déformations axiale et radiale. Ce dispositif comporte trois LVDT. La déformation axiale est mesurée par deux LVDT verticaux de haute précision (de marque Schaevitz, modèle LBB-375-PA-020, voltage d'alimentation  $\pm 10$  V, course de  $\pm 0.5$  mm). Ces LVDT sont installés de part et d'autre de l'échantillon à mi-hauteur alors que la mesure s'effectue sur le 100 mm central. Le changement de diamètre est mesurée par le troisième LVDT (identique au deux précédents) qui est installé horizontalement entre les extrémités d'une chaîne spéciale encerclant l'échantillon à mi-hauteur. La déformation radiale est calculée

directement à l'aide de la déformation diamétrale selon la procédure de la norme AASHTO TP46. Le montage utilisé pour ces essais est montré sur la figure 6.1.

La presse SBEL (Structural Behavior Engineering Laboratories Inc., Phoenix) permet d'appliquer la charge sinusoïde de compression au sommet de l'échantillon. Le temps de chargement est de 1 s suivi d'un temps de repos de 1 s, procurant ainsi une réponse uniforme du système hydraulique de la presse de chargement. Un système de contrôle et d'acquisition GCTS (Geotechnical Consulting Testing System) sert à piloter l'essai et à enregistrer simultanément les données (charge cyclique, pression cellulaire, déplacements des LVDT).

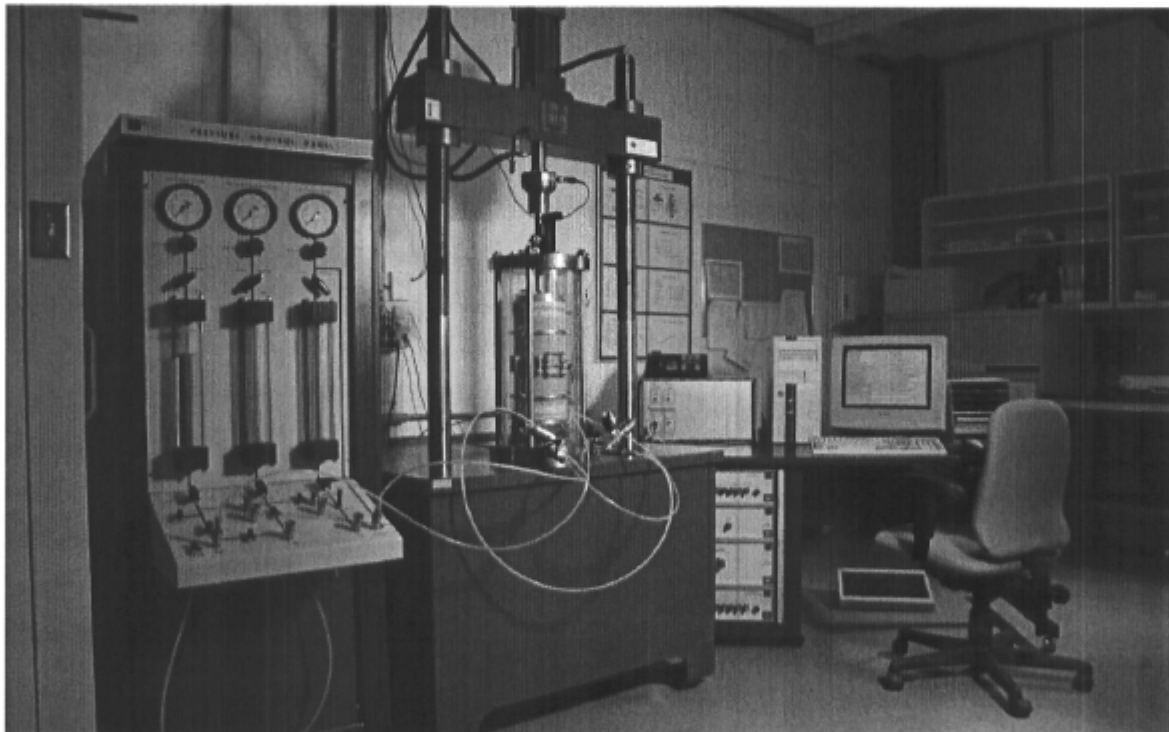


Figure 6.1: Appareillage des essais triaxiaux à chargements répétés du laboratoire du Service des matériaux d'infrastructure du MTQ (DLC, 2005)

Les embases supérieure et inférieure permettent de drainer efficacement l'échantillon. Les essais triaxiaux à chargements cycliques sont effectués à drainage ouvert et correspondent donc à des essais à contrainte latérale constante. La pression de confinement autour de l'échantillon est obtenue par de

l'air comprimé, dont l'admission se fait par le plateau inférieur. Cette pression est maintenue constante durant l'essai. Lors des cycles de chargement, une contrainte déviatorique minimale ( $\sigma_{do}$ ) doit être respectée afin de maintenir en tout temps la tige de chargement en contact avec l'échantillon. Cette contrainte correspond à environ 10 % de la contrainte déviatorique maximum appliquée à chacun des chemins de contraintes.

Les échantillons ont été densifiés avec un marteau vibrant en sept couches à raison de 30 s de vibration par couche, selon la méthode d'essai LC 22-400. La teneur en eau utilisée lors de la préparation des échantillons correspond environ à celle mesurée en place lors de la construction des planches d'essais. Ainsi, l'échantillon de sable d'infrastructure a été préparé à une teneur en eau initiale ( $w_i$ ) de 4.9 % alors que celle mesurée in situ était en moyenne de 4.7 %. De même, l'échantillon de matériau granulaire MG-20 a été préparé à une teneur en eau de 2.5 %, alors que celle mesurée dans ce matériau lors de la pose de la première couche (300 mm d'épaisseur en moyenne) de la fondation était de 2.1 % et celle mesurée dans la deuxième couche (280 mm d'épaisseur en moyenne) de la fondation était de 2.7 %. Le tableau 6.4 présente les propriétés des deux échantillons lors des essais triaxiaux à chargements répétés.

**Tableau 6.4 :** Propriétés des échantillons lors des essais triaxiaux à chargements répétés (Laboratoire du MTQ).

Propriétés de l'échantillon	Sable d'infrastructure	Matériau granulaire MG-20
Hauteur	298 mm	289.3 mm
Diamètre	150.6 mm	149.9 mm
Masse volumique du sol sec, $\rho_d$	1 657 kg/m <sup>3</sup>	2 180 kg/m <sup>3</sup>
Compacité relative, $C_R$ ( $\rho_d/\rho_{d\text{ opt}}$ )	98 %	99 %
Absorption	N.D.	0.6 %
Teneur en eau initiale, $w_i$	4.9 %	2.5 %
Masse spécifique des grains, $G_s$	2.7	2.65
Degré de saturation, $S_r$	11.6 %	30.7 %
Indice des vides initial; $e_i$	0.629	0.216

Avant sa caractérisation, l'échantillon est conditionné par 10 000 cycles à une pression de confinement ( $\sigma_3$ ) de 105 kPa et à une contrainte déviatorique ( $q$ ) de 105 kPa (chemin de contraintes n° 0 dans le tableau 6.5). Ensuite, les 15 chemins de contraintes prescrits par la méthode d'essai LC 22-400 lui sont appliqués successivement; ces chemins sont numérotés de 1 à 15 dans le tableau 6.5. Finalement, l'échantillon a été soumis à trois chemins de contraintes supplémentaires à une pression de confinement de 10 kPa, numérotés S1, S2 et S3 dans le tableau 6.5. Il a été décidé d'ajouter ces derniers chemins de contraintes pour quantifier le module réversible  $M_r$  à faibles contraintes de confinement et à des rapports élevés d'obliquité.

**Tableau 6.5 :** Chemins de contraintes des essais triaxiaux à chargements répétés.

Chemin de contraintes	Pression de confinement ( $\sigma_3$ )	Contrainte déviatorique		Nombre de cycles
		$q_{\min}$	$q_{\max}$	
	(kPa)	(kPa)	(kPa)	
0	105	10	105	10 000
1	20	2	20	60
2	20	4	40	60
3	20	6	60	60
4	35	3	35	60
5	35	7	70	60
6	35	10	105	60
7	70	7	70	60
8	70	14	140	60
9	70	21	210	60
10	105	7	70	60
11	105	10	105	60
12	105	21	210	60
13	140	10	105	60
14	140	14	140	60
15	140	28	280	60
S1	10	2	28	60
S2	10	7	81	60
S3	10	9 <sup>1</sup> ou 14 <sup>2</sup>	110 <sup>1</sup> ou 190 <sup>2</sup>	60

Note : 1- sable d'infrastructure, 2- matériau granulaire MG-20.



La figure 6.2 montre les chemins de contraintes totales appliqués sur chacun des échantillons ainsi que l'enveloppe de rupture de pic de ces matériaux dans la représentation de Cambridge. Notons que les enveloppes de rupture de pic ont été déterminées au laboratoire de l'Université Laval pour les mêmes matériaux, mais pour des échantillons préparés différemment; compactage Proctor modifié au lieu d'un compactage avec marteau vibrant et à des teneurs en eau environ 50 % plus élevées comparativement aux conditions de préparation du Laboratoire du MTQ. Par conséquent, la position de l'enveloppe de rupture de pic du matériau testé lors des essais cycliques serait légèrement plus élevée que celle montrée sur la figure 6.2 en raison de la succion qui augmente lorsque la teneur en eau diminue. Néanmoins, la comparaison entre les contraintes déviatoriques maximales ( $q_{\max}$ ) des 15 premiers chemins de contraintes (tableau 6.5) et celles correspondantes à la rupture ( $q_F$ ) indique que le degré de mobilisation à la rupture ( $q_{\max}/q_F$ ) n'a jamais dépassé 50 % pour le sable d'infrastructure et 20 % pour le matériau granulaire MG-20. Quant aux trois chemins de contraintes supplémentaires (S1 à S3, tableau 6.5), ce rapport a atteint environ 82 % et 34 % pour le sable et le MG-20, respectivement. On s'attend donc à des effets en cisaillement plus importants sur le module réversible  $M_r$  du sable d'infrastructure pour ces trois essais.

Les courbes contrainte – déformation des essais triaxiaux à chargements répétés sont jointes à l'annexe D aux figures D-3 à D-14 pour les cinq derniers cycles de chargement de chacun des 18 chemins de contraintes. Le module réversible ( $M_r$ ) et le coefficient de Poisson réversible ( $\nu_r$ ) ont été déterminés pour chacun de ces cinq cycles de chargement, et les résultats correspondent à la moyenne de ces valeurs pour chacun des chemins de contraintes.

Les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés sont présentés pour le sable d'infrastructure et le matériau granulaire MG-20 dans les tableaux 6.6 et 6.7, respectivement. On retrouve dans ces tableaux, pour chacun des chemins de contraintes, les données (en contrainte totale) et les résultats moyens suivants : la pression de confinement ( $\sigma_3$ ), la contrainte déviatorique minimale ( $q_0$ ), la contrainte

déviatorique cyclique ( $q_{\text{cyclique}}$ ), la déformation verticale réversible ( $\varepsilon_{1r}$ ) (moyenne des déformations maximales mesurées aux deux LVDT verticaux), la déformation radiale réversible ( $\varepsilon_{3r}$ ), la variation de la déformation verticale réversible entre les deux LVDT ( $\Delta\varepsilon_{1r}$ ), la contrainte volumique ( $\theta$ ), la contrainte octaédrique ( $\sigma_{\text{oct}}$ ), la contrainte de cisaillement octaédrique ( $\tau_{\text{oct}}$ ), le module réversible ( $M_r$ ) et le coefficient de Poisson réversible ( $\nu_r$ ). Le module réversible et le coefficient de Poisson réversible ont été calculés à l'aide des équations 2.24 et 2.25, respectivement.

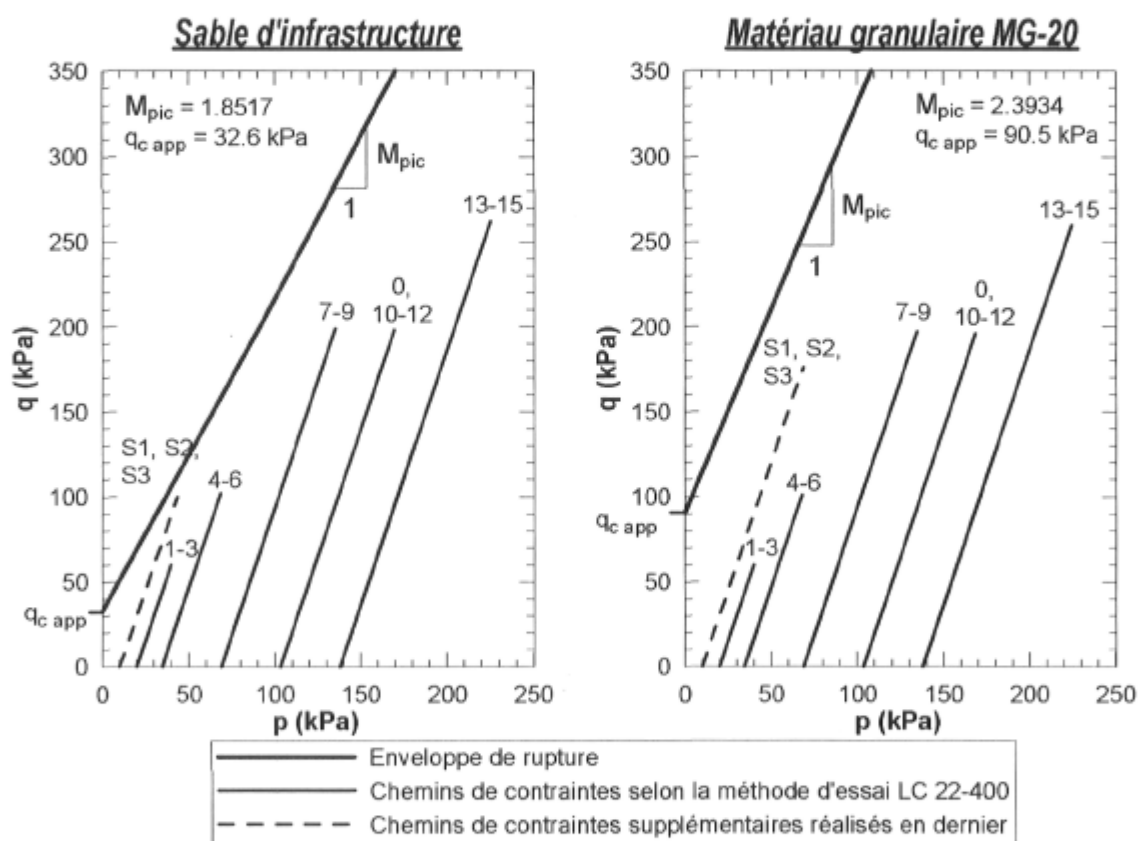


Figure 6.2 : Chemins de contraintes des essais cycliques et enveloppe de rupture des matériaux (Laboratoire du MTQ).

**Tableau 6.6 :** Modules  $M_r$  et coefficients de Poisson  $\nu_r$  du sable d'infrastructure (Laboratoire du MTQ).

$\sigma_3$ (kPa)	$q_0$ (kPa)	$q_{cyclique}$ (kPa)	$\epsilon_{1r}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{3r}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\pm\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	$\theta$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	$\tau_{oct}$ (kPa)	$M_r$ (MPa)	$\nu_r$
10	2	28	216	-36	0	58	19	13	120	0.17
10	7	75	546	-151	5	111	37	39	138	0.28
10	14	176	644	-226	9	139	46	51	155	0.35
20	1	22	119	-16	0	82	27	10	174	0.14
20	3	41	265	-46	2	103	34	21	153	0.17
20	4	60	378	-74	3	125	42	31	159	0.20
35	3	36	167	-24	6	143	48	18	211	0.14
35	6	69	325	-57	6	180	60	36	213	0.18
35	10	101	444	-90	6	217	72	53	230	0.20
70	7	67	215	-31	10	284	95	35	314	0.15
70	13	132	387	-72	6	357	119	69	345	0.19
70	20	197	551	-118	5	429	143	103	361	0.21
105	7	67	172	-23	10	389	130	35	390	0.13
105	10	99	249	-36	9	425	142	52	402	0.14
105	21	196	451	-78	6	533	178	103	439	0.17
140	10	99	211	-29	9	530	177	52	470	0.14
140	14	131	275	-40	8	565	188	69	480	0.14
140	28	260	511	-87	5	709	236	136	512	0.17

### 6.3.2 Détermination des paramètres des modèles empiriques simples du module réversible $M_r$

Différents modèles, la plupart de nature empirique, ont été développés pour représenter l'influence des contraintes sur la valeur du module réversible  $M_r$  des matériaux granulaires et des sols mesurés lors d'essais triaxiaux à chargements répétés. Trois modèles empiriques ont été retenus pour caractériser le module réversible  $M_r$  tiré des essais triaxiaux à chargements répétés, et ce, en raison de leur utilisation courante et à venir dans le domaine routier. Ces modèles sont : le modèle K- $\theta$ , le modèle Uzan et le modèle de l'AASHTO 2002.

**Tableau 6.7 :** Modules réversibles et coefficients de Poisson réversibles du matériau granulaire MG-20 (Laboratoire du MTQ).

$\sigma_3$ (kPa)	$q_0$ (kPa)	$q_{cyclique}$ (kPa)	$\epsilon_{1r}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{3r}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\pm\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	$\theta$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	$\tau_{oct}$ (kPa)	$M_r$ (MPa)	$\nu_r$
10	2	28	189	-29	8	59	20	14	146	0.15
10	7	75	400	-97	6	111	37	38	187	0.24
10	14	176	569	-212	19	220	73	90	309	0.37
20	1	22	95	-13	6	83	28	11	233	0.14
20	3	41	203	-34	3	104	35	21	203	0.17
20	4	60	281	-53	2	125	42	30	214	0.19
35	3	36	130	-19	4	143	48	18	273	0.15
35	6	69	239	-43	2	180	60	35	287	0.18
35	10	101	311	-62	2	216	72	52	325	0.20
70	7	67	158	-25	3	284	95	35	426	0.16
70	13	132	261	-48	4	356	119	69	508	0.19
70	20	197	338	-71	7	428	143	103	583	0.21
105	7	67	122	-17	6	388	129	35	547	0.14
105	10	99	169	-27	5	424	141	52	588	0.16
105	21	196	271	-52	8	532	177	102	724	0.19
140	10	99	134	-20	7	529	176	51	734	0.15
140	14	131	168	-27	7	565	188	68	782	0.16
140	28	260	291	-56	10	708	236	136	894	0.19

Les paramètres d'ajustement des modèles K- $\theta$ , Uzan et AASHTO 2002 ont été calés sur les résultats des essais triaxiaux à chargement répétés en minimisant la somme des moindres carrés entre les modules réversibles mesurés et prédits pour les 15 chemins de contraintes (numérotés 1 à 15 dans le tableau 6.5); les résultats des trois essais supplémentaires (S1 à S3) n'ont pas été utilisés pour le calage des modèles parce qu'ils ont été réalisés à des rapports d'obliquité plus élevés. Le tableau 6.8 résume la valeur des paramètres  $K_1$ ,  $K_2$ , et  $K_3$  le cas échéant de chacun des modèles pour le sable d'infrastructure et le matériau granulaire MG-20.

La qualité du calage des modèles est appréciée avec le coefficient de détermination ( $R^2$ ) qui est calculé à l'aide du coefficient de corrélation de Pearson ( $R$ ) donné par l'équation suivante :

$$R = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i y_i) - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{\sqrt{\left[ n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \right] \left[ n \sum_{i=1}^n y_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)^2 \right]}} \quad [6.3]$$

où  $n$  est le nombre d'observations,  $x_i$  les valeurs mesurées du module réversible et  $y_i$  les valeurs prédites du module réversible par le modèle.

**Tableau 6.8 :** Paramètres ajustés des modèles du module réversible  $M_r$ .

Modèle de module réversible $M_r$ ( $p_a = 100$ kPa)	Sable d'infrastructure			Matériau granulaire MG-20		
	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$K_1$	$K_2$	$K_3$
Modèle K- $\theta$ (Seed et al. 1967) $M_r = K_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{K_2}$	1587	0.6181		1907	0.7926	
	$R^2 = 0.973$			$R^2 = 0.988$		
Modèle Uzan (Uzan 1985) $M_r = K_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{K_2} \left( \frac{q}{p_a} \right)^{K_3}$	1344	0.7558	-0.1513	1802	0.8391	-0.0494
	$R^2 = 0.993$			$R^2 = 0.990$		
Modèle AASHTO 2002 (Yau et Von Quintus 2002) $M_r = K_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{K_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{K_3}$	1660	0.7192	-0.3142	1909	0.8183	-0.0725
	$R^2 = 0.987$			$R^2 = 0.989$		

Les coefficients de détermination ( $R^2$ ) obtenus sont supérieurs à 0.95 indiquant que les modèles K- $\theta$ , Uzan et AASHTO 2002 représentent très bien les données expérimentales. Cela est également confirmé par la figure 6.3 qui montre un graphique de la dispersion entre les modules réversibles mesurés et prédits pour chacun des deux matériaux. Les points de résultat chevauchent la ligne d'égalité, indiquant qu'il y a une forte corrélation entre le module réversible  $M_r$  et, selon le modèle, la contrainte volumique totale (modèle K- $\theta$ ), la contrainte volumique totale et la contrainte de cisaillement (modèle Uzan) ou la contrainte volumique totale et contrainte de cisaillement octaédrique (modèle AASHTO 2002). Toutefois, on

remarque pour les modules Uzan et AASHTO 2002 que le paramètre  $K_3$  est très faible indiquant une influence peu marquée du cisaillement sur le module  $M_r$  de ces matériaux. Par conséquent, c'est la contrainte volumique ( $\theta$ ), selon ces modèles, qui conditionne essentiellement leur module réversible. Ainsi, l'influence de la contrainte moyenne ( $p = \theta/3$ ) sur le module réversible des matériaux est illustrée sur la figure 6.4.

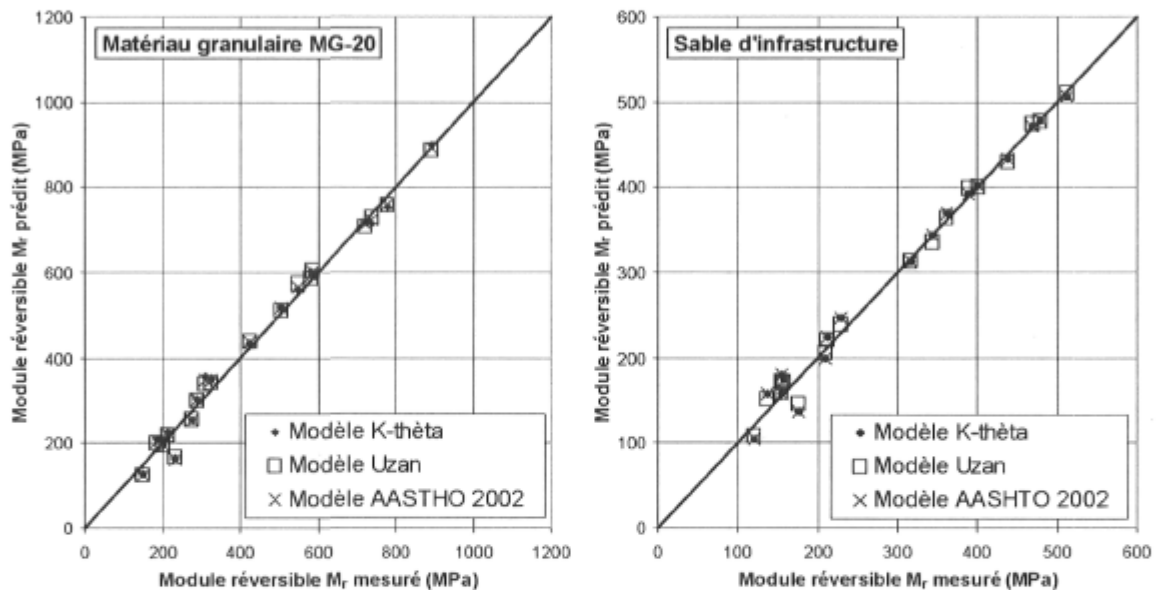


Figure 6.3 : Comparaison entre les modules réversibles  $M_r$  mesurés et prédits.

## 6.4 Caractérisation du comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux sous des chargements répétés

Le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh a été retenu dans cette recherche pour décrire le module complexe  $E^*$  de l'enrobé bitumineux. Il s'agit d'un modèle qui permet de représenter adéquatement les résultats des essais de chargements répétés réalisés en laboratoire sur ce type de matériau. De plus, la représentation du module dynamique  $|E^*|$  à l'aide de la courbe maîtresse est également utilisée pour caractériser ce matériau. C'est d'ailleurs une approche qui est proposée dans le guide de dimensionnement de l'AASHTO (NCHRP 2004) pour exprimer la valeur

du module dynamique des enrobés bitumineux à des conditions données de fréquence de chargement et de température du matériau.

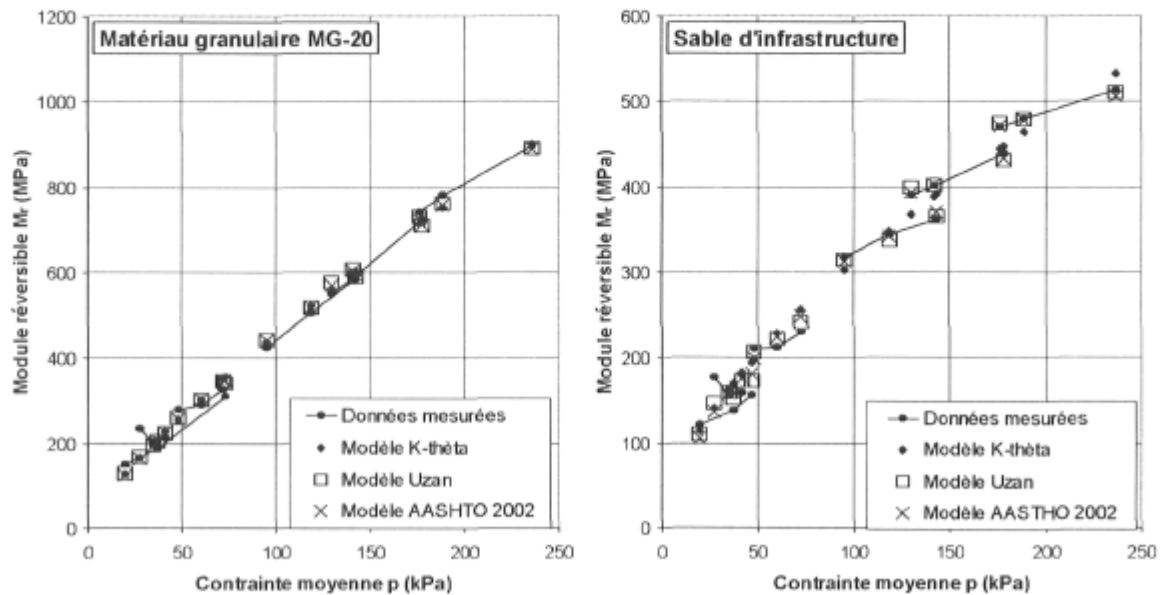


Figure 6.4 : Influence de la contrainte moyenne  $p$  sur le module réversible  $M_r$  du matériau granulaire MG-20 et du sable d'infrastructure.

L'enrobé bitumineux EB-14 (PG58-28) a été caractérisé par des essais de flexion à chargements répétés appliqués aux tiers-points d'une poutre rectangulaire à l'aide de l'appareillage du MTQ conforme à la norme AASHTO TP8 *Standard Test Method for Determining the Fatigue Life of Compacted Hot Mix Asphalt Subjected to Repeated Flexural Bending*. Ces essais ont été effectués par le MTQ à son laboratoire du Service des matériaux d'infrastructure. Il s'agit d'un essai non homogène selon la classification de Di Benedetto et de la Roche (1998). Durant l'essai, une charge cyclique sinusoïdale en compression – traction est appliquée sur deux points symétriques, partageant l'éprouvette en trois sections. Ainsi, le moment fléchissant et l'effort tranchant sont uniformes dans la section centrale de l'éprouvette.

L'appareillage des essais de flexion du MTQ permet de tester des éprouvettes prismatiques d'enrobé bitumineux de 380 mm de longueur par 50 mm de hauteur

et 63 mm de largeur. Il se compose d'une presse hydraulique CS 7800 du fabricant Lames Cox & Sons servo-contrôlée, d'un cabinet pour le contrôle de la température et d'un appareil de flexion aux tiers-points. Une unité de pilotage permet de réaliser l'essai et d'enregistrer en continu la charge appliquée, le déplacement vertical au centre de l'éprouvette et la température ambiante dans le cabinet.

L'éprouvette est d'abord insérée dans l'appareil de flexion aux tiers-points. Cet appareil possède deux mâchoires fixes pour maintenir les extrémités de l'éprouvette et deux mâchoires mobiles permettant de transmettre la charge verticale aux tiers-points de l'échantillon. Un LVDT fixé sur le côté au milieu de la poutre mesure le déplacement vertical. La charge est appliquée sur les mâchoires mobiles à l'aide d'une tige de chargement au bout de laquelle est fixée une cellule de charge de 1000 lb. Cette cellule est attachée au plateau supérieur de la presse servant à appliquer la charge. Précisons que l'échantillon se trouve dans le cabinet durant l'essai et que sa température a été préalablement amenée à la valeur désirée par un temps de conditionnement adéquat à l'intérieur du cabinet.

Deux éprouvettes prismatiques ont été découpées au laboratoire du MTQ dans la première couche du revêtement d'un échantillon d'environ 500×300×120 mm<sup>3</sup> prélevé sur la planche 1 à proximité du point d'essais P1-3, après la réalisation des essais in situ. Les dimensions des éprouvettes sont fournies au tableau 6.9.

**Tableau 6.9 :** Dimensions des éprouvettes d'enrobé bitumineux EB-14.

Éprouvette	Hauteur	Largeur	Longueur
	(mm)	(mm)	(mm)
A	51.8	64.0	380
B	51.6	63.6	380

Les essais ont été réalisés par le MTQ selon la procédure d'essai développée au Service des matériaux d'infrastructure du MTQ afin de déterminer le module complexe de l'enrobé bitumineux. Cette procédure s'apparente à celle de la norme



AASHTO TP8. Deux échantillons ont été caractérisés pour obtenir une réplique des résultats. Cette caractérisation a été effectuée par un balayage en fréquences pour six températures du matériau : 0, 5, 10, 15, 20 et 25 °C. Les fréquences considérées sont : 0.01, 0.3, 0.1, 1.0 et 10.0 Hz. À une température donnée, la fréquence de chargement est augmentée successivement à partir de la valeur la plus basse. La charge est appliquée de telle façon que l'amplitude maximale des déformations en tension de la fibre supérieure et inférieure de l'éprouvette, directement reliée au déplacement vertical mesuré au centre, soient de  $\pm 20$  ou de  $\pm 50$   $\mu\text{m/m}$ , selon la température. Le programme d'essai est résumé au tableau 6.10 dans lequel on retrouve la température, la fréquence, la déformation en tension et le nombre de cycles de chargement de chaque essai. La détermination des résultats s'effectue avec les neuf derniers cycles de chargement de chacun des essais pour lesquels la valeur moyenne est retenue.

**Tableau 6.10:** Programme des essais de flexion sur l'enrobé bitumineux EB-14.

T (°C)	f (Hz)	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{m/m}$ )	Cycles	T (°C)	f (Hz)	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{m/m}$ )	Cycles
0	0.01	$\pm 20$	9	10	0.1	$\pm 50$	9
0	0.03	$\pm 20$	9	10	0.3	$\pm 50$	9
0	0.1	$\pm 20$	9	10	1	$\pm 50$	29
0	0.3	$\pm 20$	9	10	3	$\pm 50$	99
0	1	$\pm 20$	29	10	10	$\pm 50$	89
0	3	$\pm 20$	99	15	1	$\pm 50$	29
0	10	$\pm 20$	89	15	3	$\pm 50$	99
5	1	$\pm 20$	29	15	10	$\pm 50$	89
5	3	$\pm 20$	99	20	1	$\pm 50$	29
5	10	$\pm 20$	89	20	3	$\pm 50$	99
10	1	$\pm 20$	29	20	10	$\pm 50$	89
10	3	$\pm 20$	99	25	1	$\pm 50$	29
10	10	$\pm 20$	89	25	3	$\pm 50$	99
10	0.01	$\pm 50$	9	25	10	$\pm 50$	89
10	0.03	$\pm 50$	9				

Les résultats des essais de flexion à chargements répétés aux tiers-points sont présentés dans le tableau D-1 à l'annexe D pour les éprouvettes A et B. Ces

résultats comprennent la déformation maximale en tension  $\varepsilon_t$ , la contrainte maximale en tension  $\sigma_t$ , le module dynamique  $|E^*|$  et l'angle de déphasage  $\phi$  calculés selon la norme d'essais AASHTO TP8.

#### 6.4.1 Détermination des paramètres de la courbe maîtresse

La courbe maîtresse représente l'évolution du module dynamique  $|E^*|$  du matériau viscoélastique en fonction de la fréquence de chargement pour une température de référence ( $T_{ref}$ ) donnée. Le module  $|E^*|$  augmente lorsque la fréquence de chargement augmente (il en va de même avec la température). La courbe maîtresse est obtenue à partir d'essais à chargements répétés effectués à différentes fréquences et températures. Plus particulièrement, elle est construite en utilisant le principe d'équivalence fréquence – température. Ainsi, les résultats obtenus par des essais à différentes températures sont translatés horizontalement dans le diagramme  $|E^*| - T$ , de telle sorte que ces résultats s'alignent pour former une courbe unique définissant la courbe maîtresse à la température  $T_{ref}$  sélectionnée. En somme, les couples de résultats  $|E^*| - f$  obtenus pour chaque température sont décalés par un facteur de translation et représentés à l'aide d'un modèle empirique ou rhéologique. Par exemple, un modèle empirique de type sigmoïdale permet de bien représenter les résultats expérimentaux (Doucet et Doré 2004).

Le facteur de translation ( $a_t$ ) peut être défini par la relation suivante :

$$a_t = \frac{f_{fict}}{f} \quad [6.4]$$

où  $f_{fict}$  est la fréquence fictive de chargement correspondant à l'endroit sur la courbe maîtresse à la température de référence ( $T_{ref}$ ) où le module dynamique devrait être lu, et  $f$  la fréquence de chargement pour laquelle ce module a été

déterminé à la température  $T$ . Ce facteur de translation peut être déterminé par trois façons différentes (Partl et Francken 1998). L'une de ces façons est d'utiliser une équation du type d'Arrhenius.

La loi d'Arrhenius est donnée par l'équation suivante (Bennert et al. 2004) :

$$\ln(a_t) = \frac{\Delta H}{R_g} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad [6.5]$$

où  $\Delta H$  est l'énergie apparente d'activation,  $R_g$  la constante des gaz parfaits (8.314 J/mol/°K),  $T$  la température du matériau,  $T_{ref}$  la température de référence en degré Kelvin. Lorsque l'énergie apparente d'activation  $\Delta H$  est connue pour un matériau, les essais de caractérisation mécaniques peuvent être réalisés à la température de la pièce évitant l'utilisation d'un cabinet de température.

Une autre forme de l'équation d'Arrhenius a été proposée et se trouve incluse dans le modèle sigmoïdale de courbe maîtresse de Doucet (2003) :

$$\log(E^*) = A_1 + \frac{A_2}{1 + e^{[A_3 - A_4(\log f - \log(a_t))]} \quad [6.6]$$

$$\text{avec } \log(a_t) = A_5 T + A_6$$

où,  $a_t$  est le facteur de translation,  $f$  la fréquence de chargement,  $T$  la température du matériau, les  $A_i$  sont des paramètres de régression à déterminer pour l'enrobé bitumineux EB-14 ( $A_1$  et  $A_1 + A_2$  représentent le minimum et le maximum du modèle alors que les autres paramètres en décrivent la forme). Ce modèle peut également s'écrire sous une forme plus compacte, telle que proposée par Doucet et Doré (2004).

L'ajustement des paramètres de régression du modèle de Doucet (2003) a été effectué en minimisant la somme des moindres carrés entre les modules dynamiques mesurés et ceux prédits. Les valeurs de ces paramètres sont présentées dans le tableau 6.11 pour les éprouvettes A et B; les valeurs moyennes des paramètres de régression sont fournies au bas du tableau. La qualité du calage peut être appréciée à l'aide du coefficient de détermination ( $R^2$ ) qui est calculé pour les valeurs logarithmiques des modules dynamiques mesurés et prédits. Ainsi, le coefficient de détermination est de 99.9 % pour les essais sur les deux poutres, indiquant que la courbe maîtresse représente très bien les données expérimentales.

**Tableau 6.11** : Paramètres ajustés de la courbe maîtresse pour l'enrobé bitumineux EB-14.

Éprouvette	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>
A	0.35728	3.96494	-1.28447	0.47999	0.15064	-1.61175
B	0.82330	3.49892	-1.15933	0.52457	0.14684	-1.56453
Moyenne	<b>0.59029</b>	<b>3.73193</b>	<b>-1.22190</b>	<b>0.50228</b>	<b>0.14874</b>	<b>-1.58814</b>

Les données expérimentales du module dynamique  $|E^*|$  sont montrées sur la figure 6.5 ainsi que la courbe maîtresse à 10°C pour les valeurs moyennes des paramètres du modèle de Doucet (2003). La figure montre également les données expérimentales translatées à l'aide de la translation d'Arrhenius (éq. 6.5). La courbe maîtresse a été déterminée à 10°C car elle correspond environ à la température moyenne du revêtement lors des essais FWD et des essais de plaque effectués sur les planches d'essais au site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée.

Une valeur d'énergie apparente d'activation  $\Delta H$  égale à 225 kJ/mol a été trouvée pour l'enrobé EB-14 (PG 58-28). Ce résultat est similaire à la valeur moyenne de 210 kJ/mol rapportée par Francken et Verstraeten (1998) pour les enrobés bitumineux de la planche d'essai du projet FORCE de l'OCDE (OCDE 1991), mais

s'avère supérieure à celles rapportées par Medani et *al.* (2004) pour des enrobés d'Hollande qui varient entre 118 et 178 kJ/mol. Di Benedetto et *al.* (2005) indiquent que l'énergie d'activation pour les enrobé bitumineux est typiquement située autour de 200 à 250 kJ/mol.

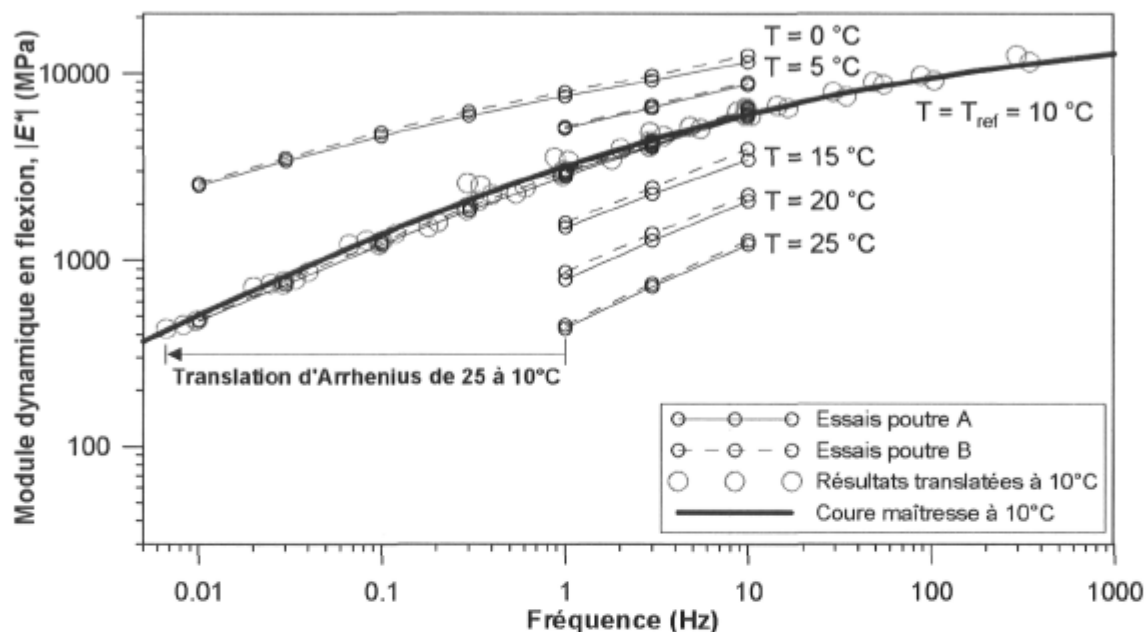


Figure 6.5 : Courbe maîtresse de l'enrobé bitumineux EB-14 à 10°C.

Par ailleurs, Medani et *al.* (2004) rapportent une erreur de  $\pm 15\%$  sur la capacité des modèles de courbe maîtresse à prédire les propriétés mécaniques des matériaux bitumineux. Notons que cette erreur est du même ordre que celle attendue lors d'essais sur des enrobé bitumineux en raison de leur nature hétérogène, de l'échantillonnage et des opérations d'essai.

Les données expérimentales des essais de flexion à chargement répétés fournissent également l'angle de déphasage ( $\phi_v$ ) qui indique le déphasage entre le moment où la charge est maximale et celui où la déformation devient maximale. À l'aide de l'angle de déphasage, le module dynamique  $E^*$  peut être déterminé à une fréquence et une température données à l'aide de l'équation d'Euler :

$$E^* = |E^*|e^{i\phi_v} = |E^*|(\cos\phi_v + i\sin\phi_v), \quad [6.7]$$

où le module complexe  $|E^*|$  est donné par la courbe maîtresse (éq. 6.6). Or, les résultats des essais de flexion montrent que l'angle de déphasage diminue avec l'accroissement de la fréquence de chargement et qu'il augmente avec l'accroissement de la température. En fait, l'angle de déphasage dépend de la partie imaginaire du module complexe et reflète l'amortissement visqueux du matériau. Puisque cet amortissement est visqueux (où l'angle de déphasage dépend de la fréquence et de la température) pour l'enrobé bitumineux contrairement à un amortissement linéaire (où l'angle de déphasage est constant), différentes valeurs d'angles de phase sont requises pour définir complètement le module complexe de ce matériau. Doucet et Doré (2004) ont proposé de modéliser le logarithme de l'angle de déphasage en fonction de  $|E^*|$  (en MPa) selon le modèle de premier degré présenté à l'équation suivante :

$$\log(\phi) = A_7|E^*| + A_8, \quad [6.8]$$

où les  $A_i$  sont des paramètres de régression. Le tableau 6.12 résume les valeurs des paramètres de régression. L'ajustement de ces paramètres est présenté sur la figure 6.6 qui montre les résultats dans la représentation de Black. Cette figure montre que l'angle de déphasage maximal est de  $46^\circ$  et que la valeur maximale du module dynamique (ou complexe car  $\phi_v = 0^\circ$ ), notée  $E_{\max}$  ( $A_1 + A_2$ , équation 6.6), est de 21 000 MPa si l'on prolonge la courbe du modèle jusqu'à l'abscisse ( $\phi_v = 0^\circ$ ).

**Tableau 6.12** : Paramètres ajustés de modèle d'angle de déphasage de Doucet et Doré (2004) pour l'enrobé bitumineux EB-14.

Éprouvette	$A_7$	$A_8$
A	$-50.6 \times 10^{-6}$	1.659
B	$-48.9 \times 10^{-6}$	1.667
Moyenne	$-49.8 \times 10^{-6}$	1.663

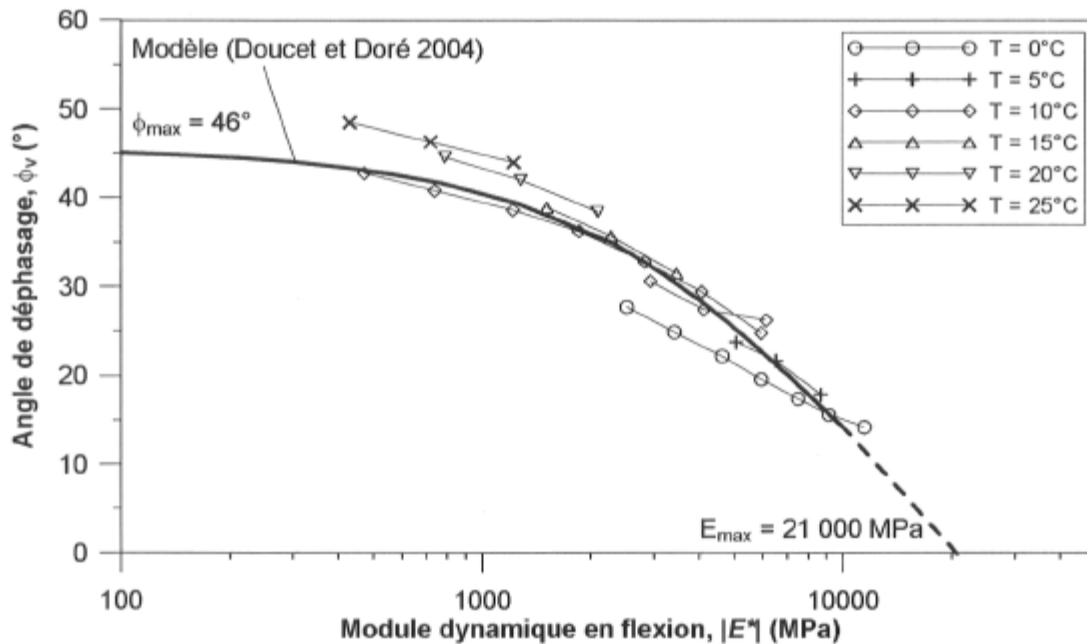


Figure 6.6 : Résultats du calage du modèle d'angle de déphasage dans la représentation Cole – Cole pour l'enrobé bitumineux EB-14 (épreuve A).

La modélisation du module dynamique (éq. 6.6) et de l'angle de déphasage (éq. 6.8) par l'ajustement de courbe fournit les outils nécessaires pour déterminer le module complexe ( $E^*$ ) de l'enrobé bitumineux à l'aide de l'équation 6.7. Cette approche demeure empirique de par sa nature. Par contre, le module complexe peut être obtenu par un modèle rhéologique adéquat pour représenter le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. Le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh constitue un tel modèle et a donc été retenu.

#### 6.4.2 Détermination des paramètres du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh

Le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh est exprimé par l'équation suivante (Baaj 2002; di Benedetto et de la Roche 1998) :

$$E^*(\omega) = E_{\min} + \frac{E_{\max} - E_{\min}}{1 + \delta_{\text{HS}}(i\omega\tau_{\text{HS}})^{-k_{\text{HS}}} + (i\omega\tau_{\text{HS}})^{-h_{\text{HS}}}} \quad [6.9]$$

$$\text{avec } k_{\text{HS}} = \frac{2\alpha_{\text{HS}}}{\pi}, \quad h_{\text{HS}} = \frac{2\beta_{\text{HS}}}{\pi} \quad \text{et } \tau_{\text{HS}} = e^{a_{\text{HS}} + b_{\text{HS}}T + c_{\text{HS}}T^2}$$

où  $\tau_{\text{HS}}$  est le temps de relaxation,  $\alpha_{\text{HS}}$ ,  $\beta_{\text{HS}}$ , des angles dans la représentation de Cole – Cole,  $\delta_{\text{HS}}$  est un paramètre d'inclinaison  $E_i/E_r$  dans la représentation de Cole – Cole,  $T$  la température,  $a_{\text{HS}}$ ,  $b_{\text{HS}}$  et  $c_{\text{HS}}$  sont des paramètres liés aux caractéristiques du matériau. La valeur maximale du module dynamique, notée  $E_{\max}$ , correspond à la valeur asymptotique du module dynamique à de hautes fréquences alors que la valeur minimale du module dynamique, notée  $E_{\min}$ , est associée à la rigidité du squelette granulaire.

Le module complexe possède une composante réelle, dite élastique, et une composante imaginaire, dite visqueuse. Pour le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh, la composante élastique  $E_r$  et la composante visqueuse  $E_i$  sont données directement par les relations suivantes (Baaj et al. 2003) :

$$E_r = E_{\min} + \frac{J_1(\omega)}{(J_1(\omega))^2 + (J_2(\omega))^2} \quad [6.10a]$$

$$E_i = \frac{J_2(\omega)}{(J_1(\omega))^2 + (J_2(\omega))^2} \quad [6.10b]$$

avec

$$J_1 = \frac{1 + \delta \cos\left(\frac{k\pi}{2}\right)(\omega\tau)^{-k} + \cos\left(\frac{h\pi}{2}\right)(\omega\tau)^{-h}}{E_{\max} - E_{\min}} \quad \text{et} \quad J_2 = \frac{\delta \sin\left(\frac{k\pi}{2}\right)(\omega\tau)^{-k} + \sin\left(\frac{h\pi}{2}\right)(\omega\tau)^{-h}}{E_{\max} - E_{\min}}.$$

L'ajustement des paramètres du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh a été effectué avec le logiciel EXCEL où  $E_{\min}$  est évaluée à l'aide du diagramme de



Black et  $E_{\max}$  est évaluée à l'aide de la courbe maîtresse dans le diagramme  $|E^*| - f$  pour une fréquence de  $1 \times 10^{20}$ . Quant aux autres paramètres du modèle, ils sont obtenus en minimisant la somme des moindres carrés entre les valeurs mesurées et prédites des composantes  $E_1$  et  $E_2$  du module dynamique. Ensuite, une évaluation visuelle du calage est obtenue en comparant les résultats mesurés et prédits dans les diagrammes de Cole – Cole, de Black et  $|E^*| - f$ , au besoin les valeurs de  $E_{\min}$  et  $E_{\max}$  sont réajustées. Finalement, la qualité du calage peut être appréciée à l'aide du coefficient de détermination ( $R^2$ ) qui est calculé pour les valeurs logarithmiques des modules dynamiques mesurés et prédits. Ainsi, le coefficient de détermination est de 99.7 % pour l'éprouvette A et de 99.8 % pour l'éprouvette B, indiquant que le modèle représente très bien les données expérimentales.

Une synthèse des résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet – Sayegh est présentée dans le tableau 6.13 pour l'enrobé bitumineux EB-14. Au bas du tableau, on retrouve la moyenne des valeurs des paramètres ajustés pour les deux éprouvettes. Les résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh sont présentés sur les figures 6.7 à 6.9, respectivement dans la représentation de Black, dans la représentation de Cole – Cole et dans la représentation  $|E^*| - f$ . Ces différentes représentations permettent d'apprécier visuellement la qualité du calage. Il s'avère que les données expérimentales couvrent environ 50 % de la courbe du modèle d'Huet-Sayegh dans les représentations de Black et de Cole – Cole puisque les essais ont été réalisés sur une plage limitée de température entre 0 et 25°C.

**Tableau 6.13** : Paramètres ajustés du modèle viscoélastique d'Huet – Sayegh pour l'enrobé bitumineux EB-14.

Éprouvette	$E_{\min}$	$E_{\max}$	$h_{HS}$	$k_{HS}$	$\delta_{HS}$	$a_{HS}$	$b_{HS}$	$c_{HS}$
A	30.0	21000	0.72589	0.29585	4.43975	1.47926	-0.41068	0.00301
B	30.0	21000	0.74625	0.31267	4.40061	1.54936	-0.40186	0.00294
<b>Moyenne</b>	<b>30.0</b>	<b>21000</b>	<b>0.73607</b>	<b>0.30426</b>	<b>4.42018</b>	<b>1.51431</b>	<b>-0.40627</b>	<b>0.00298</b>

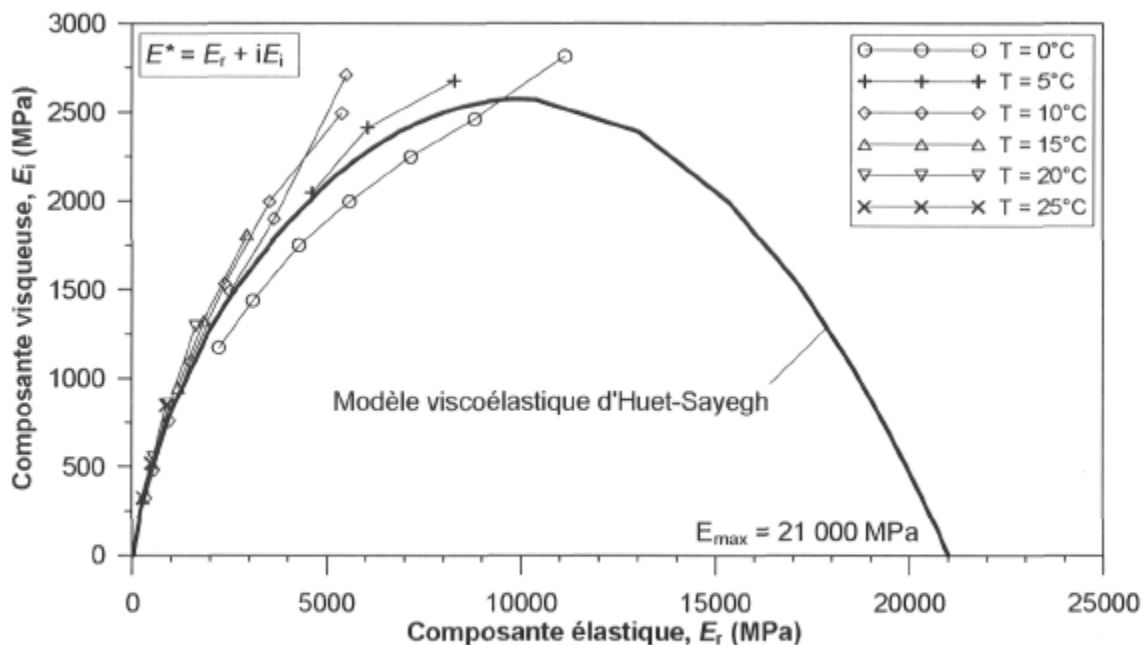


Figure 6.7 : Résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh dans la représentation de Black pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).

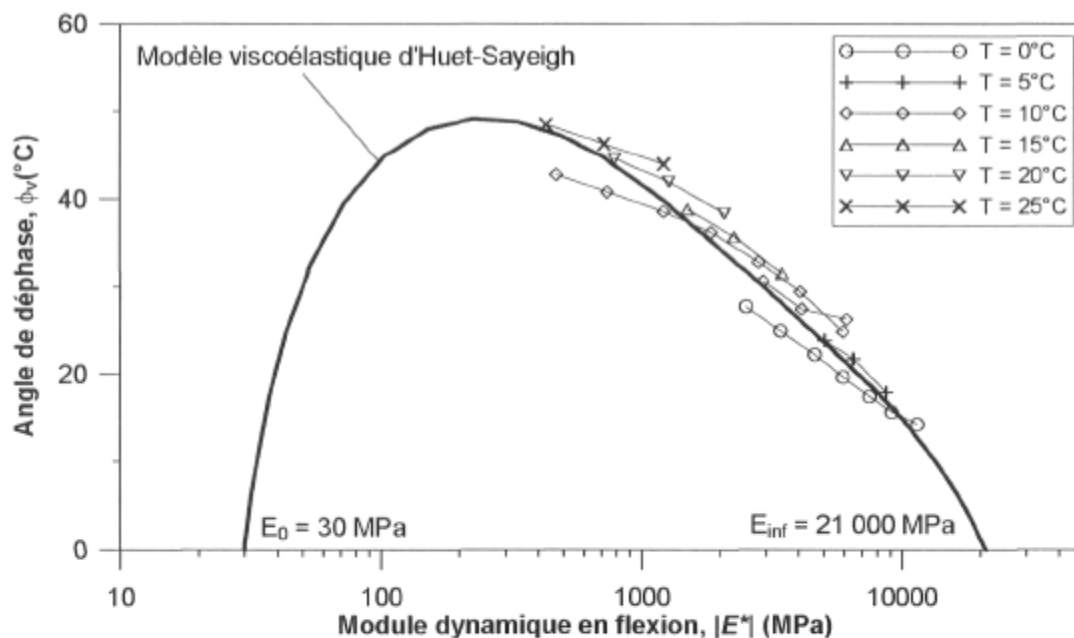


Figure 6.8 : Résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh dans la représentation Cole – Cole pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).

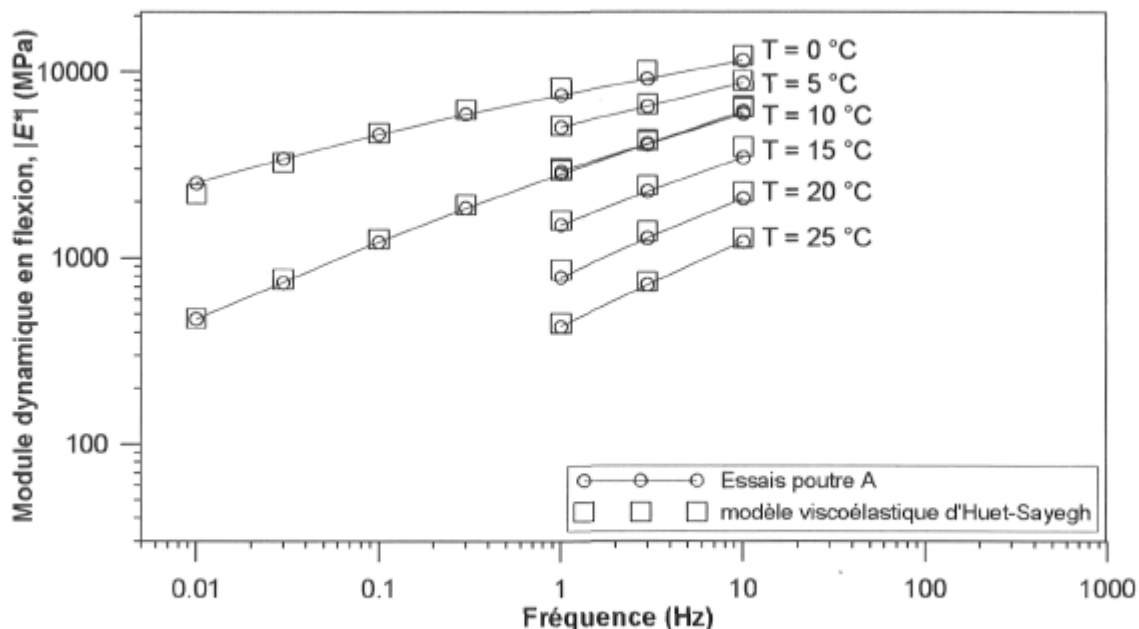


Figure 6.9 : Résultats du calage du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh dans la représentation  $|E^*| - f$  pour l'enrobé bitumineux EB-14 (éprouvette A).

## 6.5 Discussion

Cette discussion vise premièrement à faire la distinction entre l'amortissement hystérétique et l'amortissement visqueux. L'un ou l'autre des amortissements intervient dans la loi de comportement des matériaux lors de la simulation dynamique des essais FWD. Le deuxième élément de cette discussion porte sur les valeurs du module dynamique de l'enrobé bitumineux dans la plage de fréquences d'intérêt pour l'interprétation des essais FWD. Finalement, elle suggère des pistes pour l'application des résultats des essais de flexion à chargement répétés en vue de l'interprétation des essais FWD.

L'analyse dynamique des essais FWD à l'aide de la méthode des éléments spectraux utilise un module dynamique  $E^*$  donné par l'équation suivante :

$$E^* = E(1 + 2i\zeta) \quad [6.11]$$

où  $E$  est le module élastique équivalent du matériau et  $\zeta$  un coefficient d'amortissement. Dans ce cas, l'amortissement est constant (amortissement hystérétique). Cette équation est similaire à l'équation 6.7 qui fait intervenir l'angle de déphasage au lieu du coefficient d'amortissement. Par contre, l'analyse dynamique viscoélastique des essais FWD est possible à l'aide de la méthode des éléments spectraux à condition d'utiliser des éléments viscoélastiques caractérisés par un module dynamique  $E^*$ , l'amortissement est alors visqueux (varie en fonction de la fréquence). La figure 6.10 illustre ces deux types d'amortissement.

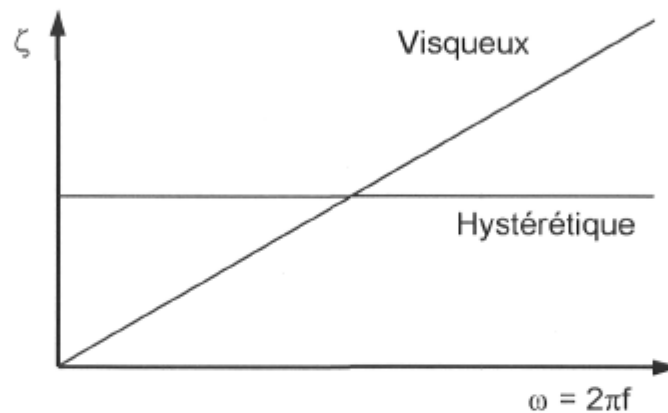


Figure 6.10 : Amortissement hystérétique (constant) et amortissement visqueux (Cornejo Córdoba 2002).

Par ailleurs, l'essai de flexion à chargements répétés permet de caractériser le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux dont les résultats peuvent être représentés par la courbe maîtresse qui fournit le module dynamique en fonction de la fréquence pour une température donnée, et par le module dynamique donnée par la courbe maîtresse et l'angle de déphasage, ainsi que par le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh. Puisque le module dynamique est simplement le module du module complexe, le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh permet aussi de représenter la courbe maîtresse des enrobés bitumineux. La figure 6.11 illustre les courbes maîtresses à 10°C données par le modèle de Doucet (éq. 6.6) et par le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh. On remarque que

les résultats sont pratiquement identiques entre 1 et 100 Hz qui correspond à la plage de fréquence d'intérêt pour l'analyse dynamique des essais FWD. À titre comparatif, le tableau 6.14 présente les valeurs du module dynamique de l'enrobé EB-14 à 10°C pour les fréquences de 1, 10, 30 et 100 Hz.

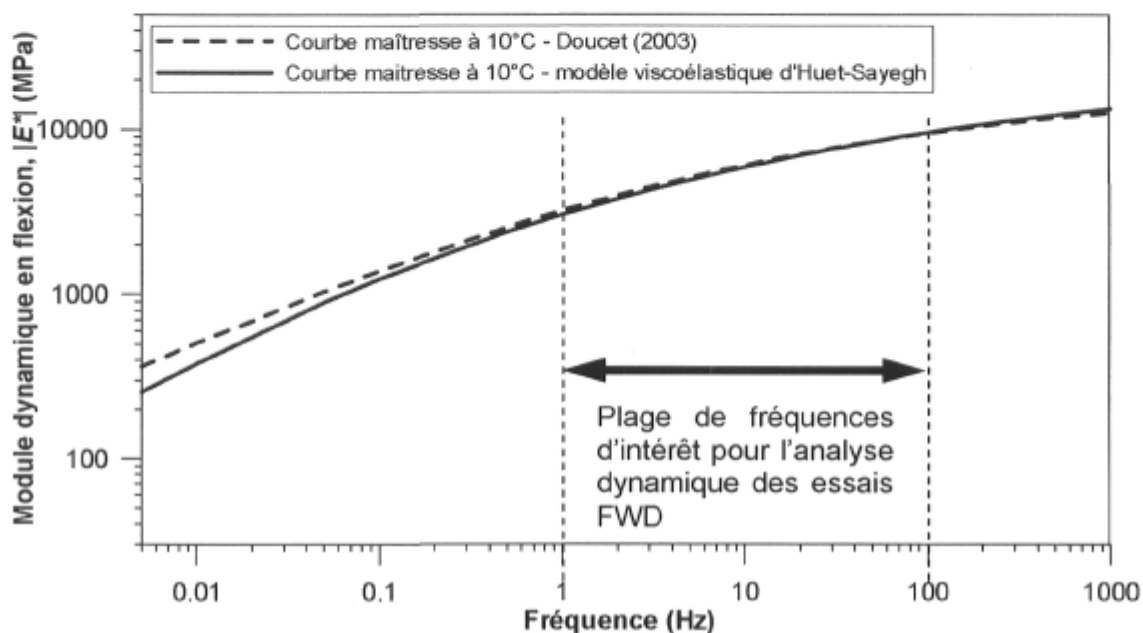


Figure 6.11 : Comparaison des courbes maîtresses à 10°C obtenues par l'équation de Doucet (2003) et avec le modèle viscoélastique d'Huet – Sayegh.

**Tableau 6.14** : Module dynamique  $|E^*|$  de l'enrobé EB-14 à 10 °C.

Fréquence (Hz)	Module dynamique $ E^* $ (MPa)	
	Courbe maîtresse (Doucet 2003)	Modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh
1	3200	3040
10	6040	5880
16.67	6774	6640
30	7640	7570
100	9440	9560

Finalement, trois approches sont proposées pour utiliser les résultats d'essais de flexion à chargements répétés en vue de l'analyse dynamique des essais FWD sur chaussées flexibles :

- La première approche consiste d'abord à déterminer le module dynamique équivalent du revêtement bitumineux à l'aide de la courbe maîtresse à la température moyenne du matériau pour une fréquence de chargement de 16.67 Hz ( $f = 1/2T = 1/2 \times 0.03$ ). Cette fréquence correspond à l'inverse du temps de chargement du FWD de l'ordre de 30 ms divisé par deux puisque la durée du pulse correspond à un demi-cycle (CROW 1999). Ensuite, le module complexe équivalent à amortissement constant est calculé, pour cette fréquence, à l'aide de l'équation suivante, dont la forme est la même que celle de l'équation 6.11 :

$$E^*(f = 16.67 \text{ Hz}) = |E^*(f = 16.67 \text{ Hz})|(1 + 2i\zeta); \quad [6.12]$$

- La deuxième approche consiste à exploiter la courbe maîtresse à la température moyenne du revêtement pour obtenir le module dynamique équivalent de chacune des composantes fréquentielles du chargement du FWD, et à calculer le module complexe équivalent à amortissement constant, à chacun de ces fréquences, avec l'équation suivante :

➤

$$E^* = |E^*|(1 + 2i\zeta); \quad [6.13]$$

- La troisième approche consiste à utiliser le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh, ou le modèle de la courbe maîtresse (Doucet 2003) et celui de l'angle de déphasage (Doucet et Doré 2004), pour obtenir le module complexe équivalent à amortissement visqueux de chacune des composantes fréquentielles du chargement du FWD, selon la température moyenne du revêtement.

Le terme équivalent indique que le module complexe ou dynamique est évalué à la même température moyenne du revêtement et à la même fréquence de chargement que celle correspondant à l'essai FWD. Toutefois, il faut reconnaître

que le module a été déterminé en laboratoire pour des conditions d'essai qui diffèrent des conditions réelles sur la route. Néanmoins, les valeurs du module complexe ou dynamique équivalent obtenues par les essais de flexion à chargements répétés pourraient être utilisées pour caractériser le comportement élastique du revêtement en enrobé bitumineux dans un modèle multicouche. Ceci peut finalement permettre de calculer la réponse théorique d'une chaussée sous la sollicitation dynamique du FWD ou encore celle sous la sollicitation statique lors des essais de plaque pour laquelle la fréquence de chargement devra être considérée très faible.

## 6.6 Conclusion

Lors du programme d'essais en laboratoire, des essais de cisaillement ont été réalisés pour caractériser la résistance au cisaillement du sable d'infrastructure et du matériau granulaire MG-20. Les résultats indiquent que l'angle de frottement interne apparent de pic ( $\phi_{pic}$ ) et la cohésion apparente ( $c_{app}$ ) sont respectivement de 45° et 16.8 kPa pour le sable et de 59° et 62.5 kPa pour le MG-20. Ces matériaux ont un comportement dilatant.

Des essais triaxiaux à chargements répétés ont été effectués sur les deux matériaux granulaires pour déterminer leurs modules réversibles ( $M_r$ ). Les modèles empiriques K- $\theta$ , d'Uzan et AASHTO 2002 permettent de représenter adéquatement les résultats de ces essais en laboratoire. La contrainte volumique conditionne particulièrement la valeur du module réversible du sable et du MG-20.

Quant à l'enrobé bitumineux EB-14, des essais de flexion à chargements répétés ont été réalisés pour déterminer son module complexe. Le modèle de courbe maîtresse proposé par Doucet (2003) a été ajusté pour représenter la courbe maîtresse alors que l'angle de déphasage a été représenté par un modèle de premier degré. Ainsi, le module dynamique peut être déterminé par un modèle

empirique calé sur les résultats des essais de laboratoire. D'autre part, le modèle théorique d'Huet-Sayegh a été ajusté aux données expérimentales pour décrire le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux à l'aide du module complexe. Trois approches d'utilisation de ces résultats d'essais de flexion ont été proposées : 1) celle du module dynamique équivalent à amortissement constant à la fréquence unique de 16.67 Hz, 2) celle du module dynamique équivalent à amortissement constant et 3) celle d'un module dynamique équivalent à l'amortissement visqueux.



# Chapitre 7

## Vérification des méthodes d'analyse des essais FWD sur chaussées flexibles

### 7.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif d'évaluer dans quelle mesure les méthodes dynamique et statique d'analyse des essais FWD permettent de calculer correctement les déflexions. La justesse des méthodes statiques a été mise en doute par plusieurs chercheurs (Roësset et Shao 1985; Magnuson et *al.* 1991; Stolle et Parvini 2001) quant à leur capacité de simuler adéquatement ce type d'essai dynamique. Ils préconisent comme alternative l'analyse dynamique. Ainsi, différentes méthodes dynamiques ont été proposées, mais, généralement, seulement leur code de calcul et leurs algorithmes ont été vérifiés avec des solutions théoriques ou numériques. Il convient donc de poursuivre cette vérification en effectuant une confrontation entre les prédictions de ces méthodes et les mesures expérimentales.

Une telle vérification nécessite, d'une part, des essais FWD où des mesures indépendantes comme les déplacements, les contraintes et les déformations sont recueillies simultanément à l'aide d'une instrumentation appropriée, et d'autre part, la simulation de ces essais, à l'aide d'un modèle approprié. Le modèle retenu est un modèle multicouche comprenant une loi de comportement pour chaque couche de matériau et de sol, une modélisation de la géométrie de la chaussée et une représentation du chargement du FWD. Les paramètres inconnus du modèle multicouche, comme les modules élastiques des couches, sont obtenus en résolvant le problème inverse. Le modèle multicouche est ensuite utilisé pour calculer la réponse de la chaussée là où les mesures indépendantes ont été

recueillies. Finalement, la vérification consiste à comparer les réponses calculées avec celles mesurées.

Pour ce faire, des essais FWD ont été réalisés avec l'appareil de l'Université Laval sur les deux planches au site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. Lors de ces essais, des mesures indépendantes d'accélération verticale ont été prises simultanément et elles seront comparées aux valeurs calculées. Dans cette recherche, ces mesures se limitent aux accélérations verticales à la surface de la chaussée, à partir desquelles les déflexions peuvent être obtenues par une double intégration dans le temps.

L'apport novateur de cette vérification, comparativement à celles qui ont déjà été réalisées dans d'autres études (Nazarian et Chai 1992 ; Ullitz et *al.* 1994, 1996 ; Hildebrand 2002 ; Barrett et Timm 2005), est que la détermination par inversion des modules d'Young équivalents est effectuée grâce à une analyse dynamique des essais FWD, contrairement à une analyse statique. Cela assure la cohérence entre les valeurs des modules et le modèle dynamique utilisé pour la prédiction des déplacements, des contraintes et des déformations. Par ailleurs, deux études (Chatti et *al.* 2003; Kanai et *al.* 2005) ont abordé ce problème de vérification des méthodes dynamiques d'analyse des essais FWD d'une manière similaire à celle réalisée dans cette recherche.

## 7.2 Méthodologie

Trois modèles ont fait l'objet d'une vérification dans cette étude pour la simulation des essais FWD, 1) le modèle élastostatique, 2) le modèle élastodynamique hystérétique et 3) le modèle visco-élasto-dynamique. Les caractéristiques de ces modèles sont résumées dans le tableau 7.1 selon la méthode d'analyse utilisée, soit statique ou dynamique. La méthode statique a été retenue pour la comparaison des résultats. Soulignons que dans le cas de la méthode dynamique

avec le modèle visco-élasto-dynamique, le revêtement est modélisé avec une loi de comportement viscoélastique linéaire visqueuse donnée par le modèle d'Huet-Sayegh, les autres couches étant considérées élastiques linéaires avec un amortissement constant indépendant de la fréquence de chargement et de la température (élastique linéaire avec amortissement hystérétique).

**Tableau 7.1 :** Modèles multicouches pour la simulation des essais FWD.

Méthode d'analyse	Statique	Dynamique	
		Méthode des éléments spectraux	
Modèle	Élastostatique (modèle de Burmister)	Élastodynamique hystérétique	Visco-élasto-dynamique
Loi de comportement	Élastique linéaire (loi de Hooke)	Élastique linéaire avec amortissement hystérétique	<u>Revêtement :</u> Élastique linéaire avec amortissement visqueuse <u>Autres couches :</u> Élastique linéaire avec amortissement hystérétique
Géométrie	Multicouche, axisymétrique (z et r infinis)	Multicouche, axisymétrique (z infini, r = R)	Multicouche, axisymétrique (z infini, r = R)
Conditions de chargement	Statique	Dynamique	Dynamique
Programme de calcul direct	NELAPAV 4	ADCES	ADCES
Programme de calcul inverse	MODCOMP 5	ADCES-INVERSE (UCODE)	ADCES-INVERSE (UCODE)

Dans le cas de l'analyse dynamique des essais FWD, la méthodologie utilisée pour la vérification de la méthode d'analyse est présentée sur la figure 7.1 et se résume en quatre étapes. La première étape consiste à réaliser des essais FWD sur des chaussées flexibles. D'une part, les historiques de chargement et de déflexion ont été enregistrés lors de ces essais. Ces historiques seront utilisés à l'étape suivante pour déterminer les modules d'Young équivalents des couches de la chaussée. D'autre part, six accéléromètres ont été installés à la surface du revêtement pour mesurer simultanément les historiques d'accélération verticale, près de la charge (entre 0.5 et 4.0 m) et dans le champ éloigné (à 6.0 et 8.0 m). Ces dernières mesures indépendantes seront comparées aux valeurs prédites, soient les

accélérations verticales proprement dites et les déflexions après une double intégration des signaux dans le temps. Par ailleurs, l'appareil FWD de l'Université Laval (FWD UL), la méthode d'essai et l'instrumentation avec des accéléromètres verticaux ont été décrits au chapitre 5.

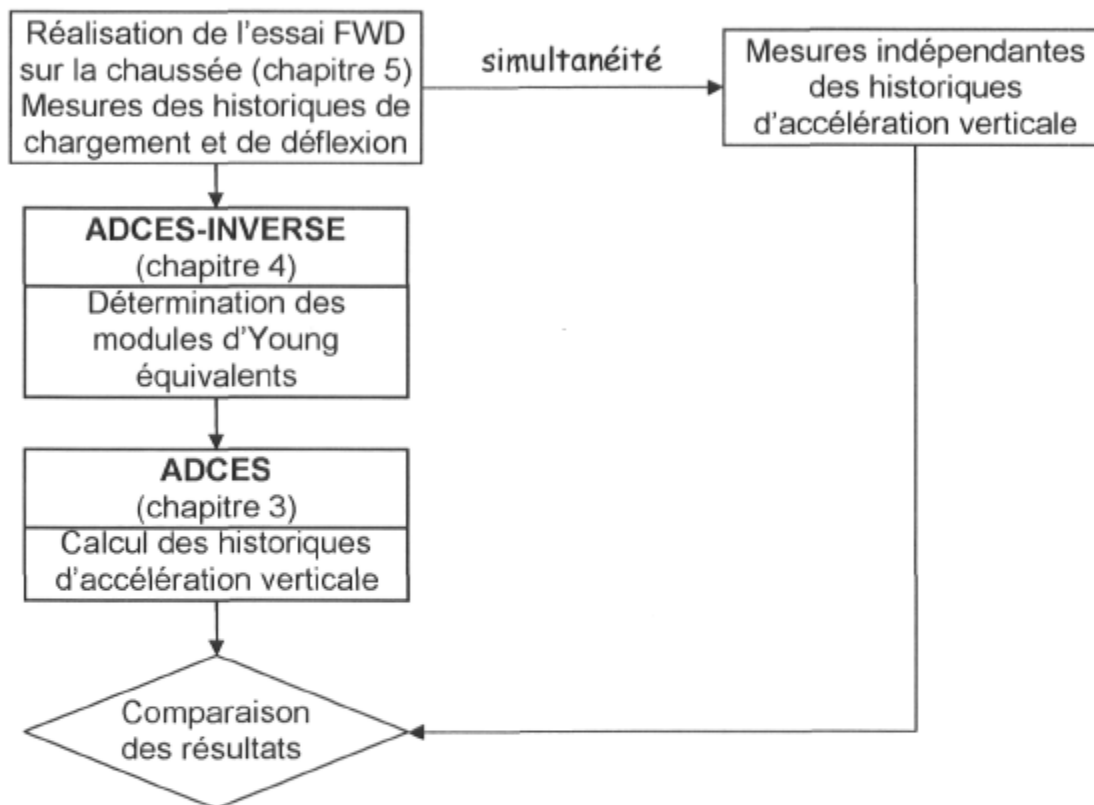


Figure 7.1 : Méthodologie de vérification de la méthode dynamique d'analyse des essais FWD à l'aide des mesures indépendantes d'accélération verticale.

La seconde étape sur la figure 7.1 vise à déterminer les modules inconnus des couches de la chaussée selon le modèle utilisé (élastodynamique hystérétique ou visco-élasto-dynamique). Pour ce faire, la méthodologie d'inversion avec le programme ADCES-INVERSE est utilisée. À la troisième étape, les historiques d'accélération verticale et de déflexion sont calculés par la méthode des éléments spectraux implémentée dans le programme ADCES. Les modules d'Young équivalents sont alors introduits dans la loi de comportement du modèle. Finalement, les historiques d'accélération verticale et de déflexion calculés sont confrontés à ceux mesurés indépendamment. En principe, si le modèle

multicouche reproduit l'essentiel du comportement structural de la chaussée lors d'un impact comme celui du FWD, alors les historiques d'accélération verticale et de déflexion calculés devraient être similaires à ceux mesurés.

Dans le cas de l'analyse statique des essais FWD, le programme MODCOMP 5 (Irwin 1994, 2000) est utilisé pour déterminer les modules inconnus des couches de matériaux. Ensuite, le modèle élastostatique implémenté dans NELAPAV 4 (Irwin 2001) est utilisé pour déterminer les déflexions correspondantes aux mêmes points où sont placés les six accéléromètres. Finalement, les déflexions calculées sont comparées aux valeurs maximales mesurées à l'aide des six accéléromètres après double intégration dans le temps. De plus, les modules obtenus par le programme MODCOMP 5 (sous chargement statique) seront introduits dans le modèle élastodynamique hystérétique (programme ADCES) pour prédire les historiques de déflexion et d'accélération verticale qui seront confrontés aux mesurés des accéléromètres. Ce dernier volet est donc similaire aux vérifications effectuées dans des études antérieures avec des modèles dynamiques (Nazarian et Chai 1992 ; Ullitz et *al.* 1994, 1996 ; Hildebrand 2002 ; Barrett et Timm 2005).

### 7.2.1 Cas d'étude

Six cas d'étude, présentés dans le tableau 7.2, ont été considérés pour la vérification des trois modèles théoriques utilisés pour la simulation des essais FWD. Pour chacun des cas d'étude, trois essais FWD ont d'abord été considérés pour s'assurer de la reproductibilité des résultats des analyses inverses, à savoir que les mêmes résultats sont obtenus d'un essai à l'autre. Dans le cas de l'analyse dynamique, cette reproductibilité a été évaluée grâce à une inversion dans le domaine des fréquences en raison de la rapidité avec laquelle elle peut être effectuée. Ensuite, l'inversion a été reprise dans le domaine du temps pour le premier essai dont les accélérations verticales et les déflexions calculées seront confrontées aux valeurs mesurées.

**Tableau 7.2 :** Cas d'étude pour la vérification des prédictions des modèles multicouches à partir des essais FWD.

Cas d'étude	Planche d'essais	Niveau de charge	Température du revêtement
1	1	45 kN	19.0°C
2	1	45 kN	9.7°C
3	1	75 kN	9.7°C
4	2	45 kN	19.7°C
5	2	45 kN	5.4°C
6	2	75 kN	5.4°C

### 7.2.2 Planches d'essais et localisation des points de mesure

Les essais FWD retenus pour cette vérification ont été réalisés sur le site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. Plus particulièrement, il s'agit des essais effectués au point PT 4 sur la planche 1 et au point P2-1 sur la planche 2 (figure 7.2). Pour ces essais, les accéléromètres EpiSensor ont été installés aux six distances radiales suivantes : 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0 et 8.0 m depuis le centre de la plaque du FWD. Rappelons que la planche 1 consiste en une chaussée flexible composée d'un revêtement en enrobé bitumineux, d'une fondation granulaire compactée et d'un sol sablonneux, représenté par un modèle multicouche ayant six couches, comme le montre le schéma de gauche sur la figure 7.3. Quant à la planche 2, elle comporte une couche de revêtement reposant essentiellement sur le sol sablonneux, telle qu'illustrée au schéma de droite sur la figure 7.3. Les paramètres inconnus de ces deux modèles multicouches sont les modules d'Young équivalents des quatre premières couches ( $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$ ,  $E_4$ ), les autres paramètres ayant été mesurés ou estimés.

Les tableaux 7.3 et 7.4 présentent une synthèse des propriétés connues de la chaussée au point PT 4 sur la planche 1 et au point P2-1 sur la planche 2, respectivement. De plus, les modules  $E_1$  à  $E_4$  inconnus, à déterminer par inversion, sont indiqués dans ces tableaux. Par ailleurs, le module complexe de la couche de

revêtement  $E^*$  est fourni par le modèle d'Huet-Sayegh (équ. 6.9, §6.4.2) pour la méthode dynamique avec le modèle visco-élasto-dynamique.

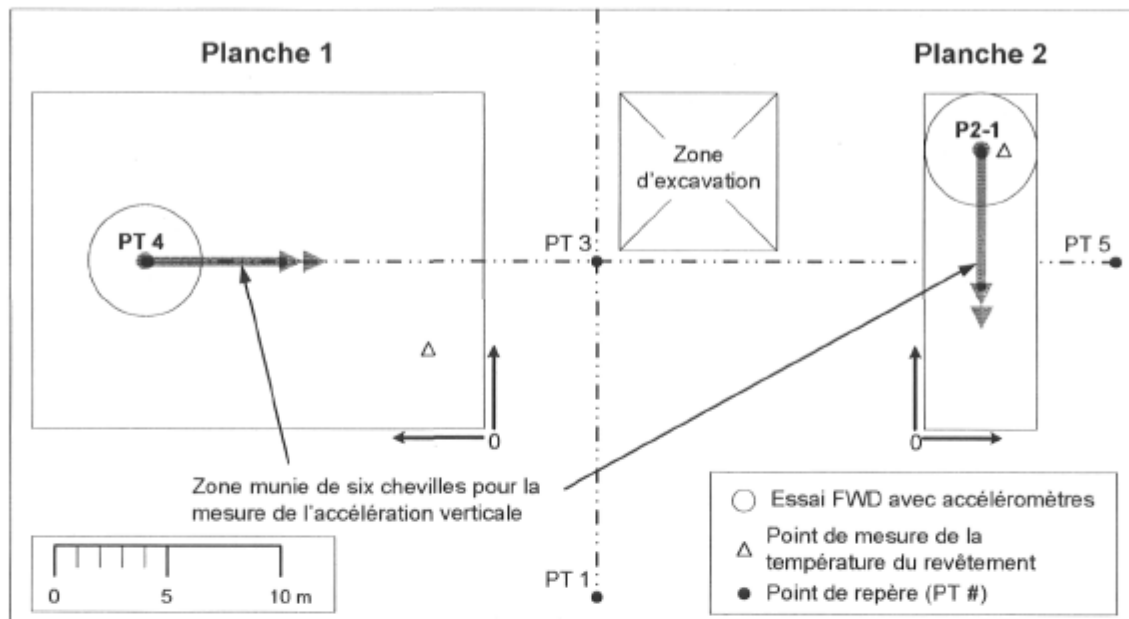


Figure 7.2 : Localisation des points d'essais FWD sur les deux planches.

	Planche 1, point PT 4		Planche 2, point P2-1
Revêtement	$E_1$ ou $E^*$ , $H_1 = 0.138$ m, $\nu_1 = 0.35$ , $\rho_1 = 2318$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_1 = 2.0$ %	$R = 300$ m	$E_1$ ou $E^*$ , $H_1 = 0.098$ m, $\nu_1 = 0.35$ , $\rho_1 = 2297$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_1 = 2.0$ %
Fondation	$E_2$ , $H_2 = 0.554$ m, $\nu_2 = 0.35$ , $\rho_2 = 2212$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_2 = 2.0$ %		Sol d'infrastructure
Sol (sous-couche 1)	$E_3$ , $H_3 = 0.808$ m, $\nu_3 = 0.32$ , $\rho_3 = 1741$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_3 = 2.0$ %		Sol (sous-couche 1)
Sol (sous-couche 2)	$E_4$ , $H_4 = 2.000$ m, $\nu_4 = 0.31$ , $\rho_4 = 1641$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_4 = 2.0$ %		Sol (sous-couche 2)
Sol (sous-couche 3)	$E_5 = 323$ MPa, $H_5 = 12.500$ m, $\nu_5 = 0.25$ , $\rho_5 = 1650$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_5 = 2.0$ %		Sol (sous-couche 3)
Sol saturé	$E_6 = 1115$ MPa, $H_6 = \text{infini}$ , $\nu_6 = 0.485$ , $\rho_6 = 2030$ kg/m <sup>3</sup> , $\zeta_6 = 2.0$ %		Sol saturé

Les modules  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$  sont les paramètres inconnus à déterminer.

Figure 7.3 : Modèle multicouche semi-infini de la chaussée aux points PT 4 et P2-1 en conditions axisymétriques.

**Tableau 7.3 :** Propriétés de la chaussée au point d'essai PT 4 sur la planche 1.

Couche	H	$V_s$	$G_{max}$	$E_{max}$	$E$	$\nu$	$\rho$	$\zeta$
	(m)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)
1- Revêtement	0.138				$E_1$ ou $E^*$	0.35	2 318	2.0
2- Fondation	0.554	210	100	270	$E_2$	0.35	2 212	2.0
3- Sol	0.808	249	108	285	$E_3$	0.32	1 741	2.0
4- Sol	2.0	254	106	278	$E_4$	0.31	1 642	2.0
5- Sol	12.5	280	129	323	323	0.25	1 650	2.0
6- Sol saturé	Infini	430	375	1 115	1 115	0.485	2 030	2.0

**Tableau 7.4 :** Propriétés de la chaussée au point d'essai P2-1 sur la planche 2.

Couche	H	$V_s$	$G_{max}$	$E_{max}$	$E$	$\nu$	$\rho$	$\zeta$
	(m)	(m/s)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)
1- Revêtement	0.098				$E_1$ ou $E^*$	0.35	2 297	2.0
2- Sol d'infra.	0.402				$E_2$	0.35	2 005	2.0
3- Sol	1.0	249	108	285	$E_3$	0.32	1 741	2.0
4- Sol	2.0	254	106	278	$E_4$	0.31	1 642	2.0
5- Sol	12.5	280	129	323	323	0.25	1 650	2.0
6- Sol saturé	Infini	430	375	1 115	1 115	0.485	2 030	2.0

Notons que les essais FWD sélectionnés pour la vérification de la méthode dynamique sont indiqués dans les tableaux C-10 et C-11 à l'annexe C, respectivement pour les points d'essais PT 4 et P2-1.

### 7.2.3 Champ proche et champ éloigné

La méthode des éléments spectraux permet de calculer la réponse théorique du milieu, tant dans le champ proche que dans le champ éloigné (Al-Khoury 2002). Le champ proche est la zone près du point de chargement dont la réponse est dominée par les ondes de volume (compression et de cisaillement). D'autre part, le champ éloigné correspond à la zone au-delà du champ proche où la réponse est dominée par les ondes de Rayleigh qui se forment près de la surface. La transition entre ces deux zones s'effectue progressivement selon l'atténuation géométrique des ondes de volume.



La vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ , mesurée dans le dépôt de sable sur le site expérimental à l'aide des essais cross-hole, est d'environ 250 m/s (figure 5.13, §5.8.1) et le coefficient de Poisson est de l'ordre de 0.25, procurant une vitesse des ondes de Rayleigh  $V_r = 0.919V_s$ . De plus, la longueur d'onde associée à l'impact du FWD, d'une durée  $T$  de 30 ms, est  $\lambda = V_s(2T)$ , si bien que la longueur d'onde correspondante des ondes de Rayleigh est  $\lambda_r = 0.919V_s(2T) = 0.919 \times 250 \times 2 \times 0.030 = 13.8$  m. Ainsi, la limite entre les champs proche et éloigné se situe à environ  $r = 0.423 \times 13.8 \approx 5.8$  m, selon la figure 2.16 (§2.4.2). Par conséquent, la réponse de la chaussée sous l'impact du FWD a été mesurée dans le champ proche à l'aide des quatre premiers accéléromètres localisés à 0.5, 1.0, 2.0 et 4.0 m, alors qu'elle fut mesurée dans le champ éloigné à l'aide des deux derniers accéléromètres placés à 6.0 et 8.0 m. Dans le champ éloigné, l'importance des valeurs d'accélération verticale et des déflexions ou des déplacements verticaux en surface sont davantage influencées par l'amortissement (figure 2.17, §2.4.2).

### 7.3 Méthode statique : modèle élastostatique

La méthode statique avec le modèle élastique linéaire est l'une des approches les plus simples pour simuler l'essai FWD. Aussi, elle est certainement l'une des plus utilisées en pratique. Cette approche a été retenue pour déterminer par rétrocalcul les modules inconnus des couches de matériaux, et ensuite, pour obtenir les déflexions là où ont été installés les accéléromètres. Les déflexions calculées sont finalement comparées à celles mesurées indépendamment.

#### 7.3.1 Détermination des modules d'Young équivalents avec MODCOMP 5

Le programme de rétrocalcul MODCOMP 5 a été utilisé pour obtenir les modules d'Young équivalents inconnus ( $E_1$  à  $E_4$ ) des couches de matériaux pour les six cas

d'étude (tableau 7.2). Les résultats de cette analyse sont présentés dans les tableaux 7.5 à 7.10, respectivement pour chacun des cas d'étude. Le tableau 7.5 contient premièrement les données expérimentales pour les trois essais FWD. On retrouve la charge maximale du pulse,  $Q_{\max}$ , et les déflexions mesurées aux neuf géophones dont les positions (distances radiales) sont données dans la première colonne du tableau. Dans ce tableau, il y a ensuite les déflexions calculées sous la charge  $Q_{\max}$ , pour chacun des trois essais. Les erreurs RMS entre les déflexions mesurées et calculées sont également présentées. Finalement, le tableau contient les modules obtenus par inversion à l'aide d'un modèle élastique linéaire sous conditions de chargement statique. Les cinq tableaux suivants contiennent les mêmes informations pour les cinq autres cas d'étude.

#### 7.3.1.1 Discussion des résultats

Les résultats obtenus avec MODCOMP 5 montrent généralement une bonne qualité en termes des erreurs RMS et, dans une moindre mesure, des modules. Les erreurs RMS (équation 4.17) sont comprises entre 1.59 et 2.19 % sur la planche 1 et entre 1.66 et 2.99 % sur la planche 2. Une erreur RMS comprise entre 1 et 3 % est jugée raisonnable. Quant aux modules, on observe d'une part, que des valeurs similaires ont été obtenues d'un essai à l'autre pour chacun des six cas d'étude (tableau 7.2). En effet, les valeurs des modules, au bas de chacun des tableaux 7.5 à 7.10, varient de moins de 5 % d'un essai à l'autre. D'autre part, l'importance des valeurs de modules et les ratios mutuels entre deux couches successives sont moins réalistes, notamment pour les valeurs de  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$ .

Sur ce point, la figure 7.4 présente les valeurs moyennes des modules obtenus pour chacun des six cas d'étude. Le module  $E_2$  est de l'ordre 130 MPa pour la couche de fondation sur la planche 1, et est d'environ 90 MPa pour le sol d'infrastructure sur la planche 2. Le module  $E_3$  est de l'ordre de 150 MPa sur la planche 1, alors qu'il est d'environ 110 MPa sur la planche 2. Finalement, le module  $E_4$  est de l'ordre de 60 MPa pour les deux planches.

**Tableau 7.5 :** Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°1 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse statique inverse		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Q <sub>max</sub> (kN)	44.5	44.5	44.6			
<b>Bassins de déflexion (μm)</b>						
0.000	428	429	429	428.0	429.0	429.0
0.200	350	351	351	353.1	364.2	354.1
0.300	301	302	302	301.3	302.3	302.3
0.450	239	239	240	233.7	234.7	234.6
0.600	183	183	184	181.3	182.3	182.3
0.750	148	149	149	143.0	143.9	143.9
1.000	102	103	103	101.8	102.8	102.8
1.500	62	62	62	63.2	64.3	64.3
2.000	45	46	46	44.7	45.6	45.6
<b>Erreur RMS (%)</b>				1.59	1.82	1.90
1- Revêtement		Module $E_1$ (MPa)		4850	4860	4870
2- Fondation		Module $E_2$ (MPa)		111	110	111
3- Sol		Module $E_3$ (MPa)		193	199	199
4- Sol		Module $E_4$ (MPa)		55.2	53.5	53.7

**Tableau 7.6 :** Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°2 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse statique inverse		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Q <sub>max</sub> (kN)	44.1	44.2	44.3			
<b>Bassins de déflexion (μm)</b>						
0.000	374	374	374	374.0	374.0	374.0
0.200	317	317	316	318.9	318.9	319.1
0.300	280	280	280	279.5	279.5	279.7
0.450	232	231	232	226.2	226.2	226.2
0.600	185	184	185	182.6	182.6	182.4
0.750	153	153	154	148.5	148.5	148.3
1.000	108	108	108	108.4	108.4	108.3
1.500	63	63	63	64.9	64.9	65.5
2.000	43	43	44	42.8	42.8	43.9
<b>Erreur RMS (%)</b>				1.70	1.60	2.07
1- Revêtement		Module $E_1$ (MPa)		6890	6910	7000
2- Fondation		Module $E_2$ (MPa)		141	142	136
3- Sol		Module $E_3$ (MPa)		113	113	127
4- Sol		Module $E_4$ (MPa)		64.1	64.5	60.6

**Tableau 7.7 :** Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°3 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.

Positon (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse statique inverse		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
$Q_{max}$ (kN)	72.7	75.0	73.6			
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>						
0.000	596	610	599	596.0	610.0	599.0
0.200	500	512	503	506.3	517.9	508.6
0.300	443	453	445	442.6	452.6	444.7
0.450	366	374	368	357.0	365.2	359.1
0.600	292	300	295	287.9	294.7	290.2
0.750	242	249	246	243.4	240.4	237.1
1.000	172	177	175	172.4	177.4	175.3
1.500	102	105	104	105.9	109.8	108.6
2.000	72	75	74	71.9	74.9	73.9
<b>Erreur RMS (%)</b>				1.95	2.19	2.18
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			6880	6870	6850
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			146	149	152
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			135	138	133
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			60.4	59.4	59.4

**Tableau 7.8 :** Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°4 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C.

Positon (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse statique inverse		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
$Q_{max}$ (kN)	45.3	45.6	45.5			
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>						
0.000	817	826	824	768.9	779.5	777.5
0.200	601	608	607	601.0	608.0	607.0
0.300	472	478	478	480.6	485.6	485.1
0.450	334	337	337	333.9	337.0	337.0
0.600	231	234	235	233.5	235.8	235.9
0.750	175	178	178	170.2	172.2	172.3
1.000	115	117	117	115.2	117.1	117.2
1.500	72	73	73	75.8	77.3	77.3
2.000	55	56	56	54.7	55.7	55.7
<b>Erreur RMS (%)</b>				2.89	2.99	2.96
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			4480	4370	4390
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			59.5	60.1	59.9
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			168	165	165
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			44.2	43.5	43.3

**Tableau 7.9 :** Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°5 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse statique inverse		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Q <sub>max</sub> (kN)	44.5	44.7	44.6			
<b>Bassins de déflexion (μm)</b>						
0.000	605	603	606	605.0	603.0	606.0
0.200	488	487	490	502.1	502.3	504.6
0.300	413	413	414	424.8	425.8	427.6
0.450	324	325	326	323.7	324.8	325.8
0.600	244	245	245	246.3	246.9	247.4
0.750	193	193	194	190.0	190.1	190.2
0.900	149	149	149	149.5	149.4	149.4
1.200	97	98	98	99.1	99.4	99.4
1.500	71	72	72	70.6	71.7	71.7
<b>Erreur RMS (%)</b>				1.67	1.66	1.72
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			7810	8280	8210
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			96.5	88.5	87.1
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			78.4	86.7	87.0
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			63.9	59.4	58.9

**Tableau 7.10 :** Résultats d'inversion avec MODCOMP 5 (élastostatique), cas d'étude n°6 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse statique inverse		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Q <sub>max</sub> (kN)	74.5	73.3	73.6			
<b>Bassins de déflexion (μm)</b>						
0.000	1027	987	1008	1027.0	987.0	1008
0.200	799	786	794	840.4	816.9	830.2
0.300	674	666	670	703.7	689.6	698.2
0.450	530	524	528	529.8	523.8	527.9
0.600	399	396	397	400.5	397.7	399.6
0.750	315	311	313	308.5	306.5	307.5
0.900	243	241	242	243.4	241.5	242.4
1.200	158	157	158	162.7	161.0	160.0
1.500	117	116	117	116.6	115.6	116.7
<b>Erreur RMS (%)</b>				2.58	2.02	2.32
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			6760	7720	7270
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			104	96.9	97.4
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			79.1	82.6	82.5
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			65.2	62.8	62.2

Ces résultats indiquent premièrement, que la valeur du module  $E_4$  apparaît relativement faible comparativement au module  $E_{4\max}$  de 278 MPa tiré des essais cross-hole (tableaux 7.3 et 7.4) ; selon ces résultats, le ratio  $E_4/E_{4\max} = 60/278 = 0.21$ , alors que l'on s'attendrait plutôt à un ratio de l'ordre de 0.8 à 0.9 selon l'importance des déformations en cisaillement à cette profondeur (entre 1.5 et 3.5 m) de l'ordre de  $0.5$  à  $1.0 \times 10^{-5}$  (figure 2.33). Deuxièmement, il se produit un effet de compensation entre les modules des couches granulaires ( $E_2$  à  $E_4$ ) pour les résultats des cas d'étude n°1 et n°4; la rigidité relative entre les couches est débalancée, car la fondation granulaire ( $E_2$ ) devrait en principe être plus rigide que la première couche de sol ( $E_3$ ), alors que  $E_4$  devrait être plus élevée que  $E_3$  selon la nature du terrain.

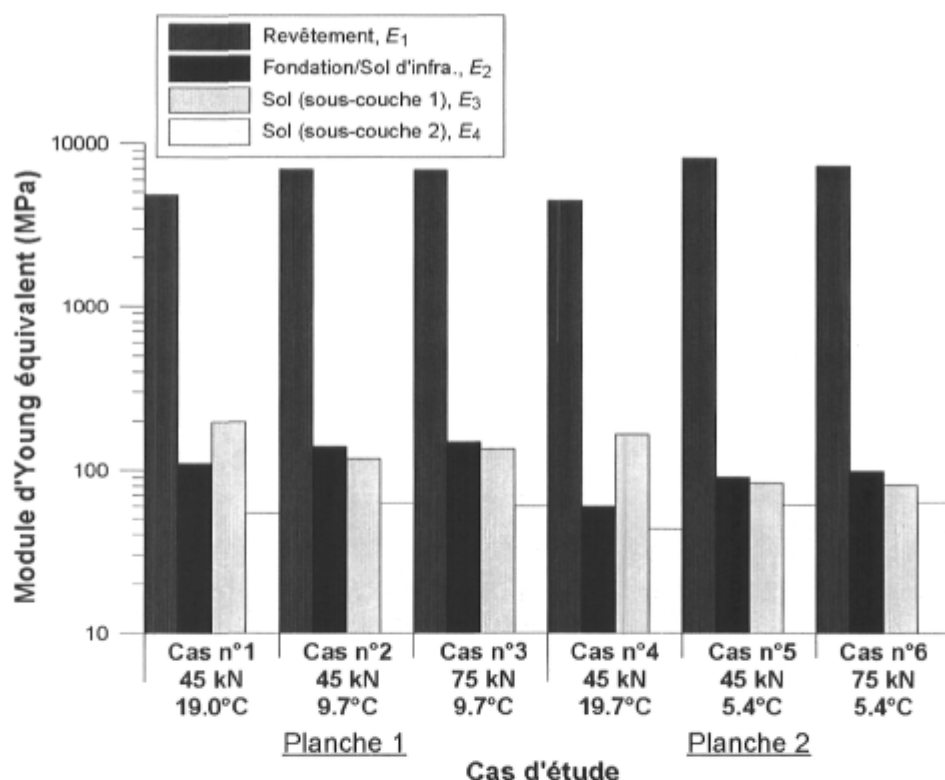


Figure 7.4 : Compilation des modules d'Young équivalents moyens tirés de l'analyse statique avec MODCOMP 5 pour les six cas d'étude.

Quant au revêtement, les résultats indiquent que le module varie avec la température. Le tableau 7.11 compare ces résultats obtenus par MODCOMP 5

avec les modules dynamiques  $|E^*|$  calculés par le modèle d'Huet-Sayegh. Cette comparaison indique que les modules  $E_1$  à 19 et 19.7°C sont plus élevés d'environ 60 % comparativement aux valeurs de  $|E^*|$ . Des résultats similaires ont été obtenus lorsque la température moyenne du revêtement était de 5.4 et 9.7°C.

**Tableau 7.11** : Comparaison des modules moyens du revêtement tirés de l'analyse statique.

Température	Laboratoire	MODCOMP 5	Différence relative
$T_{\text{enrobé}}$ (°C)	$ E^* $ (MPa)	$E_1$ (MPa)	(%)
5.4	9 333	7 675	-17.8
9.7	6 804	6 900	1.4
19.0	2 971	4 860	66.6
19.7	2 772	4 413	59.2

La simulation des essais FWD a été effectuée par la méthode statique qui s'appuie sur le modèle élastique linéaire. Les approximations inhérentes au modèle, affectent évidemment les valeurs des modules, et par conséquent, ces modules doivent être interprétés comme des paramètres du modèle et non comme des propriétés réelles des matériaux de la chaussée et des sols. Il est donc nécessaire d'évaluer la capacité de ce modèle à prédire la réponse de la chaussée pour s'assurer de son domaine de validité et baliser l'interprétation des essais FWD. Ainsi, dans cette recherche, les déflexions prédites ont été comparées aux valeurs mesurées à l'aide des accéléromètres verticaux installés à la surface de la chaussée.

### 7.3.2 Prédiction des déflexions

Le modèle élastostatique, dont les modules  $E_1$  à  $E_4$  ont été obtenus précédemment, a été utilisé pour calculer les déflexions aux mêmes points où étaient placés les six accéléromètres EpiSensor. Ces calculs ont été réalisés avec le programme NELAPAV 4 (Irwin 2001) dont le code est essentiellement le même que celui du modèle direct inclus dans le programme de rétrocalcul MODCOMP 5.

Les prédictions du modèle élastostatique sont comparées sur les figures 7.5 et 7.6 aux bassins de déflexion du FWD UL et aux déflexions maximales mesurées dans le champ proche par les quatre premiers accéléromètres. Les déflexions dans le champ éloigné ont également été calculées et seront discutées plus loin. Il convient tout d'abord de souligner que les déflexions mesurées par le FWD UL coïncident, généralement à moins de 10 % près, aux déflexions obtenus par les accéléromètres. Les déflexions du FWD UL sont en moyenne 6.0 % inférieures à celles mesurées par les accéléromètres (huit mesures comparatives). Ces résultats apportent donc une vérification in situ des mesures du FWD UL.

La comparaison des déflexions pour les cas d'étude 1, 2 et 3 sur la planche 1 (figure 7.6) indiquent que les déflexions calculées par le modèle élastostatique coïncident avec celles mesurées par le FWD, ce qui n'est pas étonnant puisque ces dernières ont été utilisées pour ajuster, par inversion, les paramètres du modèles (les modules  $E_1$  à  $E_4$ ). Il en résulte que les déflexions prédites avec le modèle sont également similaires (en moyenne 6.1 % inférieures) à celles mesurées par les trois premiers accéléromètres situés dans la zone de mesure du bassin de déflexion par le FWD. Quant aux déflexions prédites à 4.0 m de distance, elles sont en moyenne 50 % plus faibles que celles mesurées avec les accéléromètres (ces déflexions mesurées sont de l'ordre de 25 et 40  $\mu\text{m}$  respectivement pour les niveaux de charge de 45 et 75 kN). Ces derniers résultats soulèvent donc un problème quant à la capacité du modèle élastostatique à simuler avec justesse les déflexions produites par l'essai FWD au-delà d'une certaine distance. Des résultats comparables montés ont été obtenus pour les cas d'étude 4, 5 et 6 sur la planche 2 (figure 7.6). Toutefois, ce problème est d'avantage mis en évidence avec les résultats des cas d'étude 5 et 6.

Lors des essais FWD effectués sur la planche 2 pour les cas d'étude 5 et 6, la configuration standard des géophones a été utilisée, les positions étaient : 0.00, 0.20, 0.30, 0.45, 0.60, 0.75, 0.90, 1.20 et 1.50 m. Par conséquent, l'accéléromètre placé à 2.0 m de distance se situe, comme celui à 4.0 m, à l'extérieur de la zone



de mesure des déflexions du FWD. La comparaison montre que les déflexions prédites à 2.0 m sont 20 % inférieures à celles mesurées avec l'accéléromètre. Donc, l'écart se creuse, déjà à 2.0 m, entre le comportement prédit par le modèle élastostatique et le comportement réel de la chaussée sous l'impact du FWD, si aucune mesure n'est prise à une telle distance lors de l'essai.

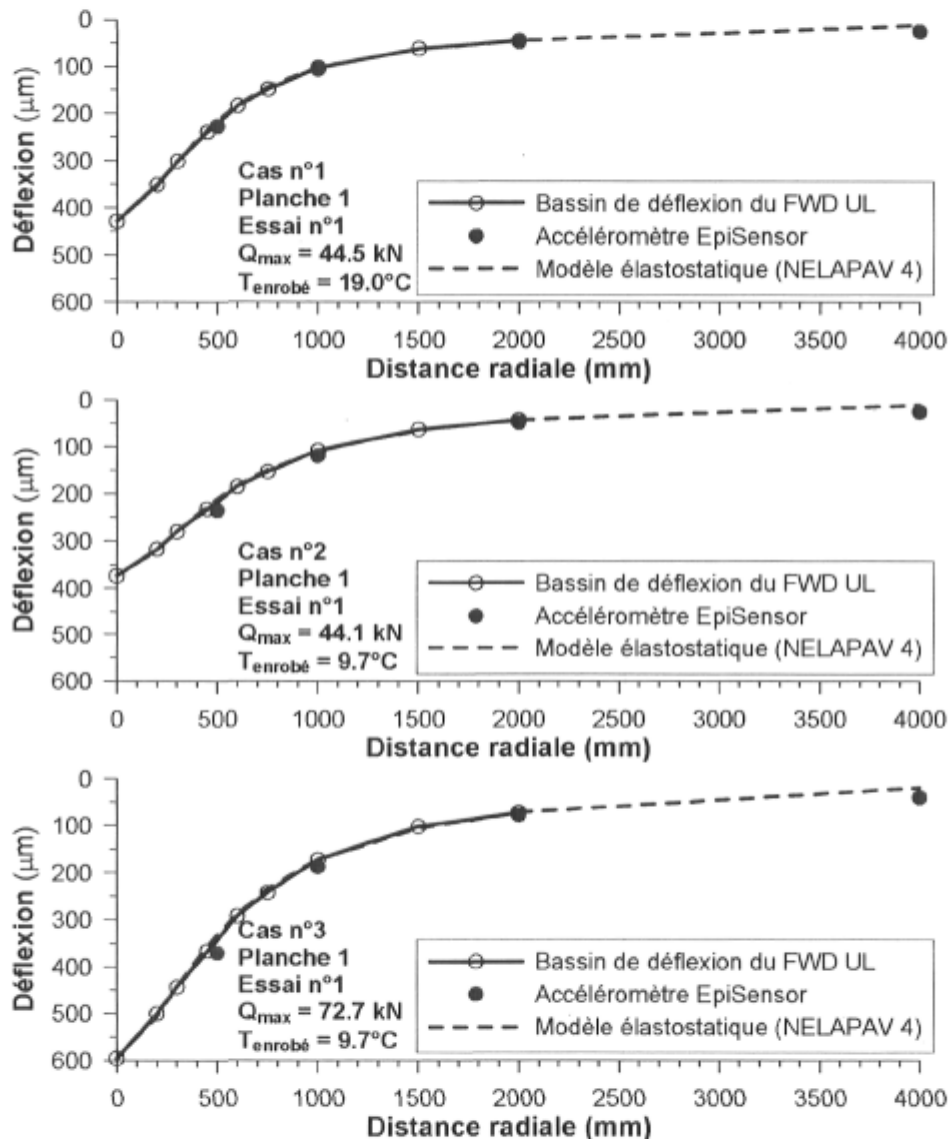


Figure 7.5 : Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 1 pour point PT 4 et des déflexions prédites avec le modèle élastostatique.

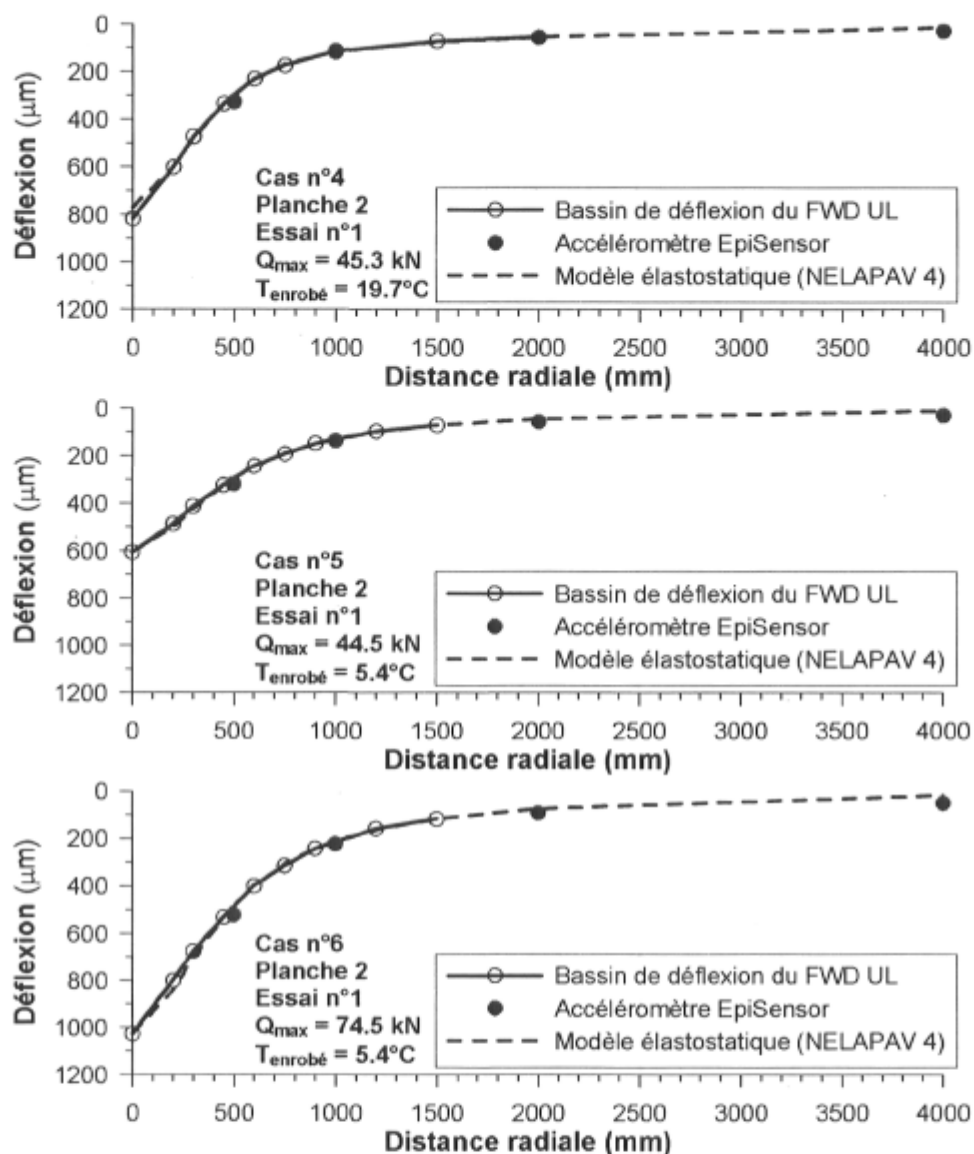


Figure 7.6 Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 2 pour point P2-1 et des déflexions prédites avec le modèle élastostatique.

### 7.3.3 Conclusions sur le modèle élastostatique

La méthode statique avec le modèle élastostatique est une approche simple pour l'analyse et l'interprétation des essais FWD. Le programme de rétrocalcul MODCOMP 5 a été utilisé pour déterminer les modules inconnus des couches du

modèle multicouche sur les planches 1 et 2. Les modules du revêtement ainsi calculés sont similaires (moins de 20 %) à ceux tirés des essais en laboratoire pour les essais FWD effectués à des températures moyennes du revêtement de 5.7 et 9.7°C. Des différences importantes, de l'ordre de 60 %, ont été obtenues entre ces valeurs à 19.0 et 19.7°C. Quant aux modules  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$  des trois autres couches, un effet de compensation entre la rigidité des couches successives a été observé pour les cas d'étude 1 et 4. La valeur du module  $E_4$ , de l'ordre de 60 MPa, apparaît significativement trop faible comparativement aux mesures des essais cross-hole.

Les déflexions maximales mesurées à 1.0 et 2.0 m par le FWD coïncident favorablement (moins de 10 %) aux valeurs maximales tirées des accéléromètres installés aux mêmes distances radiales. Les déflexions mesurées par les accéléromètres ont été obtenues par une double intégration des signaux dans le temps.

Le programme NELAPAV 4 a été utilisé pour calculer les déflexions avec le modèle élastostatique. Les déflexions prédites dans la zone de mesure du FWD (entre 0 et 1.5 ou 2.0 m de rayon) diffèrent de moins de 10 % de celles mesurées avec les accéléromètres. Par contre, hors de cette zone de mesure, cette différence augmente passant de l'ordre de 10 % à 2.0 m jusqu'à environ 50 % à 4.0 m. Ces résultats montrent donc un problème quant à la capacité du modèle élastostatique à simuler avec justesse les déflexions produites par l'essai FWD au-delà de la zone de mesure. En admettant que les déflexions mesurées loin du point de chargement sont principalement tributaires des déformations verticales dans le sol, et donc du module élastique du sol (figure 2.9, §2.3.3), par conséquent, ce problème soulève un doute quant à la capacité du modèle à déterminer correctement les propriétés mécaniques des couches de sol. Cette difficulté est certainement attribuable à la propagation des ondes inhérente à l'essai FWD, qui forcément ne peut être pris en compte par la méthode statique.

## **7.4 Méthode dynamique : modèle élastodynamique hystérétique**

Le cœur de ce chapitre porte sur la vérification des prédictions de la méthode des éléments spectraux présentée au chapitre 3 et utilisée pour l'analyse dynamique des essais FWD. Deux modèles élastodynamiques ont été évalués (tableau 7.1) : le modèle élastodynamique hystérétique et le modèle visco-élasto-dynamique. Le premier modèle fait l'objet de cette section, alors que le second est considéré à la section suivante.

La méthodologie de la vérification a été présentée sur la figure 7.1 spécifiquement pour la méthode dynamique. En plus de la comparaison des accélérations verticales dans le champ proche et éloigné, les déflexions maximales et les historiques de déflexion calculés seront comparés aux valeurs mesurées avec les accéléromètres.

### **7.4.1 Détermination des modules d'Young équivalents avec ADCES-INVERSE**

Une synthèse des résultats d'inversion obtenus avec le programme ADCES-INVERSE est présentée pour les cas d'étude n°1 à 6 dans les tableaux 7.12 à 7.17, respectivement. Aussi, la compilation des résultats graphiques des analyses inverses se retrouve à l'annexe E : les figures E-1 à E-6 montrent les résultats d'inversion dans le domaine du temps pour le premier essai des six cas d'étude, alors que les figures et E-13 et E-30 montrent les résultats d'inversion dans le domaine des fréquences.

Les tableaux 7.12 à 7.17 ont été dressés de la même façon que les tableaux 7.5 à 7.10. On y retrouve : les positions des géophones, les déflexions mesurées et calculées aux neuf géophones, l'erreur RMS entre les déflexions maximales

mesurées et calculées et les modules obtenus par inversion. De plus, l'écart relatif absolu global  $E$  (équation 4.17) est fourni pour apprécier la coïncidence entre les historiques de déflexion mesurées et calculées. Les résultats de l'analyse inverse dans le domaine du temps sont présentés seulement pour le premier des trois essais. Finalement, les résultats de l'analyse inverse dans le domaine des fréquences sont tabulés pour chacun des trois essais distincts.

Un écart relatif absolu global  $E$  inférieur à 10 % est une indication que les résultats sont de bonne qualité. Les valeurs obtenues étant comprises entre 6 et 10 % pour les cas d'étude n°1 à 3, 5 et 6 (tableaux 7.12 à 7.14, 7.16 et 7.17), alors les historiques de déflexion calculés coïncident bien ceux mesurés. Par contre, les écarts sont d'environ 13 % pour le cas d'étude n° 4 au point P2-1, sur la planche 2, essentiellement dues aux déflexions calculées à des distances radiales de 600 mm et plus. Par ailleurs, notons aussi que l'erreur RMS, qui tient seulement compte du bassin de déflexion, présente des valeurs très élevées, entre 10 et 20 %, en raison des déflexions maximales calculées à des distances radiales de 600 mm et plus.

La difficulté à reproduire les déflexions maximales mesurées à 600 mm et plus est en partie tributaire de la fonction objective utilisée dans la procédure d'inversion d'UCODE. Cette fonction (équation 4.11) est exprimée en termes des moindres carrés de la différence entre la valeur de la déflexion calculée et celle mesurée. Ainsi, l'importance relative des différences entre les valeurs calculées et mesurées diminue dans la somme des moindres carrés lorsque les déflexions mesurées diminuent, comme c'est le cas aux capteurs les plus éloignés comparativement à ceux plus près. Il en résulte que les modules des couches de sol ont été sous-évalués d'au moins 10 %, comme cela est montré plus loin (§7.4.3). Malgré cette difficulté, l'importance des valeurs de modules  $E_1$  à  $E_4$  et les ratios mutuels entre deux couches successives sont réalistes.

**Tableau 7.12** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°1 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	428	429	429	431.7	424.6	425.9	427.1
0.200	350	351	351	355.6	347.6	348.6	349.0
0.300	301	302	302	304.7	297.1	298.0	298.0
0.450	239	239	240	240.2	233.9	234.6	234.6
0.600	183	183	184	190.9	186.4	187.0	187.1
0.750	148	149	149	154.5	151.8	152.2	152.5
1.000	102	103	103	114.1	113.4	113.8	114.2
1.500	62	62	62	72.9	74.0	74.2	74.5
2.000	45	46	46	53.7	55.0	55.0	55.1
Erreur RMS (%)				9.80	10.56	10.22	10.42
Écart relatif absolu global, E (%)				7.07	8.08	8.05	8.07
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			4283	4094	4106	4033
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			144	154	154	157
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			93.7	94.3	94.6	93.6
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			147	132	131	132

**Tableau 7.13** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°2 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	374	374	374	377.2	378.4	378.1	378.8
0.200	317	317	316	324.5	316.7	316.3	316.3
0.300	280	280	280	286.5	276.3	276.1	276.0
0.450	232	231	232	234.5	225.5	225.5	225.7
0.600	185	184	185	191.4	186.3	186.5	187.2
0.750	153	153	154	157.2	156.5	156.8	157.9
1.000	108	108	108	116.7	121.0	121.5	122.7
1.500	63	63	63	73.5	79.3	79.6	80.5
2.000	43	43	44	53.5	57.1	57.1	57.6
Erreur RMS (%)				10.27	14.48	14.48	14.90
Écart relatif absolu global, E (%)				6.21	8.70	8.54	8.66
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			7020	4898	4869	4706
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			141	203	207	214
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			89.1	71.4	70.8	68.8
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			151	142	145	147

**Tableau 7.14** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°3 : essais FWD au point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	596	610	599	605.8	609.4	628.9	614.5
0.200	500	512	503	517.3	504.3	517.1	508.3
0.300	443	453	445	455.0	437.7	448.1	441.6
0.450	366	374	368	371.5	356.4	365.5	360.6
0.600	292	300	295	304.0	295.6	304.4	300.1
0.750	242	249	246	251.7	249.9	258.7	254.6
1.000	172	177	175	190.2	195.4	203.5	199.9
1.500	102	105	104	123.1	130.0	135.4	133.0
2.000	72	75	74	90.4	94.1	97.3	95.8
<b>Erreur RMS (%)</b>				11.71	14.47	14.92	14.70
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				6.70	8.42	8.26	8.66
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			6746	4616	4257	4549
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			161	227	243	237
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			88.4	72.1	68.5	69.1
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			136	135	144	140

**Tableau 7.15** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°4 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	817	826	824	820.9	785.4	797.3	796.8
0.200	601	608	607	600.1	576.3	587.2	586.5
0.300	472	478	478	469.5	451.4	461.0	460.4
0.450	334	337	337	336.5	323.3	330.5	330.3
0.600	231	234	235	256.2	245.7	251.0	251.1
0.750	175	178	178	205.2	196.8	200.7	200.9
1.000	115	117	117	152.6	147.1	149.6	149.7
1.500	72	73	73	99.5	97.5	98.8	98.6
2.000	55	56	56	74.7	73.3	74.2	74.0
<b>Erreur RMS (%)</b>				21.74	19.48	19.37	19.22
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				12.82	13.29	12.94	12.64
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			2065	2232	2146	2242
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			121	125	125	123
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			74.5	78.4	76.7	76.1
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			114	97.4	94.2	99.1

**Tableau 7.16** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°5 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	605	603	606	604.5	604.9	512.6	519.4
0.200	488	487	490	495.0	474.8	404.5	406.9
0.300	413	413	414	418.0	395.3	338.9	339.8
0.450	324	325	326	323.4	308.7	267.6	267.9
0.600	244	245	245	254.7	249.8	218.6	218.9
0.750	193	193	194	205.6	207.4	182.3	182.5
0.900	149	149	149	169.9	175.0	153.7	153.7
1.200	97	98	98	123.3	129.2	112.3	112.1
1.500	71	72	72	95.6	99.8	86.6	86.5
<b>Erreur RMS (%)</b>				15.52	18.65	14.81	14.64
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				7.79	10.16	10.20	9.96
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			6023	3492	3837	3547
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			137	204	204	208
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			69.3	59.9	58.7	57.4
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			129	111	112	114

**Tableau 7.17** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (élastodynamique), cas d'étude n°6 : essais FWD au point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	1027	987	1008	1015.4	1022.2	981.5	1002.3
0.200	799	786	794	819.5	781.2	769.6	776.9
0.300	674	666	670	686.9	643.9	641.0	643.7
0.450	530	524	528	530.4	503.1	502.0	503.0
0.600	399	396	397	420.3	410.2	407.8	408.9
0.750	315	311	313	342.7	342.8	339.8	341.0
0.900	243	241	242	286.2	290.8	287.7	288.8
1.200	158	157	158	210.9	216.2	213.7	214.4
1.500	117	116	117	165.0	168.0	166.0	166.4
<b>Erreur RMS (%)</b>				18.91	20.45	20.31	20.01
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				9.17	10.82	10.65	10.58
1- Revêtement	Module $E_1$ (MPa)			5155	2690	3513	3110
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			152	223	212	216
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			68.1	60.5	59.4	59.3
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			116	106	106	107



#### 7.4.1.1 Discussion des résultats

Les observations suivantes découlent de l'examen des résultats graphiques des analyses inverses avec le programme ADCES-INVERSE pour les six cas d'étude sur les planches 1 et 2, compilés à l'annexe E :

- Les historiques de déflexion mesurés et calculés sont généralement semblables (écarts  $E$  inférieurs à 10 %), en particulier au point PT 4 sur la planche 1 pour les cas d'étude n°1 à 3;
- Les bassins de déflexion sont mieux reproduits pour les essais effectués sur la planche 1 que sur la planche 2. Les différences relatives les plus importantes entre les déflexions calculées et mesurées se retrouvent aux distances radiales de 600 mm et plus;
- Les fonctions de complaisance théoriques sont généralement du même ordre de grandeur que celles expérimentales. De plus, leurs formes sont similaires pour des fréquences inférieures à 30 Hz environ; rappelons que la majeure partie de l'énergie de l'impact du FWD est comprise entre 0 et 30 Hz, comme le montre le spectre d'amplitude du chargement sur la figure 4.3 (§4.3.1);
- Les fonctions de complaisance expérimentales divergent entre 30 et 70 Hz par rapport au cas théorique. Cette divergence ne peut pas être expliquée à l'aide du modèle multicouche utilisé ni par la modélisation du chargement du FWD. L'interaction complexe entre la plaque du FWD et la chaussée explique possiblement ces résultats; et,
- Les fonctions de complaisance théoriques sont généralement plus importantes, 10 à 20 %, que celles mesurées au-delà de 70 Hz, surtout près du point de chargement. Cette différence est tributaire de la loi de comportement élastique utilisée pour modéliser la couche de revêtement dans le modèle multicouche, comme cela sera démontré au chapitre 8.

Pour les six cas d'étude, les modules d'Young équivalents ( $E$ ) obtenus par l'analyse inverse dans le domaine des fréquences sont pratiquement identiques

pour les trois essais interprétés. Ces valeurs de modules sont présentées aux trois dernières colonnes des tableaux 7.12 à 7.17. et tendent à confirmer la reproductibilité de l'inversion de la méthode dynamique.

La valeur des modules diffère selon le schéma d'inversion utilisé, dans le domaine du temps ou des fréquences, comme le montrent les tableaux 7.12 à 7.17 (aux colonnes 5 et 6). La comparaison des résultats indique que les modules du revêtement ( $E_1$ ) dans le domaine des fréquences sont jusqu'à 50 % plus faibles que ceux obtenus par une inversion dans le domaine du temps. Ceux de la fondation ( $E_2$ ) sont environ 30 % plus élevés que dans le domaine du temps. Par contre, des valeurs similaires ont été obtenues dans les domaines du temps et les fréquences pour les deux couches de sol ( $E_3$  et  $E_4$ ). Ce phénomène est probablement attribuable à la plage de fréquences, entre 1.954 à 76.209 Hz, utilisée pour déterminer les modules par une analyse inverse dans le domaine des fréquences. Globalement, l'inversion dans le domaine du temps procure des valeurs plus réalistes.

La figure 7.7 présente les valeurs moyennes des modules obtenues pour chacun des six cas d'étude, selon l'inversion dans le domaine du temps. Plus particulièrement, le module du revêtement est influencé par la température moyenne du matériau, comme le résume le tableau 7.18. Le module  $E_1$  augmente de 2 000 à 6 900 MPa lorsque la température diminue de 19.7 à 9.7°C, cependant, une valeur de 5 600 MPa a été mesurée sur la planche 2 à 5.4°C. Les résultats de l'analyse inverse diffèrent donc par environ  $\pm 40$  % de ceux obtenus en laboratoire.

Au point PT 4, sur la planche 1, le module  $E_2$  de la couche de fondation est de l'ordre de 140 et 160 MPa, alors que le module  $E_3$  de la première couche de sol est systématiquement plus faible et compris entre 85 et 100 MPa. Finalement, les modules  $E_4$  obtenus pour la seconde couche de sol sont de l'ordre de 145 MPa. Le ratio  $E_4/E_{4\max} = 145/278 = 0.51$  est plus élevé comparativement à la valeur de 0.21 pour la méthode statique, bien qu'une valeur de 0.8 à 0.9 semblerait plus réaliste.

Par ailleurs, l'analyse dynamique n'occasionne pas un effet de compensation entre les modules des couches successives, comme cela a été observé lors de l'analyse statique des cas d'étude n°1 et n°4 entre les modules  $E_2$  à  $E_4$ .

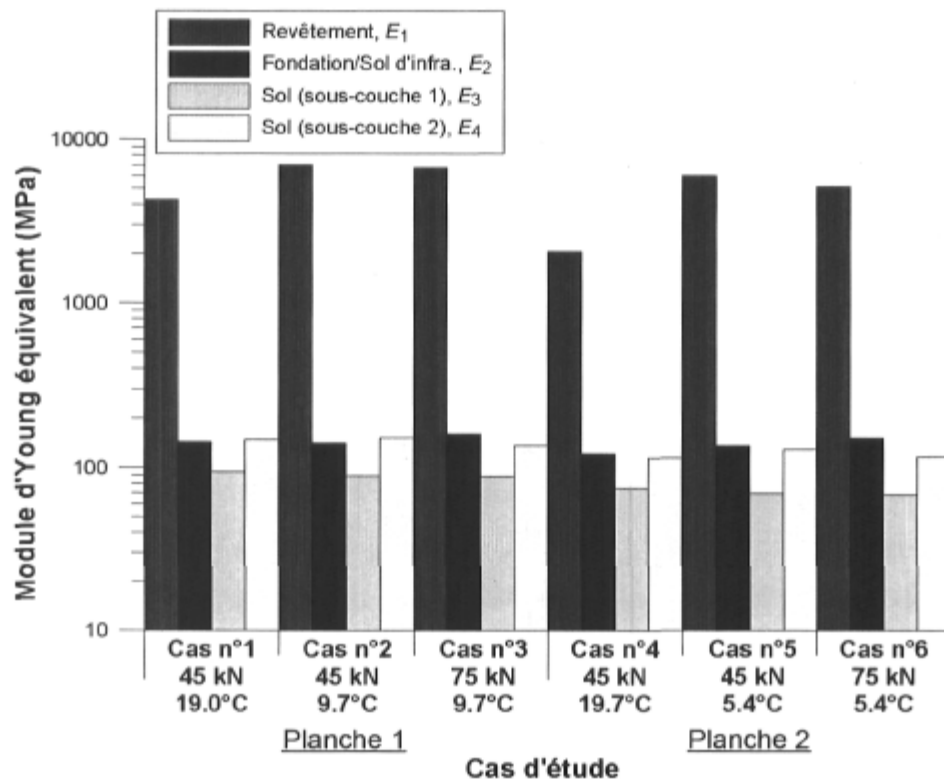


Figure 7.7 : Compilation des modules d'Young équivalents tirés de l'analyse dynamique dans le domaine du temps avec ADCES-INVERSE pour les six cas d'étude.

**Tableau 7.18** : Comparaison des modules moyens du revêtement de l'analyse dynamique des essais FWD et des résultats en laboratoire.

Température	Laboratoire	ADCES-INVERSE	Différence relative
$T_{\text{enrobé}} (°C)$	$ E^* $ (MPa)	$E_1$ (MPa)	(%)
5.4	9 333	5 589	-40.1
9.7	6 804	6 883	1.2
19.0	2 971	4 283	44.2
19.7	2 772	2 065	-25.5

## 7.4.2 Prédiction de la réponse de la chaussée

Le programme ADCES a été utilisé pour déterminer la réponse de la chaussée aux mêmes positions que les six accéléromètres installés à la surface de la chaussée. Ainsi, les historiques de déflexion et d'accélération verticale ont été calculés avec les modules d'Young équivalents  $E_1$  à  $E_4$  obtenus par inversion avec le modèle élastodynamique hystérétique. De plus, les mêmes calculs d'historiques ont été repris, à titre de comparaison, avec les modules obtenus par MODCOMP 5 lors de l'analyse statique avec le modèle élastostatique. Ces historiques sont confrontés aux mesures des accéléromètres lors des essais FWD pour chaque cas d'étude.

Les déflexions maximales sont également comparées pour évaluer dans quelle mesure l'analyse dynamique permet de prédire avec justesse la réponse de la chaussée sous l'impact du FWD.

### 7.4.2.1 Historiques d'accélération verticale et de déflexion

Les historiques d'accélération verticale théoriques sont confrontés aux données expérimentales pour le cas d'étude n°1 (figure 7.8), au point PT 4, sur la planche 1. Les résultats sont montrés successivement pour les six accéléromètres installés de 0.5 à 8.0 m du point de chargement. Sur les figures 7.9 à 7.14 qui représentent les historiques de déflexion prédits et mesurés pour les six cas d'étude, les courbes identifiées ADCES (modules "dynamiques") réfèrent aux valeurs calculées par le programme ADCES avec les modules d'Young équivalents  $E_1$  à  $E_4$  tirés de l'analyse dynamique. Par contre, celles identifiées ADCES (modules "statiques") correspondent aux résultats obtenus par le programme ADCES avec les modules fournis par la méthode statique avec MODCOMP 5.

La comparaison des accélérations verticales, montrée sur la figure 7.8, révèle que les courbes ADCES (modules "dynamiques") ont à peu près la même forme que

les courbes des données expérimentales, bien que les valeurs des accélérations maximales calculées soient plus importantes d'environ 25 à 100 %. Par contre, les similitudes entre les courbes ADCES (modules "statiques") et celles des données expérimentales sont moins évidentes, d'autant plus qu'on s'éloigne du point de chargement. Cependant, les valeurs maximales d'accélération demeurent plus importantes d'environ 25 à 100 % que celles mesurées. Sur les courbes ADCES (modules "statiques"), on observe une « réflexion » après la perturbation principale qui s'amplifie avec la distance, mais qui est inexistante sur les courbes des données expérimentales. Sur le graphique A) *Accéléromètre 1 à 0.5 m*, cette « réflexion » a lieu entre 20 et 30 ms, alors que sur le graphique F) *Accéléromètre 1 à 8.0 m*, elle a lieu entre 55 et 65 ms. Cette « réflexion » est associée au contraste de modules entre la troisième et la quatrième couches de sol ( $E_3 = 193 \text{ MPa}$  et  $E_4 = 55.2 \text{ MPa}$ , essai 1 dans le tableau 7.5) obtenus avec le modèle élastostatique. Elle aura inévitablement un effet sur les historiques de déflexions.

Les historiques de déflexion théoriques sont comparés sur la figure 7.9 aux données expérimentales pour le même cas d'étude n°1, dont les historiques d'accélération verticale correspondants ont été montrés sur la figure 7.8. Les courbes ADCES (modules "dynamiques") se superposent sur celles mesurées, notamment pour les accéléromètres situés entre 0.5 et 4.0 m de distance, dans le champ proche. Les résultats aux graphiques E) et F) pour les accéléromètres 5 et 6 à 6.0 et 8.0 m de distance, situés dans le champ éloigné, sont moins probants : les déflexions maximales sont 25 à 40 % plus élevés, selon la distance, comparativement aux données expérimentales, et ces pics surviennent seulement 3 à 4 ms plus tard. Ces différences sont certainement associées, en partie, au fait que les valeurs des modules calculées avec le modèle élastodynamique hystérétique sont sous-évaluées pour les couches de sol naturel, comme discuté précédemment (§7.4.1). De plus, le ratio d'amortissement, qui a été fixé à 2 %, a probablement été sous-estimé car l'importance des différences augmente avec la distance entre les déflexions maximales calculées et mesurées, de même que pour les accélérations.

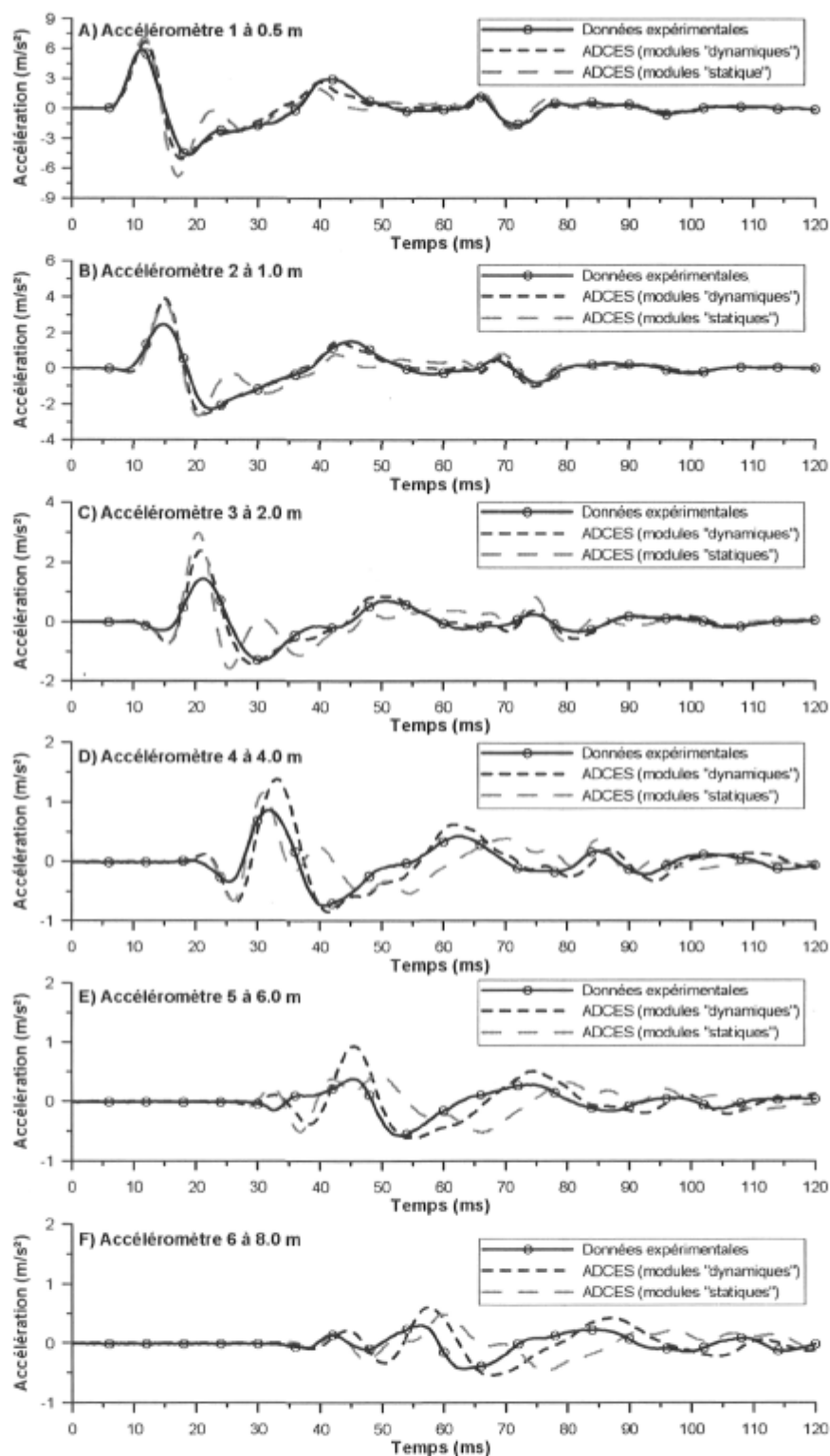


Figure 7.8 : Comparaison entre les historiques d'accélération verticales calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.

Quant aux courbes ADCES (modules "statiques") sur la figure 7.9, elles présentent des différences importantes qui augmentent avec la distance radiale comparativement aux données expérimentales. En effet, il y a une augmentation de la valeur de la déflexion maximale de -10 à +40 % entre 0.5 et 4.0 m et de 40 à 75 % entre 6.0 et 8.0 m, comparativement aux valeurs mesurées. De plus, l'écart entre le moment où la déflexion calculée est maximale et celui sur les mesures expérimentales augmente aussi avec la distance, passant de près de 0 ms à 0.5 m à 12 ms environ à 8.0 m. Aussi, on remarque que l'aire sous la courbe de déflexion augmente significativement, de 5 à 125 %, entre 0.5 à 8.0 m, comparativement aux données expérimentales. Ces différences sont probablement attribuables aux effets de la « réflexion » observée sur les historiques d'accélération, donc à la valeur relativement faible du module  $E_4$  de la quatrième couche obtenue à l'aide du modèle élastostatique. Cela démontre que les modules de la méthode statique d'analyse des essais FWD ne sont pas représentatifs des propriétés réelles des couches de matériaux, surtout en profondeur.

Les figures 7.10 et 7.11 présentent également une confrontation entre les historiques de déflexion calculés et ceux mesurés pour les cas d'étude n°2 et 3, au point PT 4, sur la planche 1. De même, les résultats sont présentés aux figures 7.12 à 7.14 pour les cas d'étude n°4 à 6, au point P2-1, sur la planche 2. Les mêmes observations peuvent être faites pour les résultats présentés sur les trois figures précédentes que ceux de la figure 7.9. Néanmoins, les différences observées entre les historiques de déflexion calculés et mesurés sur la planche 1 sont environ 25 à 50 % plus importantes sur la planche 2, tant avec les modules "dynamiques" que pour les modules "statiques". Cela est probablement attribuable aux simplifications de la stratigraphie des sols pour la modélisation de la chaussée sur la planche 2 et à un manque d'homogénéité des matériaux dans les premiers 500 mm sous le revêtement (sur la planche 1, ces premiers 500 mm ont été remplacés par une couche de fondation granulaire de matériaux choisis et compactés). Par conséquent, les modules des couches sont davantage approximatifs.

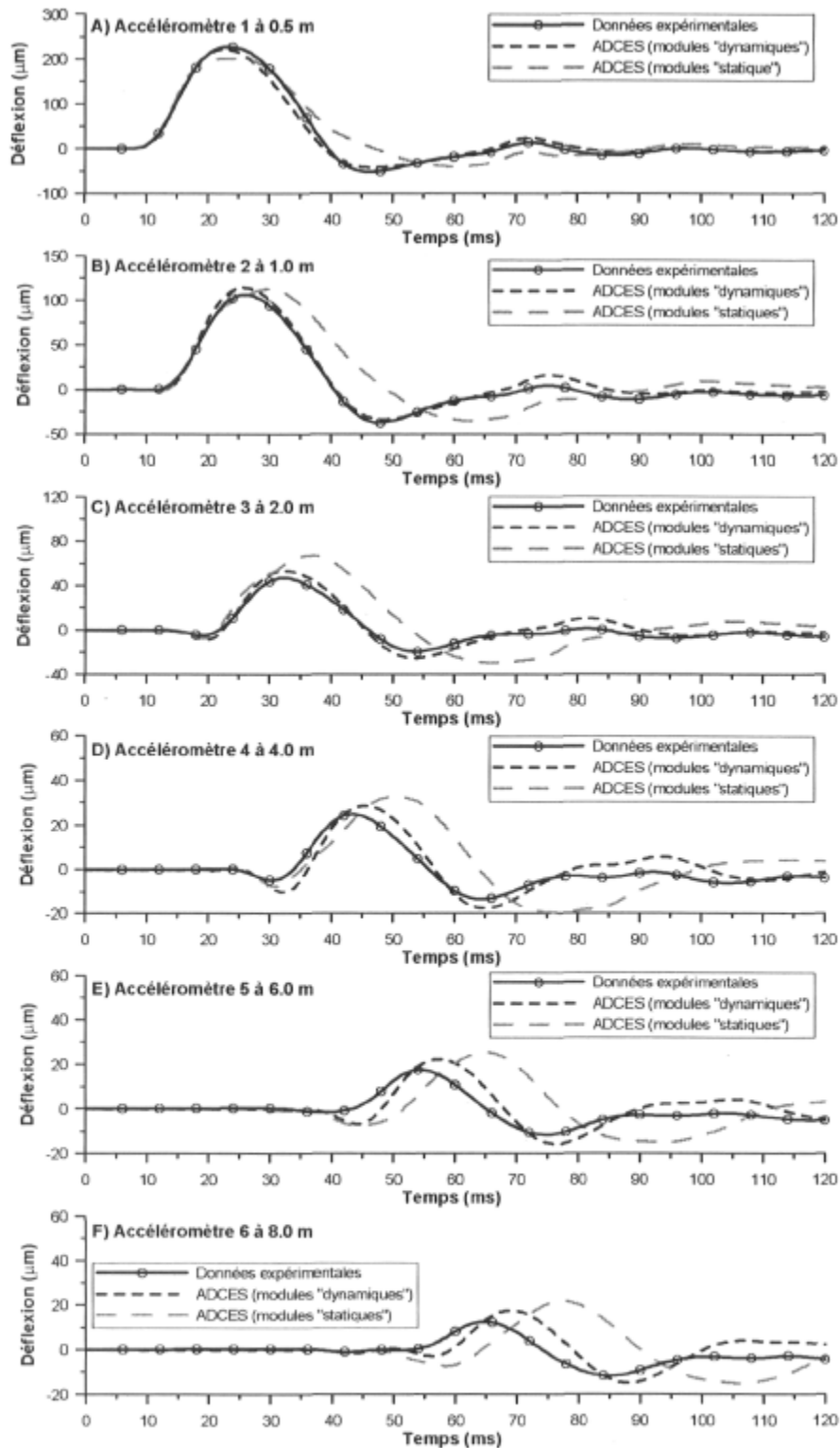


Figure 7.9 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.



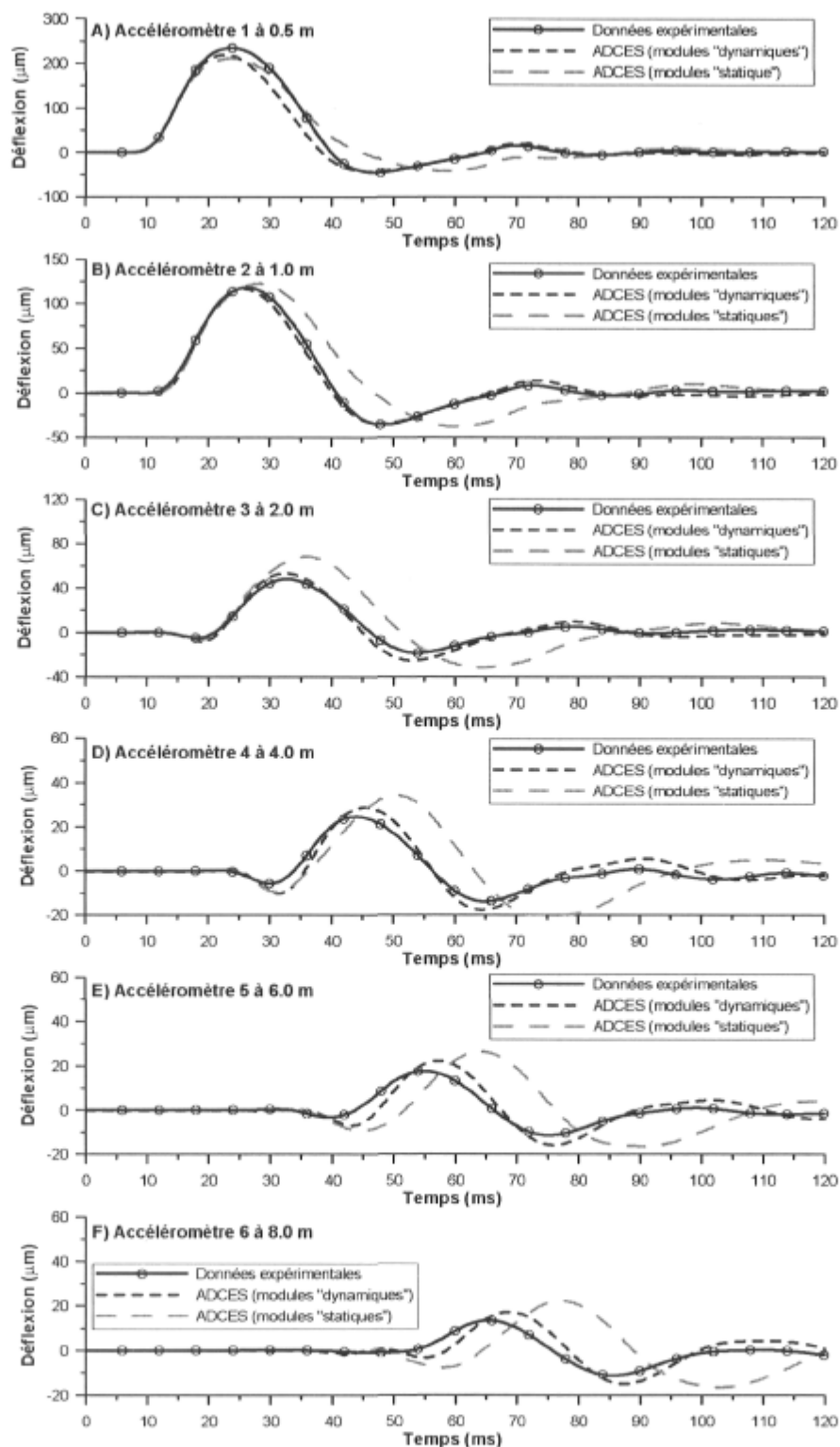


Figure 7.10 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°2 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C.

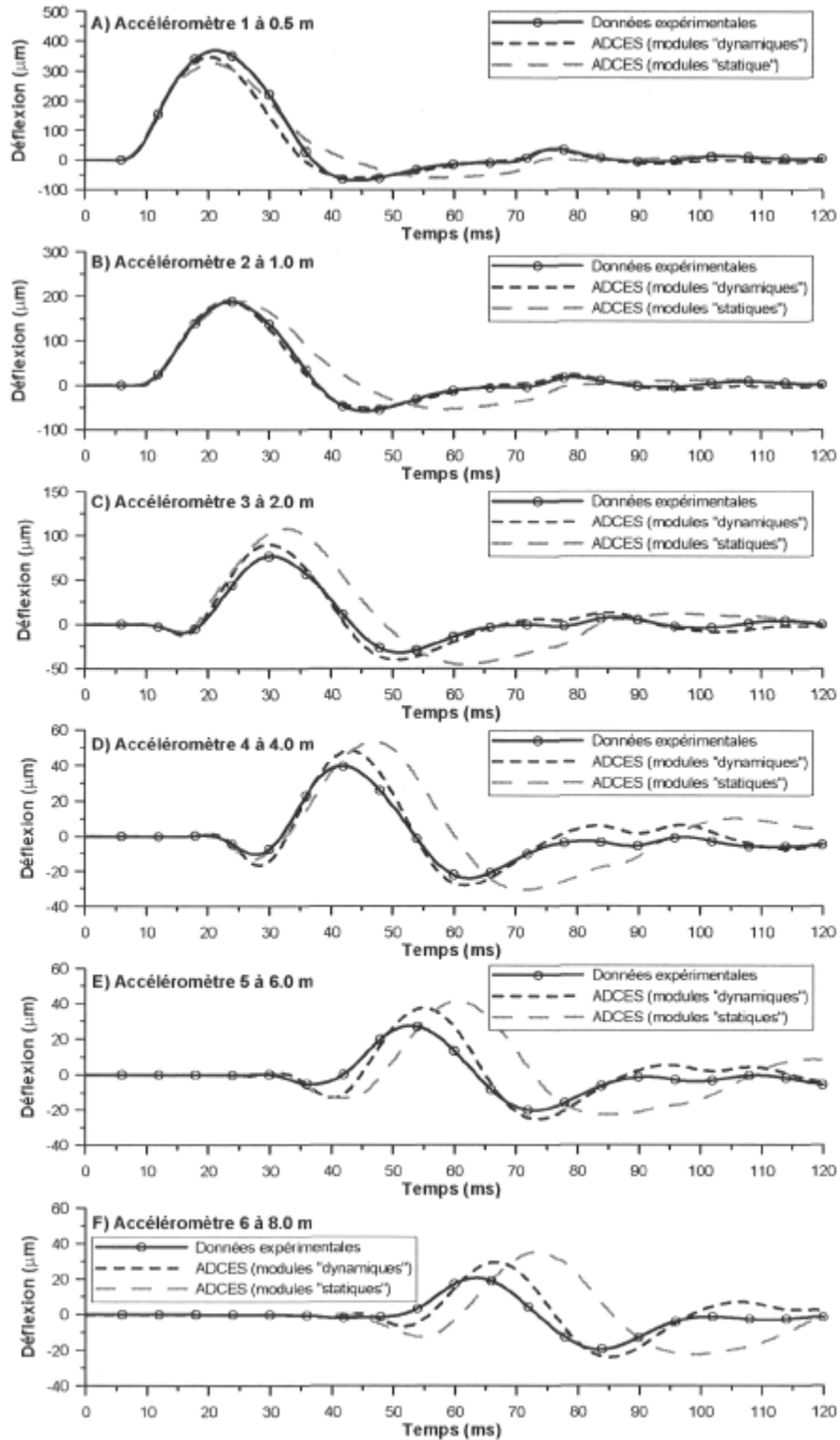


Figure 7.11 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°3 : point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.

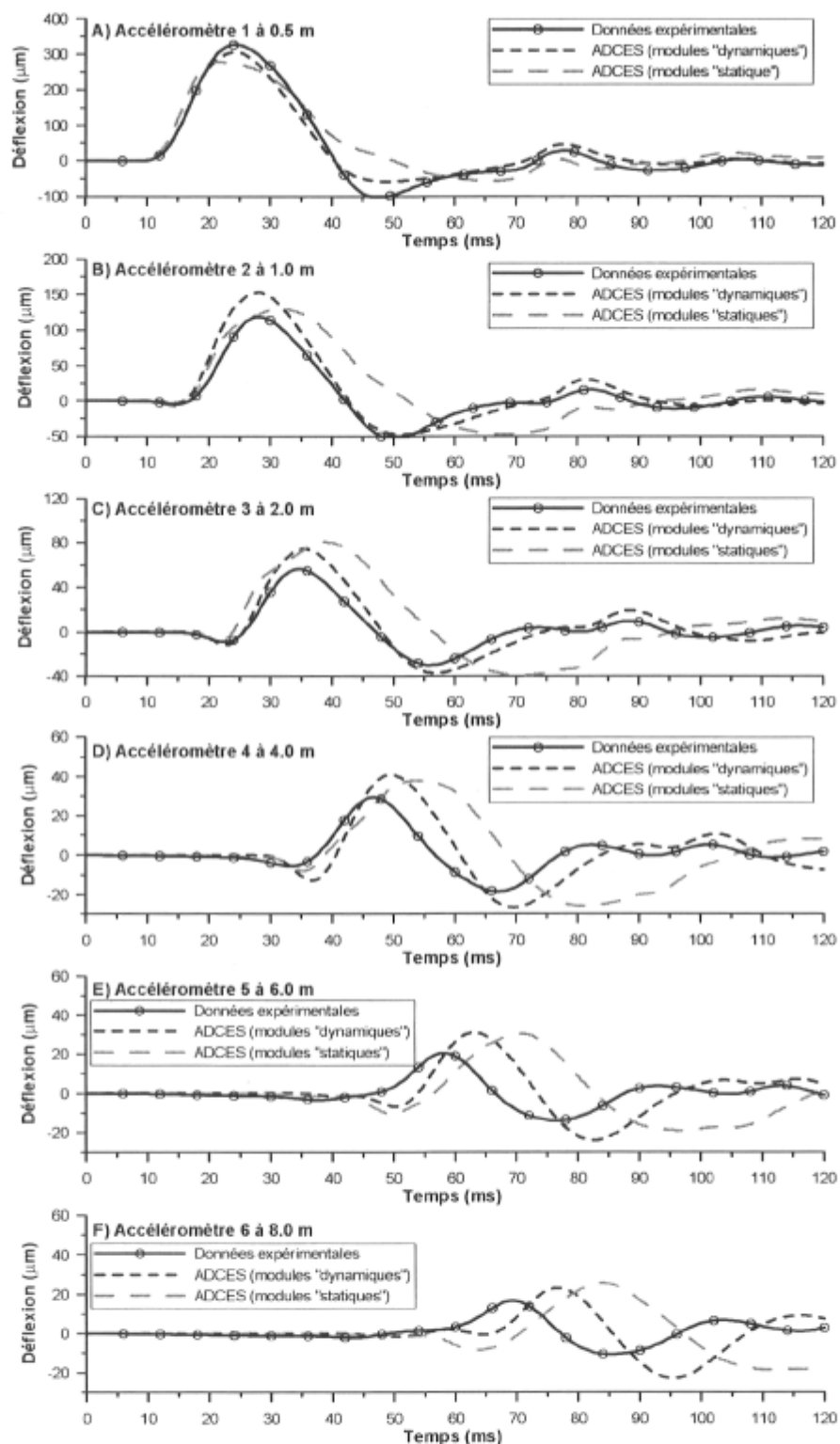


Figure 7.12 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°4 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C.

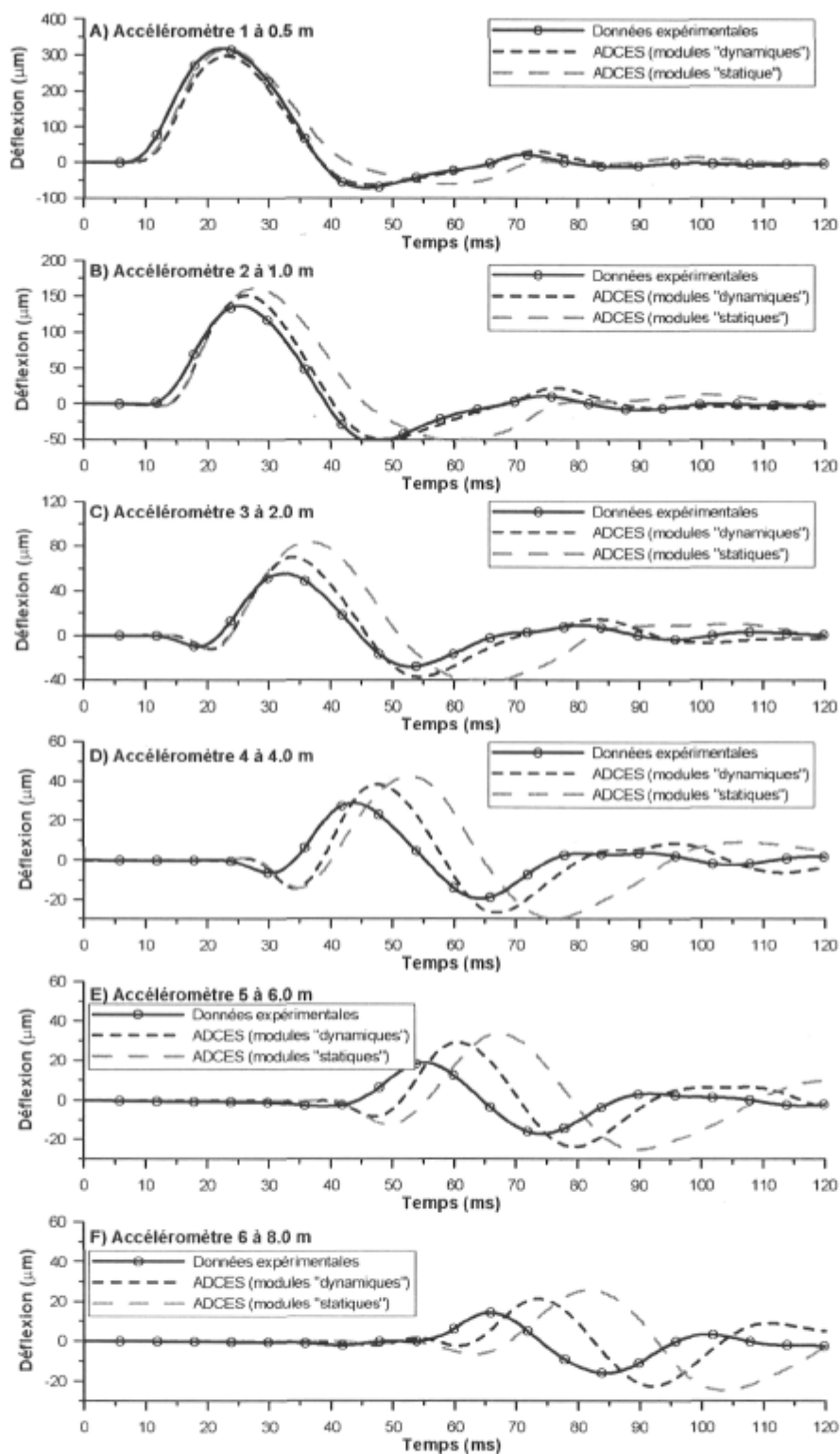


Figure 7.13 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°5 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C.

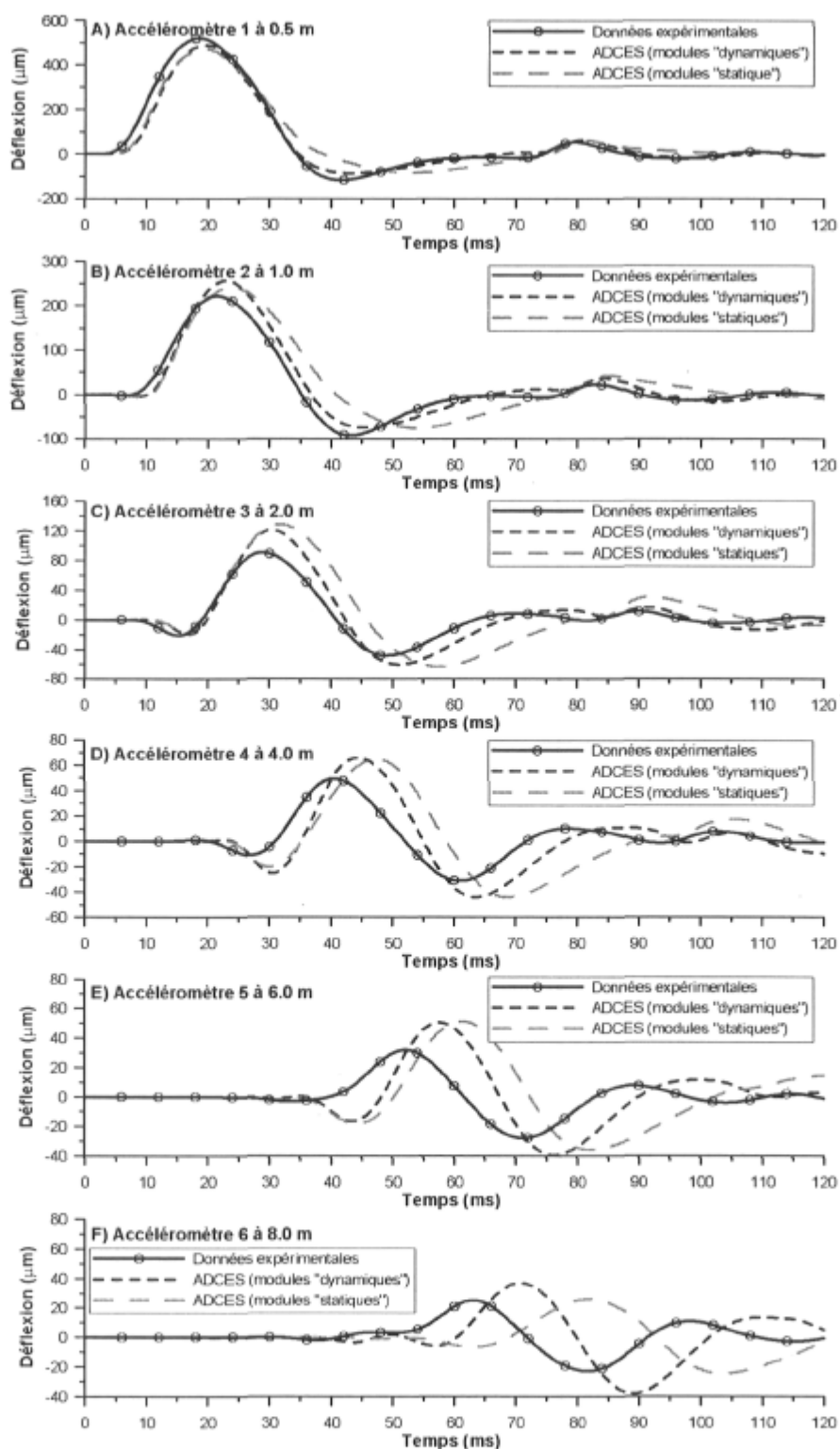


Figure 7.14 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle élastodynamique hystérétique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°6 : point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C.

### 7.4.2.2 Déflexions maximales dans le champ proche

Les déflexions maximales du modèle élastodynamique hystérétique sont comparées sur les figures 7.15 et 7.16 aux bassins de déflexion mesurés par le FWD UL et les déflexions maximales mesurées dans le champ proche à l'aide des quatre premiers accéléromètres entre 0.5 et 4.0 m.

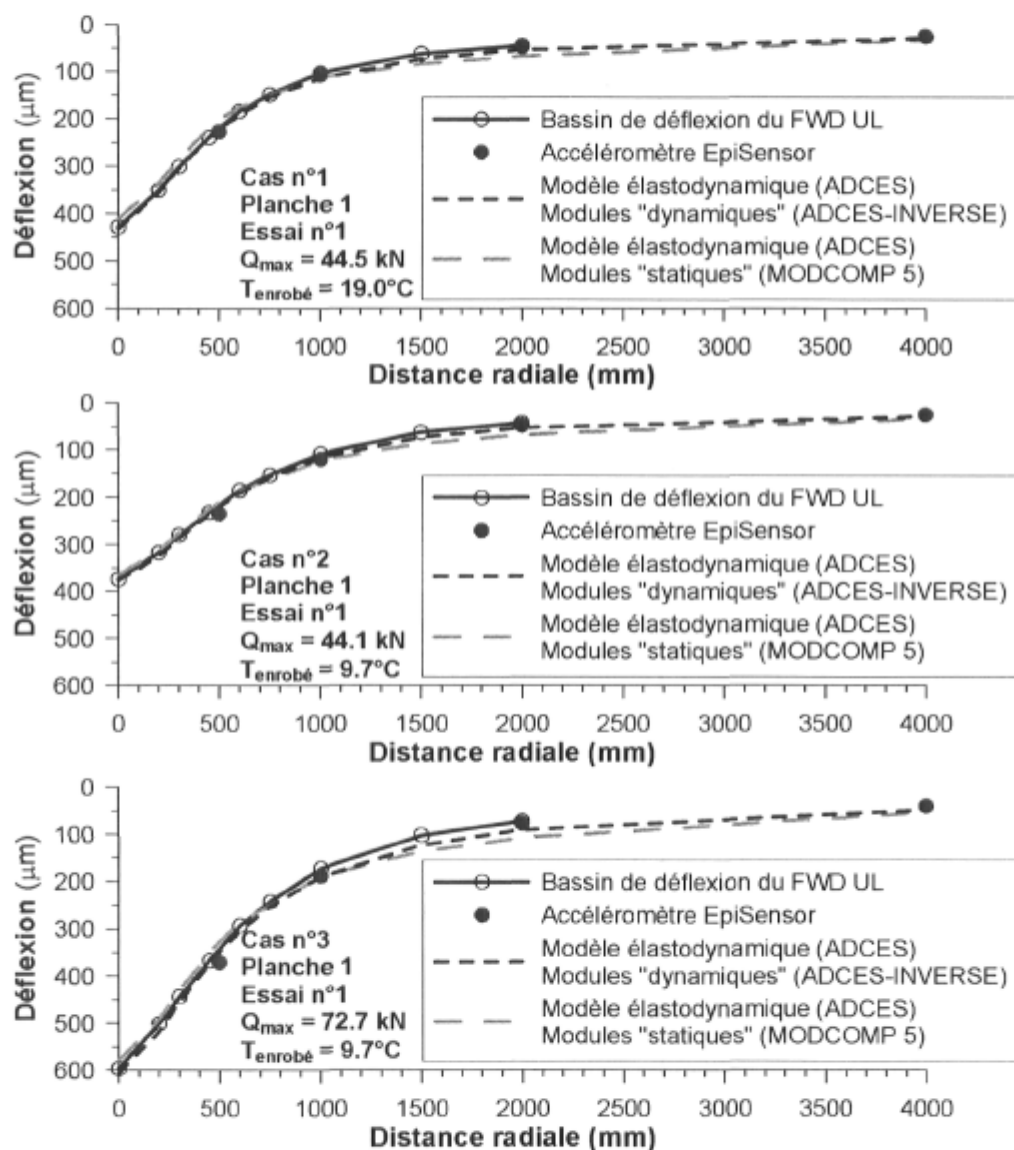


Figure 7.15 : Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 1 pour point PT 4 et des déflexions prédites avec le modèle élastodynamique hystérétique.

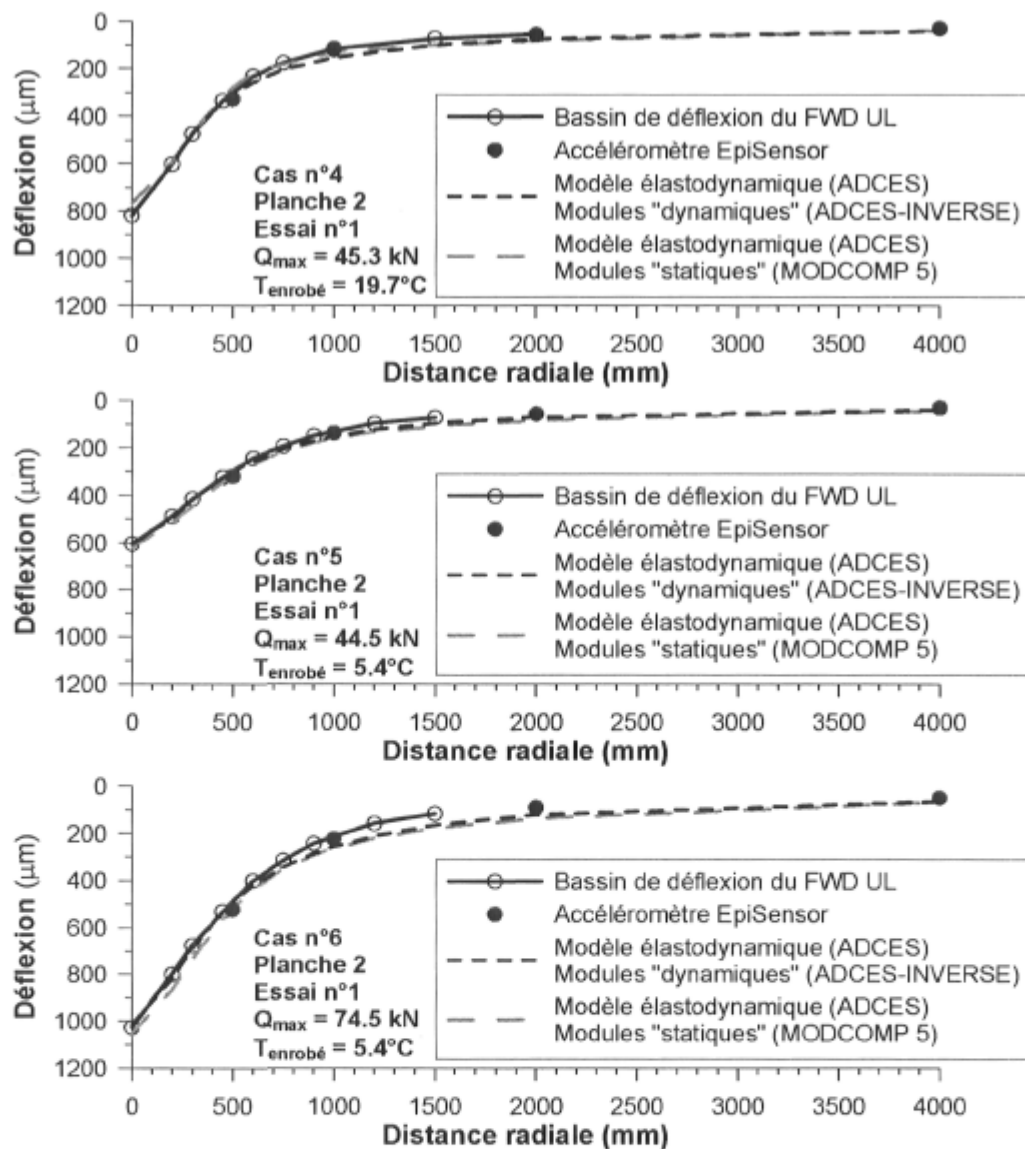


Figure 7.16 : Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 2 pour point P2-1 et des déflexions prédites avec le modèle élastodynamique hystérétique.

La figure 7.15 montre les résultats pour les cas d'étude 1, 2 et 3 sur la planche 1. Les déflexions prédites avec les modules "dynamiques" montrent des bassins ayant la même forme que celle des bassins de déflexion mesurés par le FWD et celle des déflexions obtenus à l'aide des accéléromètres. En résumé, les différences entre les déflexions prédites et celles mesurées par les accéléromètres augmentent selon la distance, passant d'environ -7 % à 0.5 m à environ +20 % à

4.0 m, pour une différence relative de l'ordre de 10 %, en moyenne. Quant aux déflexions prédites avec les modules "statiques", elles suivent également la même forme que les bassins de déflexion mesurés. Par contre, la différence relative entre les déflexions prédites et celles mesurées avec les accéléromètres est de l'ordre de 20 %, en moyenne, soit le double qu'avec les modules "dynamiques".

La figure 7.16 montre les résultats pour les cas d'étude 4, 5 et 6 sur la planche 2. Les déflexions prédites avec les modules "dynamiques", de même que celles obtenues avec les modules "statiques", sont généralement plus importantes de plus de 15 % que celles mesurées avec les accéléromètres entre 2.0 et 4.0 m. Par conséquent, la forme du bassin de déflexion est différente comparativement aux données expérimentales. C'est certainement parce que les modules "dynamiques" et "statiques" des couches de sol plus profondes sont sous-évalués.

Les résultats illustrés sur les figures 7.15 et 7.16 peuvent être comparés respectivement à ceux présentés sur les figures 7.5 et 7.6, qui ont été obtenus avec la méthode statique d'analyse des essais FWD. Tel que montré dans le chapitre 4 (§4.8.3), il aurait été possible de trouver à l'aide de la méthode dynamique un ensemble de modules qui permet de reproduire fidèlement les déflexions maximales mesurées avec le FWD, sans pour autant que ces modules soient représentatifs des matériaux et des sols. Or l'analyse inverse en dynamique a été effectuée avec 10 observations sur chaque historique de déflexion, qui procure, de l'avis de certains chercheurs comme Magnuson et *al.* (1991), des modules plus réalistes car plus de données sont alors utilisées, contrairement aux seuls déflexions maximales retenues pour le rétrocalcul statique.

### **7.4.3 Étude de sensibilité**

Une étude de sensibilité a été réalisée avec le programme ADCES pour évaluer l'influence des modules d'Young équivalents ( $E_1$  à  $E_4$ ) et du ratio d'amortissement



sur les valeurs maximales d'accélération verticale et de déflexion. Elle vise à déterminer quels paramètres du modèle élastodynamique sont les plus susceptibles d'expliquer les différences observés aux figures 7.9 à 7.14 entre les réponses prédites et celles mesurées, notamment dans le champ éloigné, là où ces différences sont les plus prononcées.

Le premier essai FWD du cas d'étude n°1 (45 kN à 19°C) a été considéré pour cette étude. Le modèle de la chaussée est illustré sur la figure 7.2 et ses caractéristiques sont présentées dans le tableau 7.3 (point PT 4 sur la planche 1). Les résultats précédents, compilés dans le tableau 7.12 pour cet essai, ont été retenus comme valeurs de référence. Ainsi, les valeurs de référence des modules ont été variées successivement de  $\pm 10\%$  à chaque simulation. Quant au ratio d'amortissement, des valeurs de 3 et de 5 % ont été considérées, comparativement à la valeur de référence de 2 %. Pour chacune des variations apportées aux paramètres (modules et ratio d'amortissement), les historiques d'accélération verticale et de déflexion ont été calculés. Les valeurs maximales sur ces historiques ont été identifiées et sont comparées aux mesures expérimentales.

L'influence des paramètres du modèle élastodynamique a été évaluée en termes de l'erreur RMS et de l'écart E entre les valeurs prédites et celles mesurées par le FWD et avec les accéléromètres EpiSensor. Plus l'erreur RMS et l'écart E sont faibles meilleure est la coïncidence entre les valeurs prédites et celles mesurées.

#### **7.4.3.1 Influence des modules**

Le tableau 7.19 présente la synthèse des simulations relatives aux modules  $E_1$  à  $E_4$ . Les pourcentages de variation ( $\pm 10\%$ ) des modules par rapport au cas de référence (0 % de variation) ainsi que les valeurs correspondantes sont d'abord indiquées. Ensuite, la coïncidence entre les bassins de déflexion ( $D_{max}$ ) calculés et ceux mesurés par le FWD UL est quantifiée par l'erreur RMS pour chaque

simulation. De plus, l'écart E entre les historiques de déflexion calculés et mesurés avec le FWD UL est également fourni. Finalement, les coïncidences entre les accélérations verticales maximales prédites et mesurées sont présentées, de même que pour les déflexions maximales ( $D_{\max}$ ).

Les résultats du tableau 7.19 indiquent qu'une augmentation de 10 % des modules de chacune des couches améliore la coïncidence entre les déflexions calculées et celles mesurées; entre 1 à 5 % pour l'erreur RMS et d'environ 1 % pour l'écart E, tant pour les résultats comparatifs avec le FWD UL que ceux avec les accéléromètres EpiSensor. C'est l'augmentation du module  $E_3$  de 10 % qui procure les résultats les plus intéressants au niveau des déflexions  $D_{\max}$  pour les valeurs maximales (erreur RMS). Par contre, c'est l'augmentation du module  $E_4$  de 10 % qui améliore le plus la coïncidence de l'ensemble des historiques de déflexion (écart E).

**Tableau 7.19** : Influence des modules sur les déflexions et les accélérations maximales calculées à l'aide du modèle élastodynamique, cas d'étude n° 1.

Paramètre	Variation	Valeur	FWD UL		Accéléromètres EpiSensor	
			$D_{\max}$	Déflexions	$A_{\max}$	$D_{\max}$
			Erreur RMS	Écart E	Erreur RMS	Erreur RMS
	(%)	(MPa)	(%)	(%)	(%)	(%)
Module $E_1$	0	4283 <sup>(1)</sup>	9.80	7.07	84.1	24.4
	-10	3855	9.09	6.92	88.5	23.9
	+10	4711	8.71	6.70	<b>79.4</b>	23.1
Module $E_2$	0	144 <sup>(1)</sup>	9.80	7.07	84.1	24.4
	-10	130	11.39	7.66	86.5	26.2
	+10	158	7.78	6.86	81.2	21.3
Module $E_3$	0	95.7 <sup>(1)</sup>	9.80	7.07	84.1	24.4
	-10	86.1	13.37	8.24	85.7	28.0
	+10	105	<b>5.88</b>	6.13	82.0	<b>20.1</b>
Module $E_4$	0	147 <sup>(1)</sup>	9.80	7.07	84.1	24.4
	-10	132	10.9	8.12	<b>79.8</b>	26.2
	+10	162	7.25	<b>5.69</b>	86.8	21.5

Note : <sup>(1)</sup> valeurs obtenues par inversion avec le modèle élastodynamique.

Quant aux accélérations verticales maximales ( $A_{\max}$ ), ce sont les variations du module  $E_1$  et  $E_4$  qui procurent les résultats les plus intéressants, comparativement aux deux autres paramètres, comme l'indiquent les valeurs d'erreur RMS en gras l'avant-dernière colonne du tableau 7.19.

#### 7.4.3.2 Influence de l'amortissement

L'amortissement hystérétique dans le modèle élastodynamique hystérétique est représenté à l'aide du ratio d'amortissement ( $\zeta$ ). Le tableau 7.20 présente l'influence du ratio d'amortissement sur la coïncidence entre les valeurs de déflexion et d'accélération verticale prédites et mesurées. Les résultats ont été obtenus pour des valeurs de 2, 3 et 5 %. Les résultats dans le tableau 7.20 montrent que l'augmentation de l'amortissement améliore considérablement la coïncidence entre les déflexions mesurées et calculées. Comparativement aux mesures du FWD UL prises entre 0 et 2.0 m, l'erreur RMS et l'écart E diminue de près de 50 % lorsque le ratio passe de 2 à 5 %. Dans le cas des mesures avec les six accéléromètres entre 0.5 et 8.0 m, l'erreur RMS diminue de plus de 300 %. Les résultats montrent bien que le ratio d'amortissement a une influence importante sur la valeur maximale des accélérations verticales dans le champ éloigné, comme l'illustre théoriquement la figure 2.17 dans le cas d'un milieu semi-infini (§2.4.2). De plus, ces résultats montrent que le modèle élastodynamique hystérétique permet de tenir compte, d'une façon réaliste, de la dissipation de l'énergie de vibration par friction interne, pourvu que la valeur du ratio d'amortissement soit choisie correctement.

En résumé, les modules  $E_3$  et  $E_4$  sont les paramètres du modèle multicouche de la chaussée qui affectent le plus les déflexions maximales et, globalement, les historiques de déflexions. De plus, le ratio d'amortissement est un paramètre significatif qui influence l'importance des accélérations verticales et des déflexions dans le champ éloigné. Notons que lors de la simulation des mesures du FWD, ce

ratio affecte aussi le bassin de déflexion et les historiques de déflexions, en particulier à des distances radiales supérieures à 600 mm.

**Tableau 7.20** : Influence du ratio d'amortissement sur les déflexions et les accélérations maximales calculées à l'aide du modèle élastodynamique hystérétique, cas d'étude n° 1.

Paramètre	Valeur	FWD UL		Accéléromètres EpiSensor	
		D <sub>max</sub>	Déflexions	A <sub>max</sub>	D <sub>max</sub>
		Erreur RMS	Écart E	Erreur RMS	Erreur RMS
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
Ratio d'amortissement $\zeta$	2	9.80	7.07	84.1	24.4
	3	7.86	6.52	66.8	17.5
	5	<b>5.79</b>	<b>3.71</b>	<b>41.7</b>	<b>7.2</b>

#### 7.4.4 Conclusions sur le modèle élastodynamique hystérétique

La physique de l'essai FWD est mieux représentée par la méthode dynamique que par celle statique. Par conséquent, la méthode dynamique devrait conduire à une meilleure évaluation du comportement structural des chaussées sous un tel impact. La question de la validité de l'analyse des essais FWD avec la méthode dynamique est donc fondamentale. À ce sujet, Mestat (1993) indique que la validation d'un modèle de calcul inclut de valider à la fois le programme de calcul et ses algorithmes, la loi de comportement, la procédure de détermination des paramètres de la loi de comportement, la modélisation spatiale du milieu et la représentation des lois de chargement. Dans cette démarche de validation, les réponses calculées à l'aide du modèle de calcul, à savoir le modèle multicouche, doivent être vérifiées en les comparant aux mesures qui décrivent le comportement de la chaussée. Ainsi, cette vérification a été amorcée dans cette recherche grâce à des mesures indépendantes collectées avec six accéléromètres EpiSensor alignés à la surface de la chaussée, entre 0.5 et 8.0 m depuis la plaque du FWD.

À cette fin, le programme ADCES-INVERSE a été utilisé pour déterminer les modules d'Young équivalents,  $E_1$  à  $E_4$ , à partir des essais FWD des six cas d'étude. La reproductibilité des résultats a été confirmée à l'aide du schéma d'inversion dans le domaine des fréquences en analysant trois essais pour chaque cas d'étude. Ensuite, l'inversion dans le domaine du temps a été utilisée pour déterminer les modules du premier des trois essais, car elle procure des résultats plus réalistes avec des données expérimentales. Les résultats obtenus dans le domaine du temps sont généralement de bonne qualité puisqu'une coïncidence satisfaisante a été obtenue entre les historiques de déflexion calculés et ceux mesurés (l'écart  $E$  étant inférieur à 10 %). Néanmoins, les erreurs relatives se sont avérées plus élevées pour les déflexions calculées à 600 mm et plus, comparativement aux valeurs mesurées. Ces différences sont attribuables à la fonction objective utilisée dans UCODE (somme des moindres carrés des différences entre les valeurs calculée et mesurée). Par conséquent, les valeurs des modules  $E_3$  et  $E_4$  des couches de sol ont été sous-évaluées d'au moins 10 %. Quant au module du revêtement, les valeurs calculées pour ces essais FWD diffèrent de  $\pm 40$  % comparativement aux résultats des essais en laboratoire.

Le programme ADCES a ensuite été utilisé pour calculer les historiques d'accélération verticale et de déflexion avec le modèle élastodynamique hystérétique. Deux ensembles de modules ont été utilisés avec le modèle élastodynamique hystérétique : les modules "dynamiques" provenant de l'analyse dynamique et les modules "statiques" obtenus avec MODCOMP 5 lors de l'analyse statique des essais FWD.

Les historiques d'accélération obtenus avec les modules "dynamiques" ont une forme similaire à celle des données expérimentales, bien que les valeurs maximales d'accélération verticale soient 25 à 100 % plus élevées pour les cas d'étude n°1 à 3 sur la planche 1 au point PT 4. Quant aux historiques de déflexions calculés dans le champ proche, les différences entre les déflexions maximales calculées et mesurées augmentent avec la distance, d'environ -7 % à 0.5 m à

environ +20 % à 4.0 m. En champ éloigné, les déflexions maximales calculées sont respectivement 25 à 40 % plus élevées à 6.0 et 8.0 m de distance et elles surviennent avec un déphasage de 3 à 4 ms. Pour les cas d'étude n°4 à n°6 de la planche 2, les différences entre les valeurs d'accélération et de déflexions calculées entre 0.5 et 8.0 m sont 25 à 50 % plus importantes que ceux sur la planche 1, possiblement en raison de l'hétérogénéité plus grande dans les premiers 500 mm sous le revêtement. Ces résultats indiquent que les modules des couches de sol sont sous-évalués et que l'amortissement, fixé à 2 %, a été également sous-estimé.

Par contre, les résultats sont moins convaincants lorsque les modules "statiques" sont introduits dans le modèle élastodynamique hystérétique. Des différences de forme, dont l'importance augmente avec la distance, ont été notées entre les historiques d'accélération verticale calculés et ceux mesurés. Elles sont probablement attribuables à la faible rigidité de la quatrième couche de sol ( $E_4$ ), de l'ordre de 60 MPa. De plus, les valeurs maximales d'accélération verticale sont 25 à 100 % plus élevées que celles mesurées pour les cas d'étude n°1 à 3. Les historiques de déflexion sont aussi moins bien reproduits, surtout lors du déchargement où l'effet des couches de sol en profondeur se fait le plus sentir en raison de la propagation des ondes. Les déflexions maximales diffèrent de 10 à 40 % dans le champ proche, entre 0.5 et 4.0 m, comparativement à celles mesurées par les accéléromètres. Dans le champ éloigné, ces différences passent de 40 à 75 % entre 6.0 et 8.0 m de distance. De plus, le délai entre les déflexions maximales calculées et mesurées augmente de 0 ms à 0.5 m à 12 ms environ à 8.0 m de distance. Ces résultats démontrent que les modules de la méthode statique ne sont pas représentatifs des propriétés réelles des couches de matériaux, surtout pour le sol naturel.

Finalement, l'étude de sensibilité a permis de confirmer que les modules  $E_3$  et  $E_4$  ainsi que le ratio d'amortissement sont les paramètres les plus importants pour expliquer les différences observées entre les prédictions et les mesures

expérimentales obtenues avec le FWD et les accéléromètres. Il s'avère que ces modules sont sous-évalués d'au moins 10 %. Quant au ratio d'amortissement, une valeur de 5 %, au lieu de 2 % telle qu'utilisée, mène à une meilleure coïncidence entre les valeurs prédites et mesurées, surtout dans le champ éloigné.

## **7.5 Méthode dynamique : modèle visco-élasto-dynamique**

La méthode des éléments spectraux permet d'intégrer aisément des modèles rhéologiques ou des lois de comportement viscoélastiques puisque l'analyse s'effectue dans le domaine des fréquences, facilitant ainsi la résolution du problème dans le cas dynamique. Ici, le comportement mécanique du revêtement a été modélisé à l'aide du modèle rhéologique d'Huet-Sayegh, dont les paramètres ont été déterminés en laboratoire par des essais de flexion à chargements répétés sur l'enrobé bitumineux. Quant aux autres couches, leur loi de comportement demeure viscoélastique linéaire hystérétique, comme le spécifie le tableau 7.1.

L'intérêt d'une telle loi de comportement viscoélastique linéaire visqueuse est, d'un part, de mieux représenter le comportement mécanique du revêtement et, d'autre part, de restreindre le problème inverse aux modules inconnus des couches non liées (fondation granulaire et couches de sol naturel). La méthodologie illustrée sur la figure 7.1 a également été suivie pour la vérification de la méthode dynamique à l'aide du modèle visco-élasto-dynamique (pour le revêtement seulement).

### **7.5.1 Détermination des modules d'Young équivalents avec ADCES-INVERSE**

Les résultats d'inversion obtenus avec le programme ADCES-INVERSE sont présentés dans les tableaux 7.21 à 7.26 pour les cas d'étude n°1 à 6, respectivement. De même, les résultats graphiques de ces analyses sont compilés

à l'annexe E : les figures E-7 à E-12 qui montrent les résultats d'inversion dans le domaine du temps pour le premier essai des six cas d'étude, et les figures E-31 à E-48 qui illustrent les résultats pour l'inversion dans le domaine des fréquences. Les tableaux 7.21 à 7.26 conservent la même présentation des résultats que celle aux tableaux de la section (§7.4) pour le modèle élastodynamique hystérétique; seul le module  $E_1$  a été remplacée par le module complexe de l'enrobé  $E^*$  dont la valeur dépend de la fréquence et de la température; la valeur du module dynamique  $|E^*|$  est fournie à titre indicatif à la fréquence de 16.67 Hz et à la température moyenne du revêtement au moment de l'essai FWD.

Les résultats de ces analyses inverses sont de bonne qualité, comme l'indiquent les écarts  $E$  dont les valeurs sont comprises entre 3 et 5 % sur la planche 1 (cas d'étude n° 1 à 3) et entre 5 et 8 % sur la planche 2 (cas d'étude 4 à 6); ces valeurs étant inférieure à 10 %. Par conséquent, les historiques de déflexion calculés sont très similaires à ceux mesurés (figures E-7 à E-12 à l'annexe E). Cependant, l'erreur RMS sur les bassins de déflexion demeure élevée, entre 5 et 12 %. Quant aux modules  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$ , aussi bien leurs valeurs que les ratios entre les modules des couches successives sont réalistes.

#### 7.5.1.1 Discussion des résultats

Les résultats graphiques à l'annexe E (figures E-7 à E-12) indiquent que les bassins de déflexion calculés reproduisent les valeurs mesurées, surtout pour les essais FWD effectués sur la planche 1 (cas d'étude n°1 à 3). Par contre, la déflexion  $D_0$  est parfois surévaluée d'environ 5 %. Les fonctions de complaisance théoriques sont généralement du même ordre de grandeur que celles expérimentales sur pratiquement tout le spectre de fréquences (2 à 150 Hz), sauf entre 30 et 70 Hz environ, comme discuté précédemment (§7.4.1.1). Dans l'ensemble, le comportement viscoélastique du revêtement améliore la coïncidence entre les historiques de déflexion mesurées et théoriques, de même que pour les



fonctions de complaisance. Cette amélioration se traduit par une diminution de l'écart  $E$  de l'ordre de 40 %, comparativement aux résultats de la section 7.4 avec le modèle élastodynamique hystérétique.

C'est lors du déchargement, après que  $D_{\max}$  ait été atteinte, que la prise en compte des effets viscoélastiques au niveau de revêtement aide le plus à reproduire les déflexions mesurées près du point de chargement, entre 0 et 300 mm. Par conséquent, la prise en compte de ces effets oriente le processus inverse vers des modules d'Young équivalents des couches de sol qui représentent mieux l'ensemble des historiques de déflexion mesurés loin du point de chargement, tant en chargement qu'en déchargement (par exemple : comparer les historiques de déflexion sur les figures E-1 et E-7 pour le cas d'étude n°1).

Par ailleurs, l'analyse inverse effectuée dans le domaine des fréquences conduit des valeurs de modules qui sont reproductibles, (tableaux 7.21 à 7.26). Les modules  $E_2$  et  $E_3$  de sont semblables ( $\pm 10$  % en moyenne) à ceux obtenus avec l'inversion dans le domaine du temps. Les modules  $E_4$  sont généralement plus faibles de 25 % en moyenne que ceux dans le domaine du temps.

L'analyse inverse dans le domaine du temps a permis d'obtenir des modules d'Young équivalents  $E_2$  de la couche de fondation pour les cas d'étude n°1 à 3, sur la planche 1, au point PT 4, qui sont compris entre 145 à 195 MPa, avec une valeur moyenne d'environ 165 MPa. Pour les couches de sol, le module  $E_3$  est de l'ordre de 90 MPa alors que le module  $E_4$  est d'environ 180 MPa. Pour cette dernière couche, le ratio  $E_4/E_{4\max} = 180/278 = 0.65$ , ce qui s'approche davantage du ratio prévu de 0.8 – 0.9. Pour les cas d'étude n°4 à 6 sur la planche 2, les modules obtenus sont 10 à 30 % plus faibles que ceux obtenus sur la planche 1. Une synthèse des modules  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$  est illustré sur la figure 7.17 pour les six cas d'étude. L'importance des modules peut être comparée à celle des modules montrée sur les figures 7.4 et 7.7, respectivement pour la méthode statique et pour la méthode dynamique avec le modèle élastodynamique hystérétique.

**Tableau 7.21** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élasto-dynamique), cas d'étude n°1 : essais FWD au point PT 4, planche 1, à 45 kN et 19.0°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	428	429	429	461.1	464.3	465.7	466.1
0.200	350	351	351	357.9	358.6	359.6	359.9
0.300	301	302	302	297.1	295.6	296.5	296.8
0.450	239	239	240	228.2	223.9	224.5	224.9
0.600	183	183	184	180.8	174.9	175.4	175.9
0.750	148	149	149	147.8	141.8	142.3	142.8
1.000	102	103	103	111.2	107.0	107.4	107.8
1.500	62	62	62	70.0	70.4	70.7	71.0
2.000	45	46	46	49.1	51.7	51.9	52.1
<b>Erreur RMS (%)</b>				6.85	7.99	7.94	8.09
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				4.48	7.12	7.15	7.15
1- Revêtement	Module $E_1 = E^*$ (à 19.0°C et 16.67 Hz, $ E^*  = 2971$ MPa)						
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			193	176	177	178
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			78.0	94.4	94.4	93.8
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			211	144	143	144

**Tableau 7.22** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élasto-dynamique), cas d'étude n°2 : essais FWD au point PT 4, planche 1 à 45 kN et 9.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	374	374	374	390.0	384.2	383.8	383.6
0.200	317	317	316	330.2	325.1	324.8	324.8
0.300	280	280	280	288.0	283.5	283.4	283.8
0.450	232	231	232	231.2	228.0	228.3	229.1
0.600	185	184	185	185.2	183.4	184.1	185.3
0.750	153	153	154	149.6	149.3	150.2	151.6
1.000	108	108	108	108.6	110.6	111.6	113.0
1.500	63	63	63	66.9	71.4	72.0	72.9
2.000	43	43	44	48.4	53.0	53.2	53.7
<b>Erreur RMS (%)</b>				5.10	9.01	9.17	9.51
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				3.87	7.62	7.52	7.77
1- Revêtement	Module $E_1 = E^*$ (à 9.7°C et 16.67 Hz, $ E^*  = 6804$ MPa)						
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			145	149	154	157
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			92.7	96.8	94.0	90.6
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			178	130	132	133

**Tableau 7.23** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élasto-dynamique), cas d'étude n°3 : essais FWD au point PT 4, la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	596	610	599	623.9	612.6	627.4	616.7
0.200	500	512	503	525.9	515.8	528.7	519.5
0.300	443	453	445	457.3	448.5	460.3	452.3
0.450	366	374	368	366.1	359.6	370.3	363.9
0.600	292	300	295	293.2	289.3	299.2	294.1
0.750	242	249	246	237.8	236.2	245.4	241.4
1.000	172	177	175	174.9	176.9	184.6	181.8
1.500	102	105	104	111.4	116.7	121.6	119.8
2.000	72	75	74	82.0	87.5	90.6	89.3
<b>Erreur RMS (%)</b>				6.11	8.79	9.03	9.04
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				3.81	6.92	7.15	7.00
1- Revêtement	Module $E_1 = E^*$ (à 9.7°C et 16.67 Hz, $ E^*  = 6804$ MPa)						
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			156	162	169	170
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			97.9	102	95.9	96.1
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			153	121	124	123

**Tableau 7.24** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élasto-dynamique), cas d'étude n°4 : essais FWD au point P2-1, planche 2 à 45 kN et 19.7°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	817	826	824	838.6	812.9	826.4	825.6
0.200	601	608	607	617.3	594.0	605.8	605.5
0.300	472	478	478	477.8	457.0	467.1	467.3
0.450	334	337	337	329.0	311.7	319.5	320.1
0.600	231	234	235	238.9	225.4	231.3	232.0
0.750	175	178	178	185.4	175.3	179.8	180.5
1.000	115	117	117	135.8	130.6	133.4	133.9
1.500	72	73	73	89.3	88.5	90.0	90.1
2.000	55	56	56	67.3	66.9	68.0	68.0
<b>Erreur RMS (%)</b>				12.87	11.83	11.81	11.86
<b>Écart relatif absolu global, E (%)</b>				7.77	9.23	8.82	8.78
1- Revêtement	Module $E_1 = E^*$ (à 19.7°C et 16.67 Hz, $ E^*  = 2772$ MPa)						
2- Fondation	Module $E_2$ (MPa)			103	104	103	104
3- Sol	Module $E_3$ (MPa)			85.9	94.2	91.2	90.3
4- Sol	Module $E_4$ (MPa)			127	102	103	103

**Tableau 7.25** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élasto-dynamique), cas d'étude n°5 : essais FWD au point P2-1, planche 2 à 45 kN et 5.4°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	605	603	606	617.8	584.9	584.2	585.8
0.200	488	487	490	503.7	489.0	489.2	490.4
0.300	413	413	414	422.0	416.3	417.4	418.3
0.450	324	325	326	320.4	320.2	322.7	323.1
0.600	244	245	245	246.7	246.3	249.8	249.8
0.750	193	193	194	195.1	193.1	197.1	196.7
0.900	149	149	149	159.0	156.1	159.9	159.3
1.200	97	98	98	114.1	112.6	115.2	114.7
1.500	71	72	72	88.6	89.6	91.1	90.7
Erreur RMS (%)				10.41	10.34	11.28	10.91
Écart relatif absolu global, E (%)				5.26	7.41	7.70	7.30
1- Revêtement		Module $E_1 = E^*$ (à 5.4°C et 16.67 Hz, $ E^*  = 9333$ MPa)					
2- Fondation		Module $E_2$ (MPa)		124	99.0	106	104
3- Sol		Module $E_3$ (MPa)		75.6	86.0	81.1	81.8
4- Sol		Module $E_4$ (MPa)		138	97.5	99.3	99.6

**Tableau 7.26** : Résultats d'inversion avec ADCES-INVERSE (visco-élasto-dynamique), cas d'étude n°6 : essais FWD au point P2-1, planche 2 à 75 kN et 5.4°C.

Position (m)	Données expérimentales du FWD			Analyse dynamique inverse			
				Temps	Fréquence		
	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 1	Essai 2	Essai 3
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>							
0.000	1027	987	1008	1030.7	995.9	947.3	958.4
0.200	799	786	794	838.2	808.4	790.1	799.3
0.300	674	666	670	700.4	675.6	671.3	678.9
0.450	530	524	528	529.3	512.4	515.3	520.4
0.600	399	396	397	406.1	395.9	396.4	399.3
0.750	315	311	313	320.9	316.0	311.7	313.2
0.900	243	241	242	262.3	261.1	253.4	253.9
1.200	158	157	158	190.9	193.6	185.1	185.1
1.500	117	116	117	150.4	154.4	148.5	148.5
Erreur RMS (%)				12.25	13.33	11.41	11.02
Écart relatif absolu global, E (%)				6.30	8.36	7.75	7.53
1- Revêtement		Module $E_1 = E^*$ (à 5.4°C et 16.67 Hz, $ E^*  = 9333$ MPa)					
2- Fondation		Module $E_2$ (MPa)		121	131	102	98.8
3- Sol		Module $E_3$ (MPa)		79.2	80.0	89.4	90.3
4- Sol		Module $E_4$ (MPa)		120	94.3	91.9	92.5

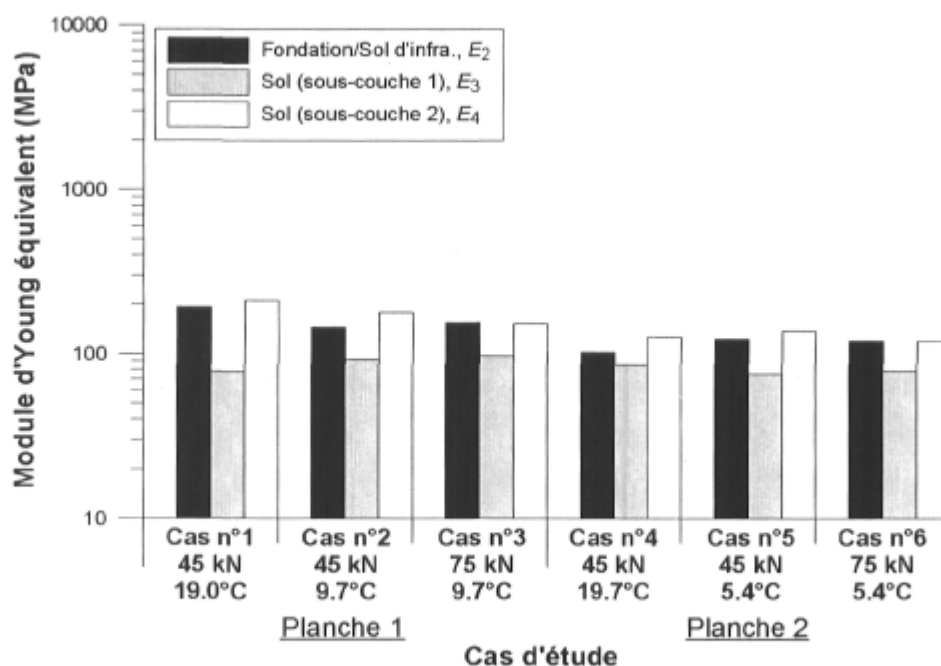


Figure 7.17 : Compilation des modules d'Young équivalents tirés de l'analyse dynamique viscoélastique dans le domaine du temps avec ADCES-INVERSE pour les six cas d'étude.

## 7.5.2 Prédiction de la réponse de la chaussée

Le programme ADCES a aussi été utilisé pour calculer les historiques d'accélération verticale et de déflexion aux mêmes positions que les six accéléromètres. Ces calculs ont été effectués avec le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh pour le revêtement et les modules  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$  tirés de l'analyse inverse. Les accélérations et les déflexions maximales sont également comparées pour évaluer la capacité du modèle visco-élasto-dynamique et de la méthode dynamique à prédire la réponse de la chaussée sous l'impact du FWD.

### 7.5.2.1 Historiques d'accélération verticale et de déflexion

De même, les historiques d'accélération verticale calculés sont comparés sur la figure 7.18 aux données expérimentales pour le cas d'étude n°1, au point PT 4 sur

la planche 1. Les résultats sont également présentés successivement pour les six accéléromètres installés de 0.5 à 8.0 m du point de chargement. Cette comparaison indique que les accélérations calculées avec le modèle visco-élasto-dynamique (ADCES) ont pratiquement la même forme que les courbes des données expérimentales. Les accélérations maximales prédites sont 40 % plus élevées en moyenne, surtout à cause des valeurs calculées pour les accéléromètres dans le champ éloigné. Cela est associé dans une certaine mesure à la valeur de 2 % utilisée pour le ratio d'amortissement.

Les historiques de déflexion théoriques sont confrontés sur la figure 7.19 aux données expérimentales pour le cas d'étude n°1. Ces déflexions théoriques se superposent sur celles mesurées, tant en champ proche qu'éloigné. Les déflexions maximales calculées diffèrent d'environ  $\pm 5\%$  dans le champ proche et sans déphasage, comparativement aux valeurs mesurées. Dans le champ éloigné, les déflexions maximales calculées sont plus élevées de 15 à 20 %, respectivement à 6.0 et 8.0 m, alors que le déphasage entre les valeurs maximales calculées et mesurées est pratiquement négligeable (1 à 2 ms plus tard). Les mêmes observations s'appliquent pour les résultats comparatifs de déflexion montrés sur les figures 7.20 et 7.21 pour les cas d'étude n°2 et n°3, au point PT 4 sur la planche 1.

Par ailleurs, les figures 7.22 à 7.24 présentent les historiques de déflexions calculés et mesurés pour les cas d'étude n°4 à 6, au point P2-1, sur la planche 2. Par contre, ces résultats sont moins concluants. En effet, les déflexions maximales étant 5 à 40 % surévaluées, sauf celles à 0.5 m qui sont sous-évaluées d'environ 10 %. De plus, les décalages entre les valeurs maximales calculées et mesurées augmentent avec la distance passant de 0 ms à 0.5 m à environ 5 ms à 8.0 m. Également dans ce cas, les simplifications de la stratigraphie des sols pour la modélisation de la chaussée sur la planche 2 (§5.4) et l'hétérogénéité dans les premiers 500 mm sous le revêtement expliqueraient ces résultats.

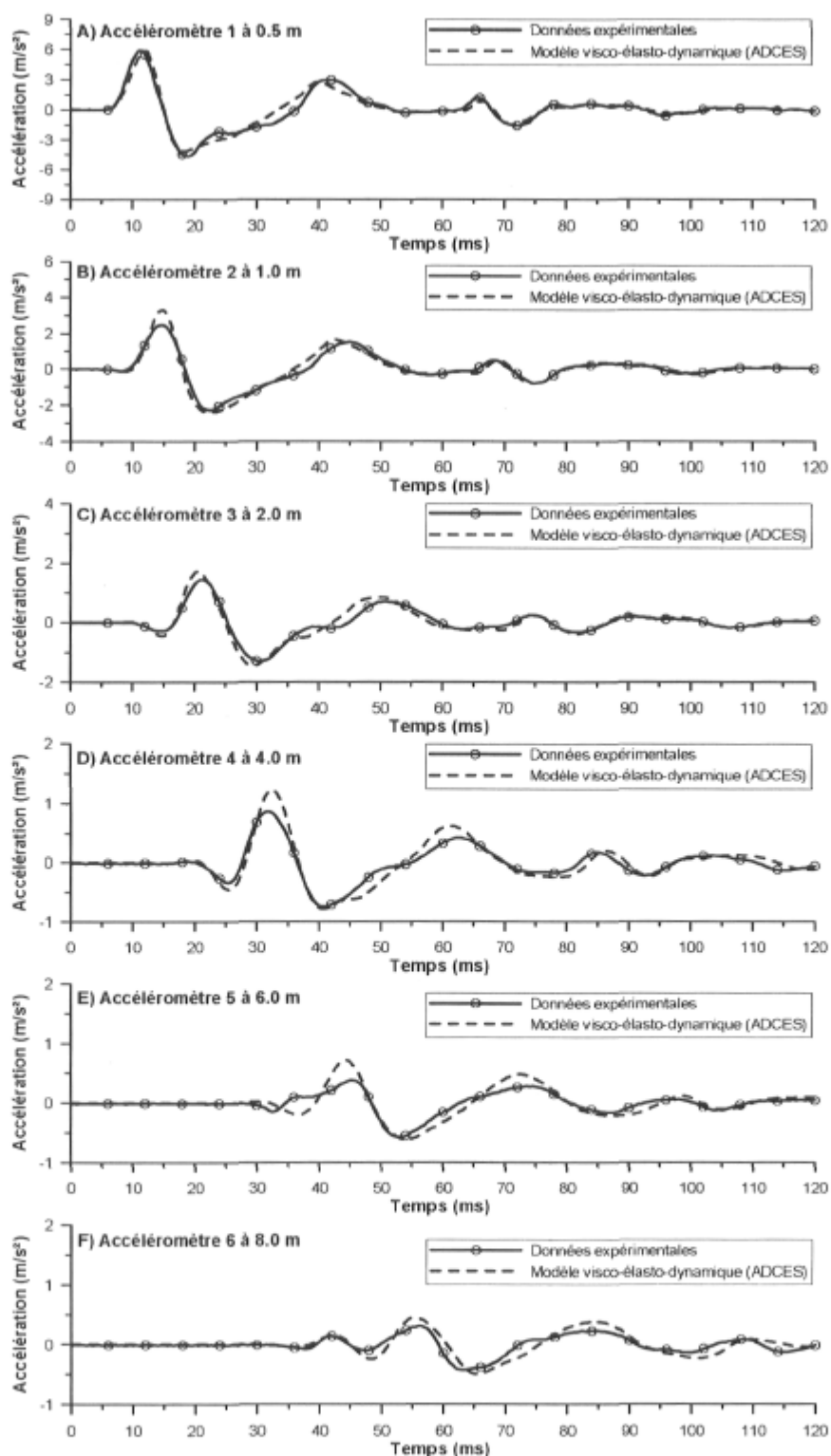


Figure 7.18 : Comparaison entre les historiques d'accélération verticales calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.

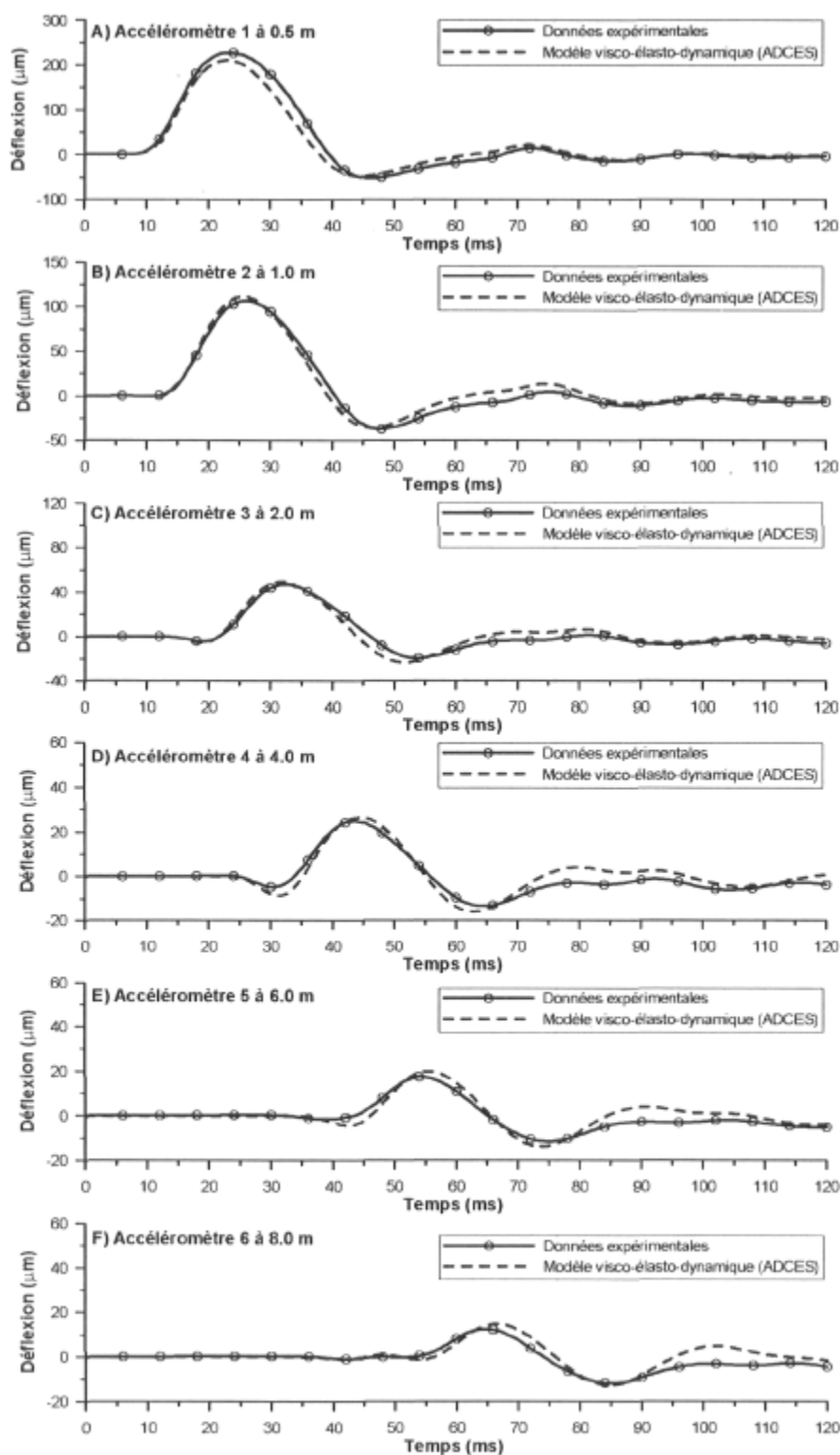


Figure 7.19 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°1 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 19.0°C.



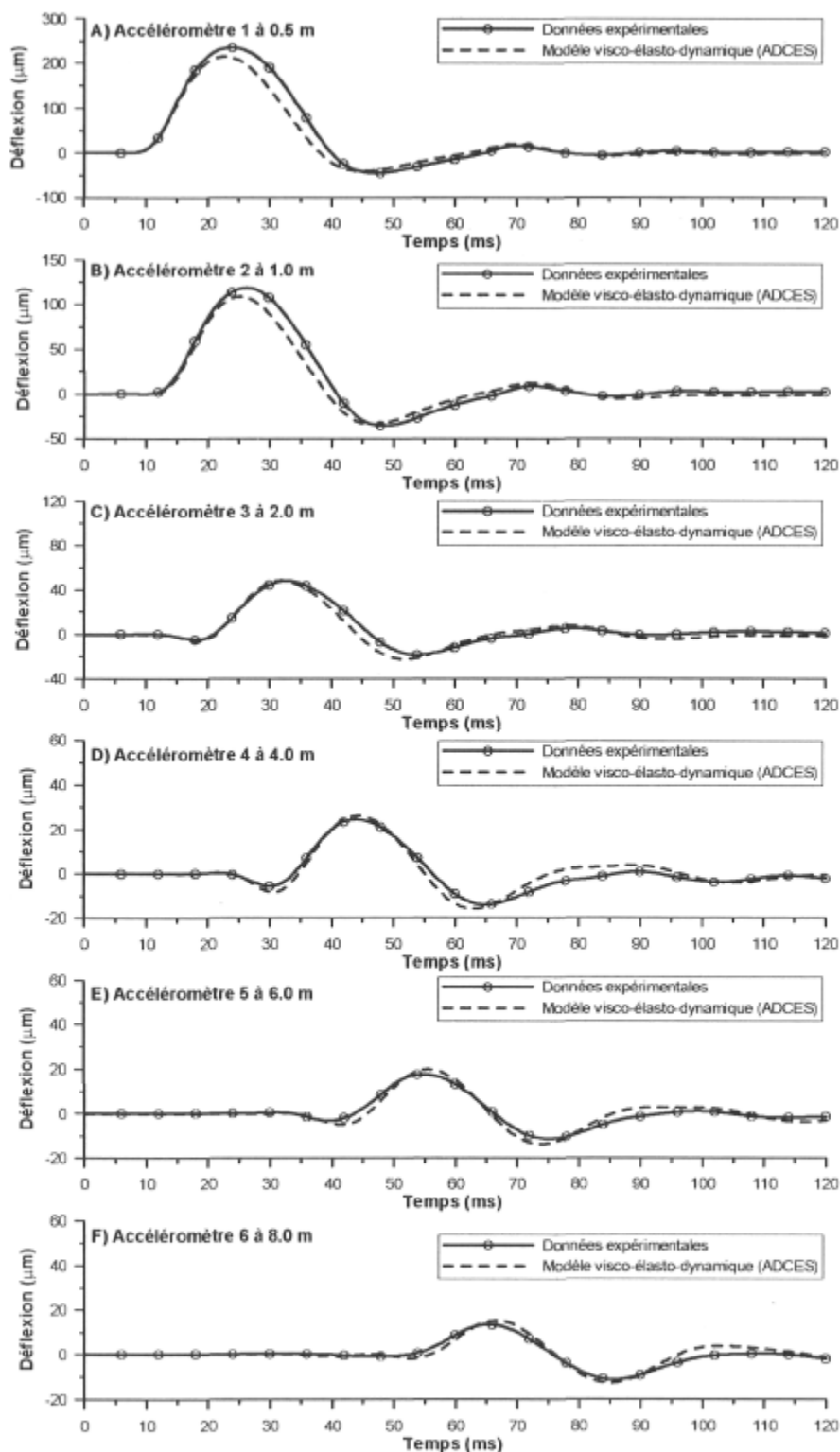


Figure 7.20 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°2 : point PT 4 sur la planche 1 à 45 kN et 9.7°C.

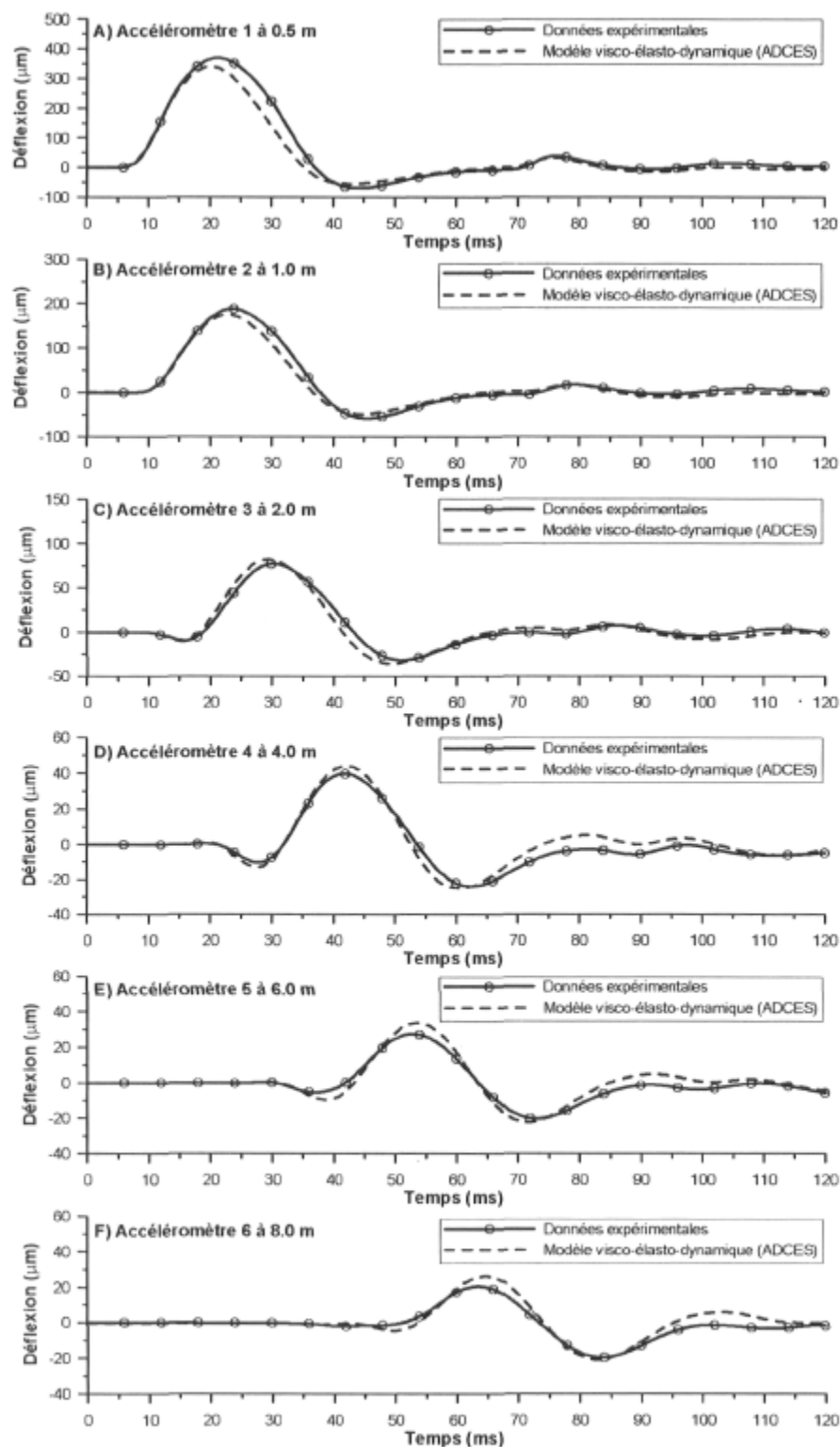


Figure 7.21 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°3 : point PT 4 sur la planche 1 à 75 kN et 9.7°C.

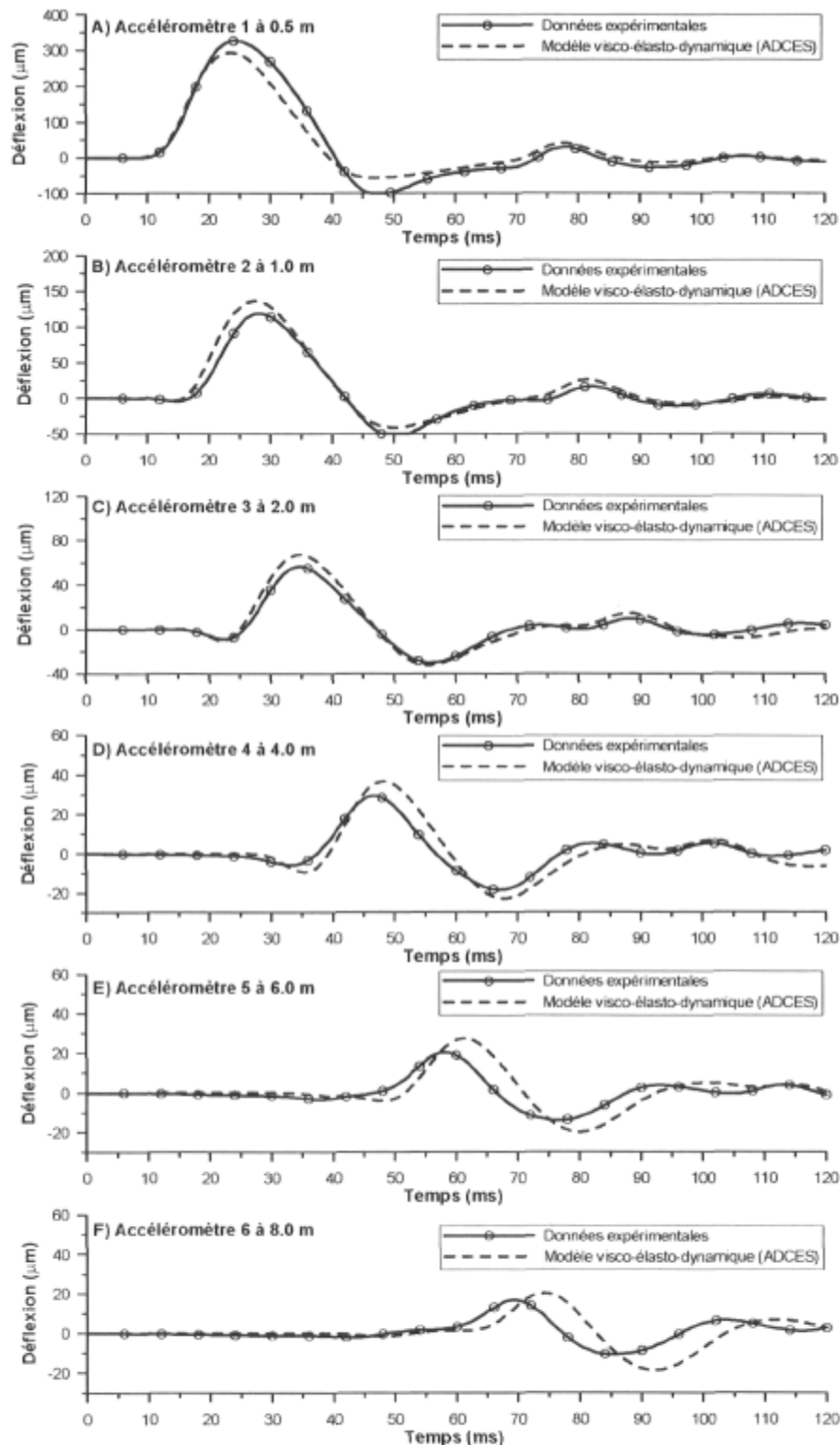


Figure 7.22 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°4 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 19.7°C.

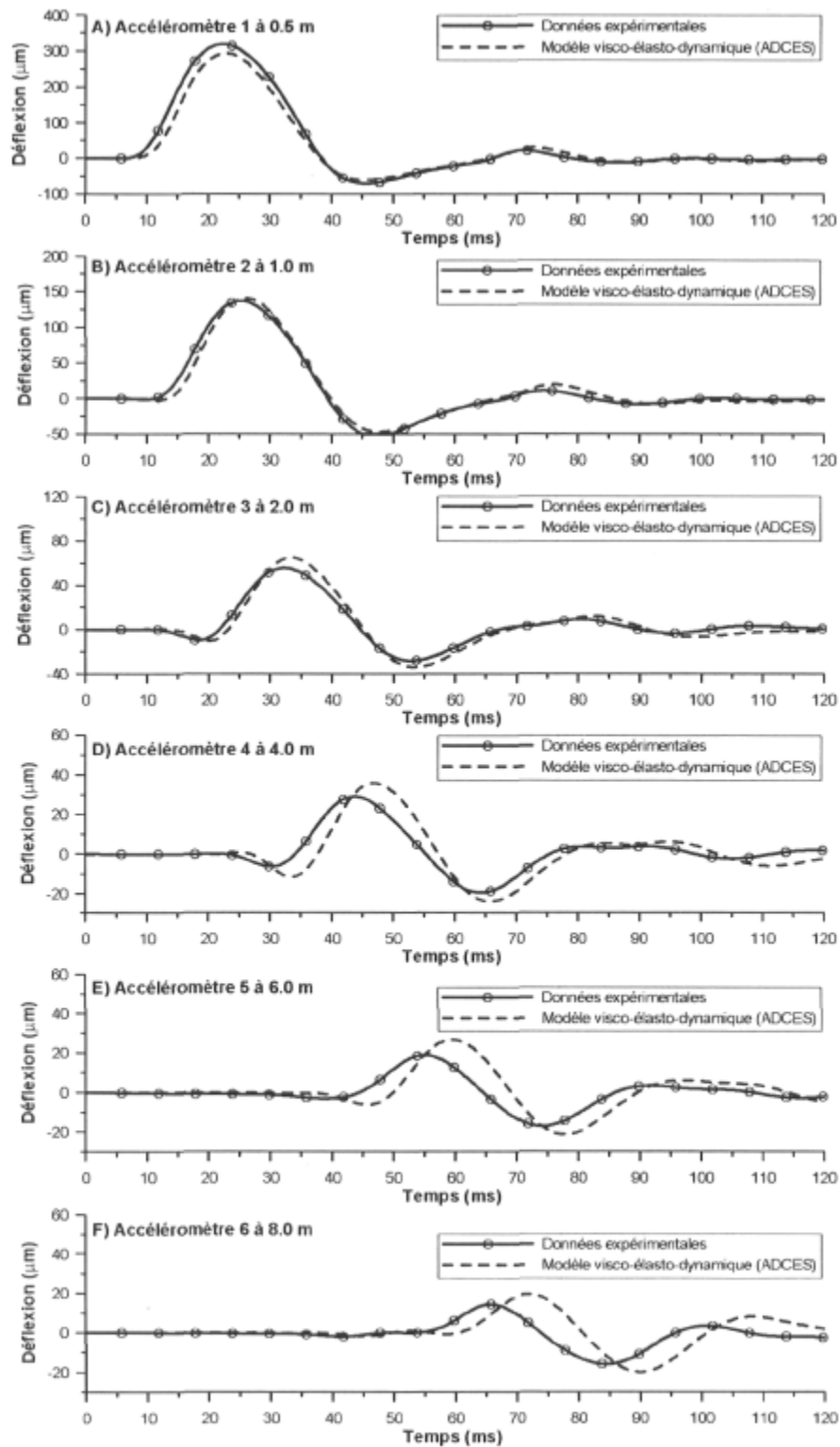


Figure 7.23 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°5 : point P2-1 sur la planche 2 à 45 kN et 5.4°C.

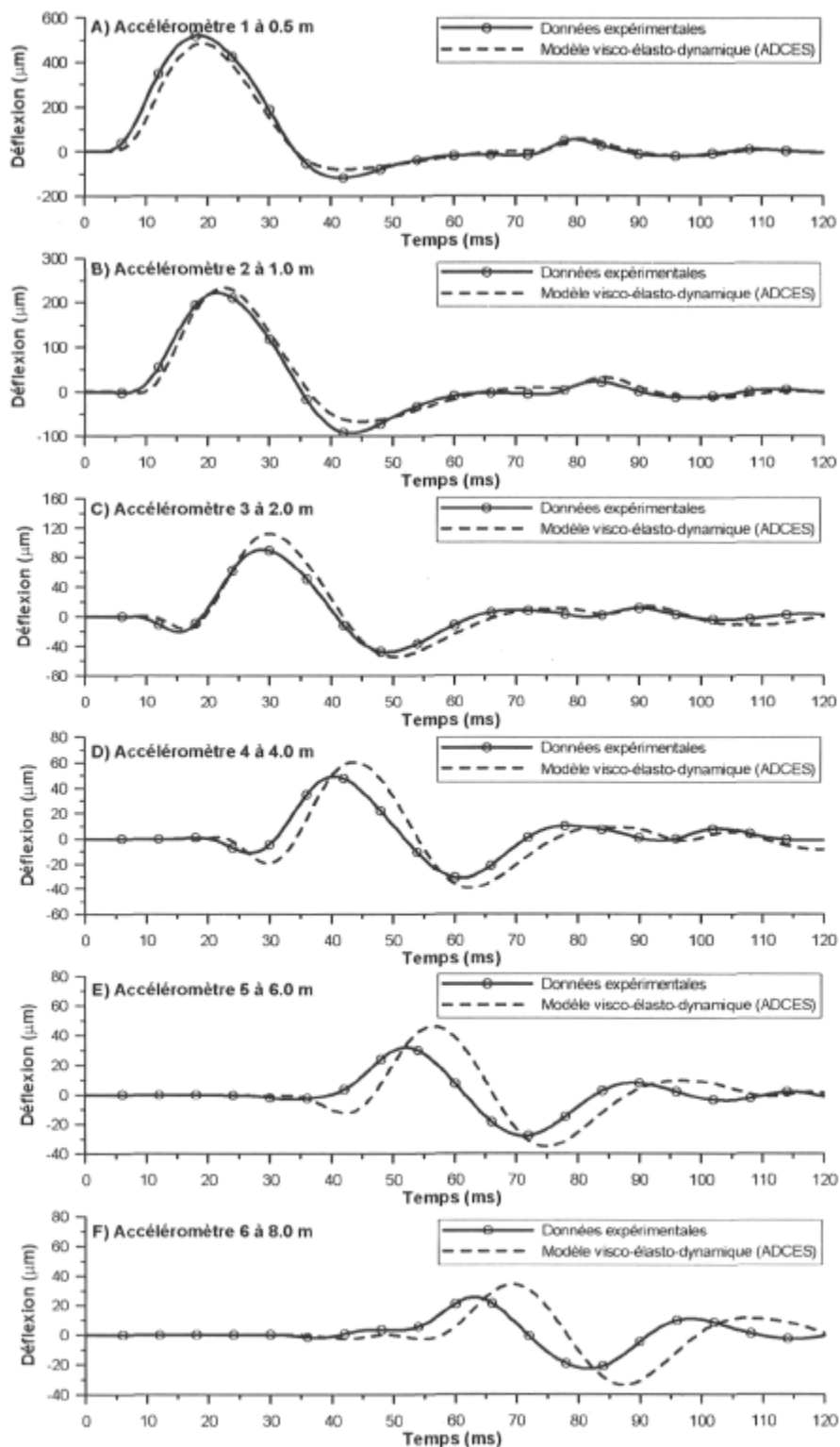


Figure 7.24 : Comparaison entre les historiques de déflexion calculés avec le modèle visco-élasto-dynamique et ceux mesurés pour le cas d'étude n°6 : point P2-1 sur la planche 2 à 75 kN et 5.4°C.

### 7.5.2.2 Déflexions maximales dans le champ proche

Les déflexions maximales calculées dans le champ proche à l'aide du modèle visco-élasto-dynamique sont comparées sur les figures 7.25 et 7.26 aux bassins de déflexion mesurés par le FWD UL et celles mesurées à l'aide des quatre premiers accéléromètres installés entre 0.5 et 4.0 m

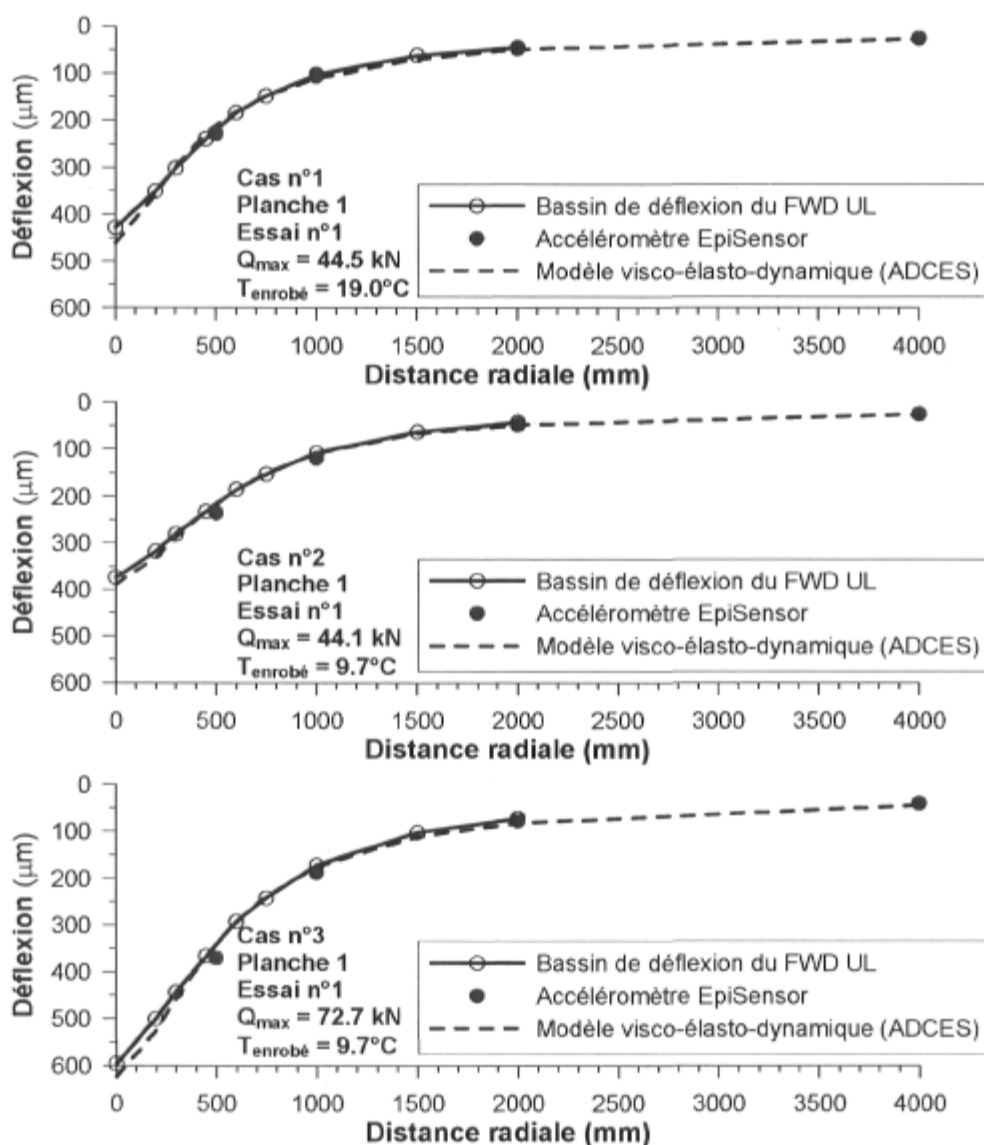


Figure 7.25 : Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 1 pour point PT 4 et des déflexions prédites avec le modèle visco-élasto-dynamique.

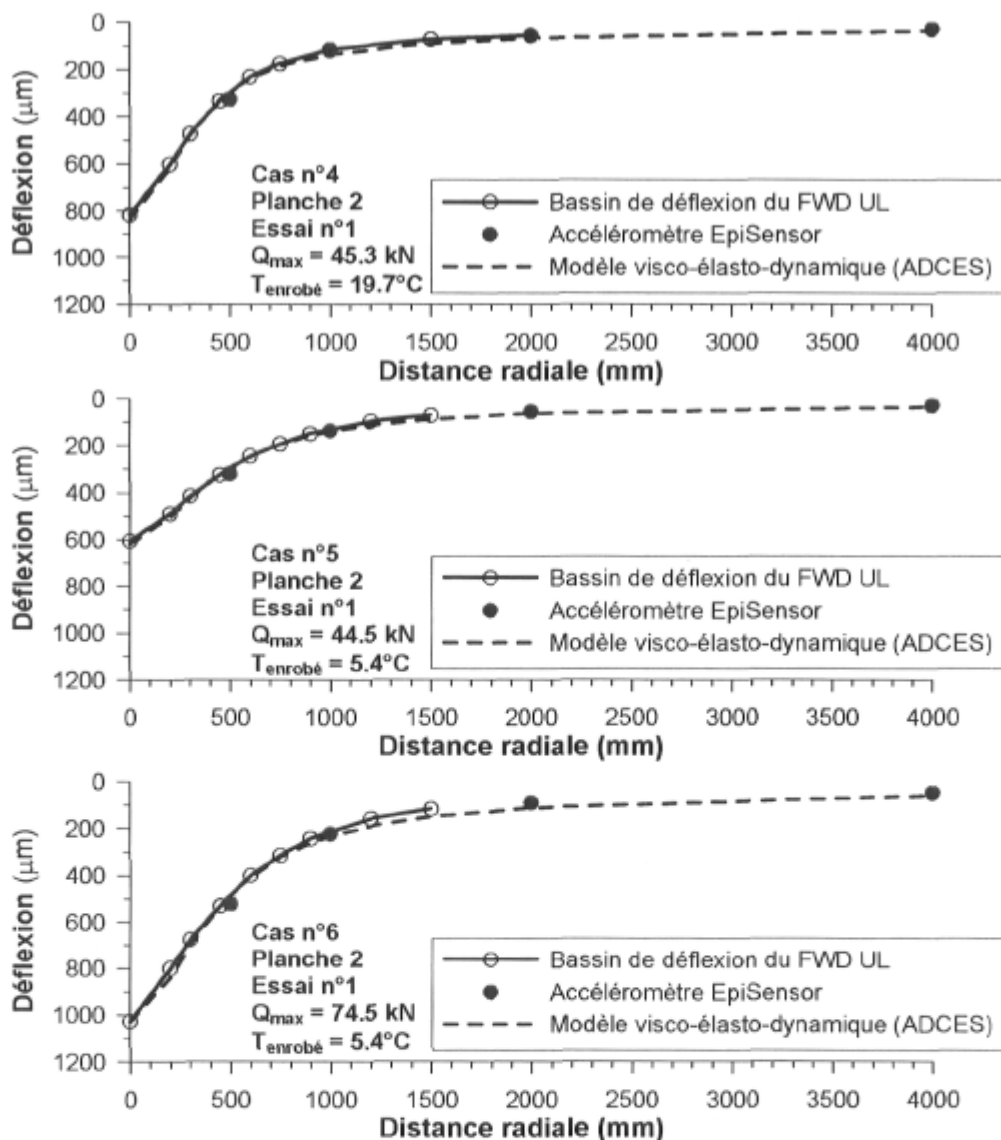


Figure 7.26 Comparaison des déflexions maximales mesurées dans le champ proche sur la planche 2 pour point P2-1 et des déflexions prédites avec le modèle visco-élasto-dynamique.

Les figures 7.25 et 7.26 appuient les constatations faites précédemment lors de l'analyse des historiques de déflexion obtenus avec le modèle visco-élasto-dynamique. De plus, les déflexions calculées entre 0 et 300 mm sont légèrement surévaluées, d'environ 5 %, en particulier pour les cas d'étude n°1 à 3 sur la planche 1. Cela est probablement causé par la faible rigidité du revêtement à bases fréquences, telle que calculée avec le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh

qui a été ajusté aux résultats en laboratoire. Outre ce point, les déflexions calculées reproduisent généralement bien celles mesurées dans le champ proche avec le FWD et les accéléromètres.

### 7.5.3 Conclusions sur le modèle visco-élasto-dynamique

Le modèle visco-élasto-dynamique a été utilisé pour modéliser le comportement mécanique du revêtement lors de l'analyse inverse et de la prédiction de la réponse dynamique de la chaussée sur l'impact du FWD. L'analyse inverse a été effectuée avec le programme ADCES-INVERSE. Les modules  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$  ont été déterminés pour les mêmes essais FWD des six cas d'étude sur les planches 1 et 2. La figure 7.17 présente une synthèse graphique des résultats.

Les résultats des analyses inverses sont de bonne qualité car les écarts  $E$  sont compris entre 3 et 8 %, donc inférieurs à 10 %. Par conséquent, les modules d'Young équivalents sont représentatifs. Ainsi, le module  $E_2$  de la couche de fondation sur la planche 1 au point PT 4 est de l'ordre de 165 MPa,  $E_3$  et  $E_4$  pour les couches de sol sont respectivement de l'ordre de 90 MPa et 180 MPa. Au point P2-1 sur la planche 2, les valeurs obtenues pour les modules  $E_2$  à  $E_4$  sont 10 à 30 % plus faibles ce qui explique que les déflexions mesurées soient plus importantes au point P2-1 qu'au point PT 4.

La prise en compte des effets viscoélastique du revêtement améliore la coïncidence entre les historiques de déflexion calculés et mesurés, surtout dans la portion en déchargement, après que  $D_{\max}$  ait été atteint. Aussi, elle oriente le processus d'inversion vers des valeurs de modules d'Young équivalents des couches de sol qui représentent mieux les déflexions mesurées.

Ensuite, les historiques d'accélération verticale et de déflexion ont été calculés par le programme ADCES avec les modules  $E_2$ ,  $E_3$  et  $E_4$  de l'analyse inverse. Les



valeurs prédites ont été confrontées à celles mesurées. Globalement, la forme des historiques d'accélération théoriques coïncide favorablement avec celle des historiques mesurés, en particulier au point PT 4 pour les trois premiers cas d'étude. Cependant, les accélérations maximales calculées sont en moyenne 40 % plus élevées que celles mesurées, notamment à cause des valeurs obtenues dans le champ éloigné, et ce en raison de la valeur de 2 % du ratio d'amortissement. Quant aux déflexions, la coïncidence est généralement très bonne entre les historiques de déflexions calculés et mesurés au point PT 4, quelque soit la température de revêtement et le niveau de charge considéré. En effet, les déflexions maximales calculées diffèrent seulement de 5 % environ dans le champ proche et de 15 à 20 % dans le champ éloigné. Par contre, les résultats au point P2-1 sont moins concluants, surtout pour les valeurs prédites à 4.0 m et plus du point de chargement; les déflexions maximales sont surévaluées de 5 à 40 % entre 1.0 et 8.0 m. L'hétérogénéité dans les premiers 500 mm sous le revêtement sur la planche 2 explique possiblement des divergences entre les résultats obtenus au point P2-1.

## **7.6 Évaluation des méthodes d'analyse des essais FWD**

Cette section résume des résultats comparatifs obtenus précédemment et dresse les conclusions concernant l'évaluation des méthodes d'analyse des essais FWD. Cette évaluation est basée sur la comparaison des déflexions maximales prédites et mesurées dans le champ proche et dans le champ éloigné à l'aide des six accéléromètres.

Les résultats obtenus à l'aide de chacun des trois différents modèles ont été combinés pour les six cas d'étude. Ainsi, les valeurs moyennes des déflexions maximales prédites, normalisées par rapport à celle mesurée, sont montrées sur la figure 7.27 sous forme d'histogramme pour chacune des positions des six accéléromètres.

Comparativement aux données expérimentales, c'est le modèle élastostatique qui permet le mieux de prédire les déflexions mesurées entre 0 et 2.0 m. Sur la figure 7.27, les ratios  $D_{\max}/D_{\max \text{ mesurée}}$  sont de 0.92 en moyenne, et donc les plus proches de l'unité. Tel que soulevé précédemment, cela n'est pas étonnant puisque les modules  $E_1$  à  $E_4$  ont été ajustés pour minimiser l'erreur RMS entre les déflexions calculées et celles mesurées par le FWD entre 0 et 2.0 m (1.5 m pour les cas d'étude 5 et 6). Par contre, la performance du modèle élastostatique est la pire pour les accéléromètres situés entre 4.0 et 8.0 m; les ratios  $D_{\max}/D_{\max \text{ mesurée}}$  diminuent de 0.43 à 0.18, respectivement entre ces distances. Ces résultats sont attribuables d'une part à une mauvaise évaluation des modules des couches de sol naturel, notamment le module  $E_4$  qui est trop faible comparativement aux propriétés géotechniques mesurées en place, par exemple lors des essais cross-hole. D'autre part, ils sont dus au fait que l'essai FWD est dynamique alors que le chargement est simplifié à des conditions statiques. Par conséquent, l'importance des déplacements verticaux due aux ondes de surface n'est pas prise en compte dans le champ éloigné. D'ailleurs, ces erreurs systémiques de la méthode, qui se reflètent dans les valeurs des modules de l'analyse statique des essais FWD, ont été mises en évidence dans les résultats du modèle élastodynamique hystérétique calculés avec ces modules (figures 7.9 à 7.14).

En effet, les résultats obtenus par le modèle élastodynamique hystérétique avec les modules "statiques" sont tels que les déflexions entre 2.0 et 8.0 m sont surévalués, si bien que les ratios  $D_{\max}/D_{\max \text{ mesurée}}$  sur la figure 7.27 se situent entre 1.45 et 1.71. Par contre, près de la charge, les ratios  $D_{\max}/D_{\max \text{ mesurée}}$  sont de 0.92 et 1.09 à 0.5 et 1.0 m, respectivement. Cela indique donc que les modules "statiques" des couches supérieures de la chaussée ont des valeurs raisonnables. En d'autres termes, les erreurs systémiques dues aux effets dynamiques de l'essai FWD ne sont pas tellement importantes près de la surface. Par contre, elles augmentent en importance en profondeur. Pour appuyer cette interprétation, il s'agit de considérer la figure 2.9 qui présente le concept de la ligne d'influence (pour des conditions de sollicitation statique). Pour une déflexion mesurée à une

distance donnée en surface, le concept de la ligne d'influence donne une indication à partir de quelle profondeur cette déflexion est plus influencée par les couches sous-jacentes. Considérant que cette ligne a un angle de  $34^\circ$  par rapport à la surface de la chaussée depuis le centre de la plaque de chargement, alors la déflexion mesurée à 1.0 m est principalement tributaire des déformations verticales dans les couches à plus de 0.56 m. De même, la déflexion à 2.0 m est surévaluée car le module du sol à plus de 1.1 m est sous-évalué. Évidemment, ce concept n'est pas entièrement valide pour le cas dynamique étant donné le phénomène la propagation des ondes associé à l'essai FWD. Cependant, il reflète assez bien l'importance relative de la rigidité des couches près de la surface.

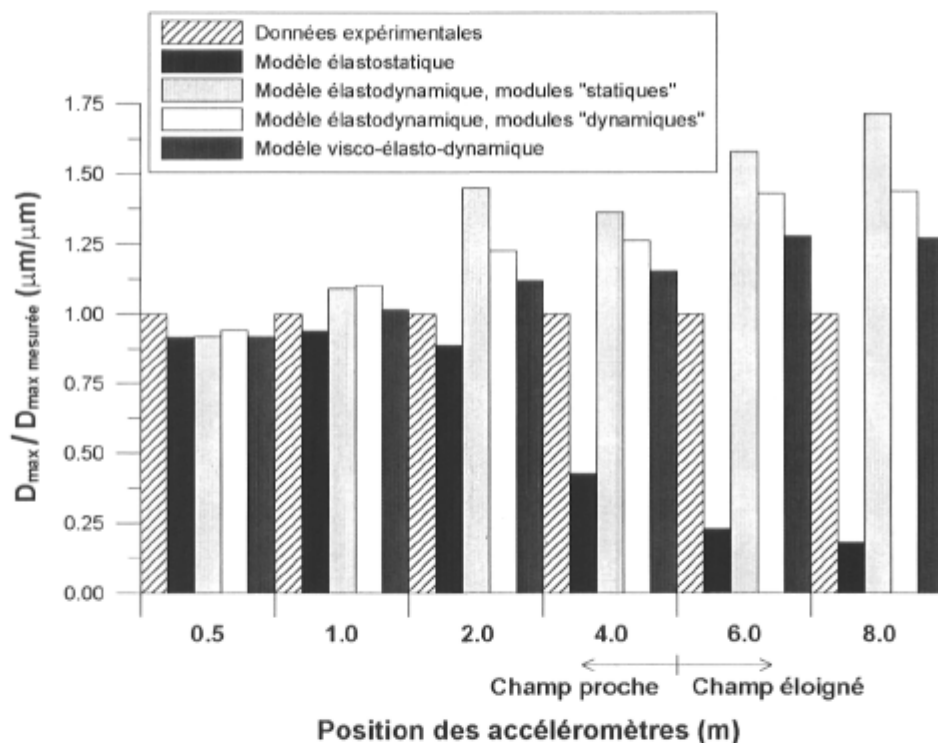


Figure 7.27 : Synthèse des déflexions maximales moyennes prédites par différents modèles comparativement aux données expérimentales mesurées avec les accéléromètres dans les champs proche et éloigné.

Les déflexions maximales calculées par la méthode dynamique (ADCES-INVERSE) sont également comparées aux données expérimentales sur la figure 7.27. Cette figure montre que les ratios  $D_{\max}/D_{\max \text{ mesurée}}$  obtenus à l'aide du modèle

élastodynamique hystérétique augmentent graduellement avec la distance passant de 0.94 à 1.44 entre 0.5 et 8.0 m. Quant au modèle visco-élasto-dynamique, les ratios  $D_{\max}/D_{\max \text{ mesurée}}$  augmentent aussi graduellement passant de 0.92 à 1.27 entre ces distances. Notons que les déflexions calculées avec le modèle visco-élasto-dynamique surpassent légèrement celles obtenues avec le modèle élastodynamique. Donc, la méthode dynamique avec les modèles élastodynamique hystérétique et visco-élasto-dynamique permet de prédire avec justesse les déflexions maximales, de même que les historiques de déflexion, dans le champ proche et dans le champ éloigné, à tout le moins avec plus de succès au point PT 4 sur la planche 1 qu'au point P2-1 sur la planche 2.

**Tableau 7.27** : Influence du ratio d'amortissement sur la valeur des déflexions maximales pour le cas d'étude n°1 : essai FWD 1 au point PT 4 sur la planche 1, à 45 kN et 19.0°C.

Position des accéléromètres	Déflexions expérimentales	Déflexions prédites par les modèles théoriques							
		Élastodynamique				Visco-élasto-dynamique			
		Ratio d'amortissement				Ratio d'amortissement			
		2 %		5 %		2 %		5 %	
		$D_{\max}$	$\frac{D_{\max}}{D_{\max \text{ mesurée}}}$	$D_{\max}$	$\frac{D_{\max}}{D_{\max \text{ mesurée}}}$	$D_{\max}$	$\frac{D_{\max}}{D_{\max \text{ mesurée}}}$	$D_{\max}$	$\frac{D_{\max}}{D_{\max \text{ mesurée}}}$
(m)	( $\mu\text{m}$ )	( $\mu\text{m}$ )		( $\mu\text{m}$ )		( $\mu\text{m}$ )		( $\mu\text{m}$ )	
0.5	227	222.0	0.98	216.9	0.96	210.4	0.93	207.0	0.91
1.0	106	114.1	1.08	109.4	1.03	111.2	1.05	108.0	1.02
2.0	47	53.7	1.14	49.9	1.06	49.1	1.04	46.2	0.98
4.0	25	28.6	1.14	25.2	1.01	26.5	1.06	23.7	0.95
6.0	17	22.2	1.30	18.3	1.08	19.5	1.15	16.7	0.98
8.0	12	17.6	1.47	13.6	1.13	14.7	1.23	11.8	0.98
Moyenne			1.18		<b>1.04</b>		1.08		<b>0.97</b>

La confrontation des prédictions dans le champ éloigné est importante puisqu'elle a permis de vérifier indirectement la justesse des modules obtenus par la méthode dynamique pour les couches de sol, et de vérifier expérimentalement la capacité de la méthode des éléments spectraux à déterminer les déflexions loin du point de chargement là où les ondes de surface deviennent prédominantes. De plus, elle a

permis de préciser la valeur représentative du ratio d'amortissement pour ces chaussées flexibles construites sur un dépôt épais de sable fin à moyen, dense et non saturé.

## **7.7 Application de l'analyse dynamique des essais FWD pour l'évaluation structurale des chaussées**

Les méthodes mécaniques – empiriques de dimensionnement structural des chaussées doivent être calées en confrontant leurs prédictions aux observations du comportement des chaussées réelles. Dans cette démarche, les contraintes et des déformations prédites avec le modèle théorique de la chaussée sont vérifiées par rapport aux mesures in situ. Pour ce faire, les modules des couches de matériaux sont nécessaires et peuvent être déterminés à l'aide des essais FWD. Le problème consiste donc à interpréter, de façon appropriée, les mesures du FWD. Cependant, les simplifications des modèles multicouches ne doivent pas introduire des erreurs systémiques importantes, susceptibles de biaiser cette interprétation, et par le fait même, le calage des méthodes de dimensionnement.

Cette section vise à appliquer la méthodologie de vérification développée dans ce chapitre aux déformations critiques utilisées pour l'évaluation structurale des chaussées. Plus spécifiquement, elle a pour objectif de quantifier, à l'aide d'un modèle multicouche, l'influence des effets dynamiques de l'essai FWD sur l'importance des déformations en traction à la base du revêtement et des déformations en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure.

L'approche préconisée dans cette section est purement théorique, mais elle s'appuie sur la simulation d'un essai FWD à l'aide du modèle visco-élasto-dynamique, qui a démontré sa capacité à bien reproduire les données expérimentales, notamment au point PT 4 sur la planche 1 du site expérimental. Premièrement, des données de référence seront générées par la méthode

dynamique en simulant un essai FWD au point PT 4 sur la planche 1 à l'aide du modèle visco-élasto-dynamique. Ensuite, l'analyse inverse des données de référence sera réalisée avec les modèles élastostatique (méthode statique) et élastodynamique hystérétique (méthode dynamique) pour déterminer les modules d'Young équivalents. Finalement, les déformations critiques maximales seront prédites et comparées aux valeurs de références.

### 7.7.1 Données de référence

Les propriétés de référence de la chaussée flexible sont présentées dans le tableau 7.28. Le module complexe du revêtement est exprimé par le modèle rhéologique d'Huet-Sayegh. La température moyenne du revêtement a été fixée à 20°C. La charge dynamique du FWD est représentée par  $Q(t) = 0.5Q_{\max}[1 - \cos(2\pi t/T)]$ , avec comme paramètres  $Q_{\max} = 40$  kN et  $T = 0.032$  s. De plus, un pas de temps de  $\Delta t = 0.0002$  s et un nombre d'échantillon  $N = 2048$  ont été sélectionnés.

Le programme ADCES a été utilisé pour simuler l'essai du FWD à l'aide du modèle visco-élasto-dynamique. Les historiques de déflexion, de déformation en traction à la base du revêtement et de déformation en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure à 0.692 m de profondeur ont été calculés comme données de référence.

**Tableau 7.28** : Propriétés de la chaussée flexible.

Couche	H	E	v	$\rho$	$\zeta$
	(m)	(MPa)		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)
1- Revêtement	0.138	$E^*$	0.35	2 318	2.0
2- Fondation	0.554	200	0.35	2 212	2.0
3- Sol	0.808	100	0.32	1 741	2.0
4- Sol	2.0	150	0.31	1 642	2.0
5- Sol	12.5	323	0.25	1 650	2.0
6- Sol saturé	Infini	1 115	0.485	2 030	2.0

### 7.7.2 Détermination des modules d'Young équivalent

Les déflexions de référence de l'essai du FWD ont ensuite été utilisées pour déterminer les modules d'Young équivalents  $E_1$  à  $E_4$  des quatre premières couches du modèle multicouche en considérant, cette fois-ci, un comportement élastique linéaire pour le revêtement.

L'analyse inverse a été réalisée dans le domaine du temps par le programme ADCES-INVERSE avec le modèle élastodynamique hystérétique. L'analyse inverse a aussi été effectuée selon la méthode statique avec MODCOMP 5. Les résultats des analyses inverses sont présentés dans le tableau 7.29 où l'on retrouve les valeurs des modules  $E_1$  à  $E_4$  calculées. Selon la méthode dynamique, le module  $E_1$  est de 2 140 MPa (le module dynamique du revêtement  $|E^*|$  de 2 690 MPa à 20°C et à 16.67 Hz). Le cas statique fournit une valeur de  $E_1$  est de 2 350 MPa. Pour le module  $E_2$ , des valeurs de 216 et 183 MPa ont été obtenus respectivement pour les méthodes dynamique et statique, la valeur de référence étant de 200 MPa. Quant aux modules  $E_3$  et  $E_4$ , le cas dynamique procure des valeurs inférieures à celles de référence, notamment en raison de la fondation objective utilisée. Par contre, la valeur du module  $E_4$  obtenue par la méthode statique est environ 4 fois plus faible que la valeur de référence, alors que le module  $E_3$  est surévalué de 69 %. Ces résultats du cas statique donnent lieu à l'effet de compensation des modules observés sur les données expérimentales pour les cas d'étude n°1 et n°4.

Ces résultats montrent donc l'influence des simplifications apportées au niveau du comportement du revêtement par le modèle élastodynamique hystérétique sur la valeur des modules d'Young équivalents obtenus par analyse inverse. Cette influence est de l'ordre de 10 % pour la valeur de  $E_2$  et de l'ordre de 15 % pour la valeur de  $E_3$ .

**Tableau 7.29** : Résultats des analyses inverses de l'essai FWD théorique.

Position (m)	Données de référence	Analyse inverse	
		Dynamique	Statique
<b>Bassins de déflexion (<math>\mu\text{m}</math>)</b>			
0.000	393.6	393.3	393.6
0.200	295.5	296.0	295.9
0.300	239.7	243.3	239.9
0.450	178.9	187.2	178.6
0.600	139.2	150.3	138.6
0.750	113.1	125.0	112.4
1.000	85.7	96.4	85.6
1.500	56.0	63.3	57.3
2.000	40.7	45.9	40.5
Erreur RMS (%)		4.10	0.83
Écart E (%)		5.26	N/A
<b>Modules d'Young équivalents (MPa)</b>			
$E_1$	$E^*$	2 140	2 350
$E_2$	200	216	183
$E_3$	100	83.7	169
$E_4$	150	135	57.4

### 7.7.3 Prédiction des déformations critiques

Les déformations critiques ont été calculées avec le programme ADCES pour le cas dynamique, d'une part avec les modules obtenus avec ADCES-INVERSE, et d'autre part, avec ceux fournis par MODCOMP 5. Quant au cas statique, ces déformations ont été déterminées avec le programme NELAPAV 4 (Irwin 2001).

La figure 7.28 montre la comparaison des historiques de déformation de référence et ceux prédits à l'aide du modèle élastodynamique hystérétique. Sur le graphique 7.28 A), l'importance de la déformation maximale en traction à la base du revêtement ( $\varepsilon_1$ ) prédite est pratiquement la même que celle de référence, bien que ces valeurs soient décalées de quelques millisecondes en raison du comportement viscoélastique du revêtement. D'ailleurs, ce comportement est mis en évidence sur la courbe des données de référence après que déformation maximale ait été atteinte, comparativement au cas élastique. Au graphique 7.28 B), les historiques



de déformation en compression ( $\varepsilon_v$ ) prédits et ceux de référence, calculés dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure, se superposent pratiquement. Les valeurs de pic des déformations prédites et de référence sont compilées dans le tableau 7.30.

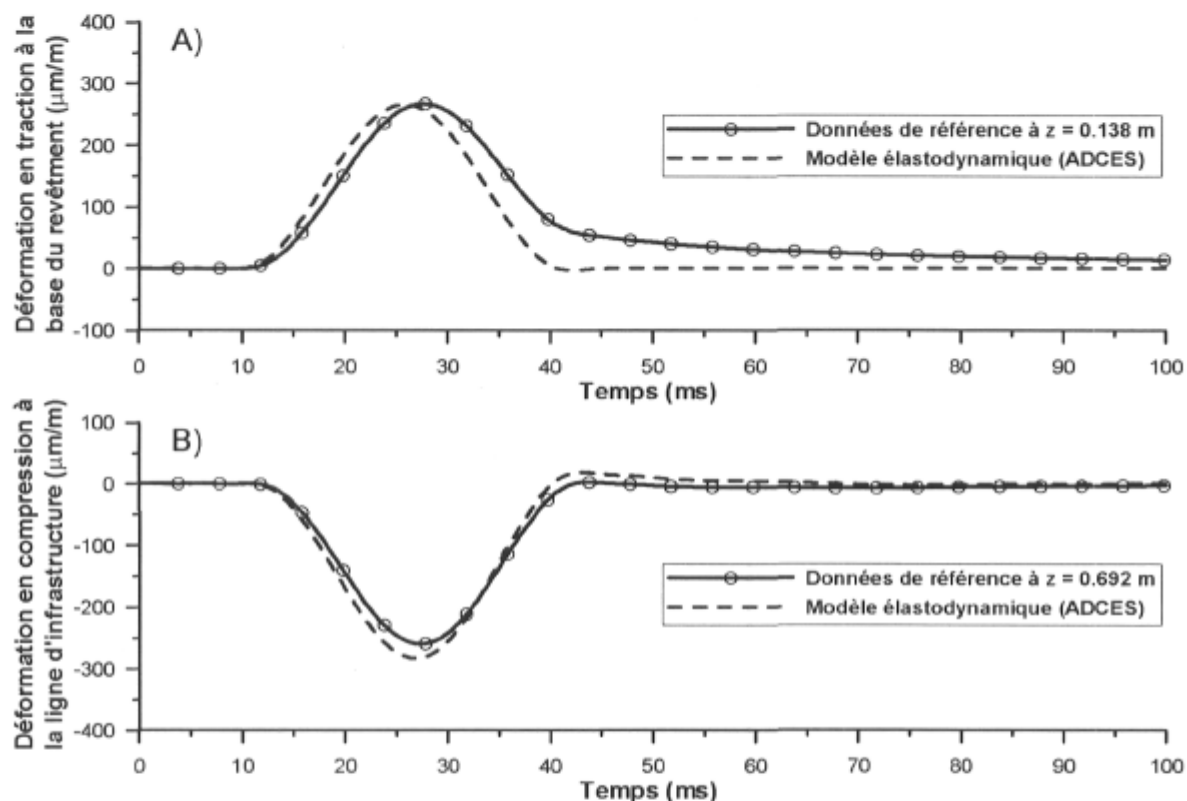


Figure 7.28 : Comparaison des déformations critiques prédites selon la méthode dynamique : A) historiques de déformation en traction à la base du revêtement, B) historiques de déformation en compression dans le sol à la ligne d'infrastructure.

Les déformations critiques prédites à l'aide des modules "statiques" de MODCOMP 5 sont comparées aux données de référence sur la figure 7.29. D'une part, il y a les valeurs obtenues pour le cas statique avec le modèle élastostatique hystérétique symbolisées par une ligne horizontale. D'autre part, les historiques de déformations calculés avec ADCES où les modules "statiques" ont été introduits dans le modèle élastodynamique hystérétique. Le graphique 7.29 A) montre la comparaison des résultats pour les déformations en traction à la base du revêtement. Les valeurs maximales prédites coïncident avec celles de référence.

Au graphique 7.29 B), les déformations en compression de pic dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure qui ont été prédites, sont significativement inférieures à celle de référence. Les valeurs de pic des déformations prédites sont également compilées dans le tableau 7.30.

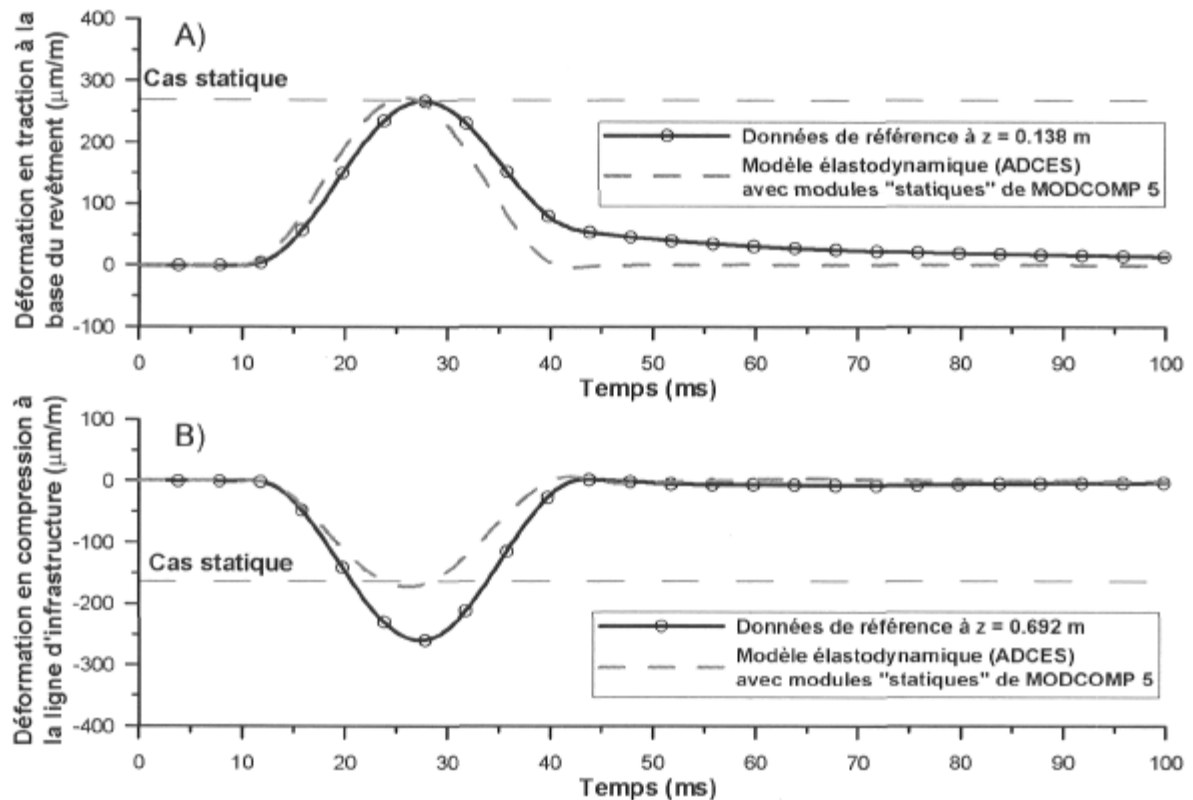


Figure 7.29 : Comparaison des déformations critiques prédites à l'aide des modules "statiques" de MODCOMP 5 : A) historiques de déformation en traction à la base du revêtement, B) historiques de déformation en compression dans le sol à la ligne d'infrastructure.

Une synthèse des résultats comparatifs des déformations critiques est présentée dans le tableau 7.30. Ces résultats comprennent les valeurs de pic des déformations en traction à la base du revêtement ( $\varepsilon_t$ ) et en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure ( $\varepsilon_v$ ). De plus, les différences relatives entre les valeurs prédites et de référence sont données au bas de ce tableau. Ainsi, la méthode dynamique (avec les modules "dynamiques" obtenus avec ADCES-INVERSE) conduit à des valeurs de déformation qui sont pratiquement les mêmes

que celles de références, préalablement générées avec le modèle visco-élasto-dynamique. Par ailleurs, la déformation en traction  $\varepsilon_t$  prédite à la base du revêtement par la méthode statique ou par l'analyse dynamique avec les modules "statiques", sont équivalentes à celles de référence. Par contre, la déformation en compression  $\varepsilon_v$  prédite dans le sol par la méthode statique ou par l'analyse dynamique avec les modules "statiques", est sous-évaluée de l'ordre de 35 %, comparativement à la valeur de référence.

**Tableau 7.30** : Comparaison des déformations critiques prédites et théoriques dans la chaussée flexible lors de l'essai FWD.

	Déformations critiques ( $\mu\text{m/m}$ )			
	Données de référence	Analyse dynamique		Analyse statique
		Modules "dynamiques"	Modules "statique"	
$\varepsilon_t$ (revêtement)	267	266	272	269
$\varepsilon_v$ (sol)	-260	-283	-172	-163
Différence $\varepsilon_t$		-0.5 %	1.9 %	0.6 %
Différence $\varepsilon_v$		9.0 %	-34.0 %	-37.5 %

Cette comparaison démontre théoriquement que les effets dynamiques liés au comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux ne devrait pas affecter significativement les déformations en traction  $\varepsilon_t$  prédites à la base du revêtement suite à l'interprétation statique ou dynamique des essais FWD. Cette conclusion abonde dans le même sens que celle de Chen (1987), à savoir que l'analyse statique des chaussées flexibles est suffisante pour leur dimensionnement, à tout le moins vis-à-vis la fissuration par fatigue du revêtement. Par contre, les effets dynamiques liés à la propagation des ondes affectent de manière importante les déformations en compression  $\varepsilon_v$  dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure s'ils ne sont pas pris en compte, comme c'est le cas avec la méthode statique. Dans ces circonstances, les déformations peuvent être sous-évaluées de 35 %. Il convient donc d'envisager la méthode dynamique comme étant la meilleure avenue pour l'analyse des essais FWD en vue de l'évaluation structurale des chaussées flexibles.

## 7.8 Conclusion

Les méthodes statique et dynamique d'analyse des essais FWD ont été évaluées dans ce chapitre en vérifiant leurs prédictions comparativement aux mesures indépendantes de déflexion obtenues avec six accéléromètres EpiSensor installés à la surface de deux chaussées, dans les champs proche et éloigné. Les déflexions prédites à l'aide de trois modèles ont été comparées aux mesures indépendantes. Dans le cas de la méthode statique, le modèle élastostatique (Burmister) a été utilisé où le comportement des matériaux est décrit par la loi de Hooke. Pour la méthode dynamique, deux modèles ont été retenus : le modèle élastodynamique hystérétique dont le comportement des matériaux est décrit par l'équation de Navier en élasticité linéaire avec amortissement hystérétique, et le modèle visco-élasto-dynamique dont le comportement mécanique du revêtement est représenté par le modèle viscoélastique d'Huet-Sayeigh.

Six cas d'étude ont été analysés pour lesquels des essais FWD ont été effectués au site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. Plus spécifiquement, ces essais ont été réalisés sur deux structures de chaussée (planche 1 au point PT 4 et planche 2 au point P2-1), à deux niveaux de charge (45 et 75 kN) et selon deux températures moyennes du revêtement (environ à 20°C et entre 5 et 10°C selon la planche). Trois essais distincts ont été analysés pour chaque cas d'étude.

Les modules d'Young équivalents inconnus ont été déterminés par l'analyse inverse des essais FWD. Ces analyses ont été effectuées selon la méthode statique et la méthode dynamique avec les programmes MODCOMP 5 et ADCES-INVERSE, respectivement. Selon la méthode statique, 18 analyses inverses ont été réalisées. Dans le cas dynamique, 48 analyses inverses ont été effectuées dont un tiers dans le domaine du temps et les deux-tiers dans le domaine des fréquences. Les modules obtenus dans le domaine du temps, qui représentent mieux des propriétés mécaniques des couches de matériaux et de sol naturel, ont

été retenus pour fins de vérification. Par ailleurs, il a été remarqué que la fonction objective (somme des carrés des différences entre les valeurs calculées et prédites) utilisée dans UCODE pour l'analyse inverse avec le programme ADCES-INVERSE occasionne une sous-évaluation des modules des couches de sol de l'ordre de 10 %.

Les résultats des analyses inverses sont généralement de bonne qualité puisque les coïncidences sont faibles entre les déflexions calculées et celles mesurées. Néanmoins, la méthode statique procure des modules  $E_4$  pour la seconde couche de sol du modèle multicouche des chaussées sur les planches 1 et 2 qui sont deux à trois fois plus faibles que les valeurs de la méthode dynamique.

Les réponses de la chaussée ont été ensuite prédites selon les deux méthodes en termes des déflexions et des accélérations verticales en surface entre 0.5 et 8.0 m de distance. Plus spécifiquement, ces réponses ont été obtenues avec : 1) le modèle élastostatique (méthode statique), 2) le modèle élastodynamique hystérétique et les modules "dynamiques" de ADCES-INVERSE (méthode dynamique), 3) le modèle élastodynamique et les modules "statiques" de MODCOMP 5 (méthode dynamique), et 4) le modèle visco-élasto-dynamique (méthode dynamique). Ces réponses ont été calculées avec NELAPAV 4 dans le cas statique et avec ADCES dans le cas dynamique. Ces quatre ensembles de prédictions ont été confrontées aux mesures indépendantes des accéléromètres.

Les résultats les moins probants ont été obtenus par la méthode dynamique où les modules "statiques" de MODCOMP 5 ont été introduits dans le modèle élastodynamique hystérétique. Les déflexions maximales prédites diffèrent de 10 à 40 % dans le champ proche (entre 0.5 et 4.0 m de distance) comparativement aux mesures indépendantes. Dans le champ éloigné, ces différences passent de 40 à 75 % entre 6.0 et 8.0 m de distance. Il a été observé que l'évaluation inexacte du module  $E_4$  du sol par la méthode statique provoque une augmentation, jusqu'à 125 % à 8.0 m, de l'aire sous la courbe des historiques de déflexion en plus de

retarder, de près de 12 ms à 8.0 m, le moment où les déflexions atteignent leur valeur maximale. Cette approche n'est pas recommandable pour l'interprétation des essais FWD et l'évaluation structurale des chaussées.

Les résultats de la méthode statique se sont classés en troisième place. Les déflexions prédites entre 0.5 et 2.0 m sont comparables aux valeurs maximales mesurées. Par contre, les différences augmentent rapidement avec la distance entre les déflexions prédites et mesurées à l'extérieur de la zone de mesure des géophones du FWD (jusqu'à 1.5 ou 2.0 m de rayon). Ainsi à 4.0 m, les déflexions calculées sont environ 50 % inférieures aux mesures indépendantes (80 % inférieures à 8.0 m). Ces différences sont essentiellement attribuables au fait que la nature dynamique de l'essai FWD n'est pas prise en compte par la méthode statique.

Au deuxième rang, se retrouvent les résultats obtenus par la méthode dynamique avec le modèle élastodynamique hystérétique (modules "dynamiques" de ADCES-INVERSE). Les déflexions maximales prédites diffèrent de -5 à 40 % dans le champ proche comparativement aux mesures indépendantes. Dans le champ éloigné, ces différences sont comprises de 20 à 60 %. Ces différences augmentent graduellement avec la distance.

Les meilleurs résultats ont été obtenus par la méthode dynamique avec le modèle visco-élasto-dynamique. Les déflexions maximales prédites diffèrent de -10 à 25 % dans le champ proche comparativement aux mesures indépendantes. Dans le champ éloigné, ces différences sont comprises de 15 à 20 %. Aussi, ces différences augmentent graduellement avec la distance.

De plus, il a été montré que le ratio d'amortissement représentatif des essais FWD sur un tel dépôt de sable aurait une valeur de d'ordre de 5 % au lieu de la valeur estimée de 2 %. Dans ces circonstances, les résultats de la méthode dynamique seraient encore plus concluants : les ratios entre les déflexions maximales prédites

et celles mesurées par les accéléromètres EpiSensor seraient près de l'unité, tant dans le champ proche que le champ éloigné.

Le comportement mécanique des matériaux routiers est complexe. Il est connu que ces matériaux soient hétérogènes, que leur élasticité soit non linéaire et que leur comportement comporte une part d'anisotropie. Dans le modèle multicouche utilisé, les couches sont caractérisées par une élasticité linéaire et sont superposées (collées) les unes aux autres pour représenter, de manière simplifiée, la chaussée. Malgré ces simplifications inhérentes au modèle dynamique, il est étonnant de constater à quel point la méthode des éléments spectraux arrive à reproduire l'essentiel du comportement structural de la chaussée sous l'impact du FWD. De plus, le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh pour le revêtement permet de prédire des historiques de déflexion qui sont conformes aux mesures indépendantes. Ces résultats apportent donc une vérification positive de la méthode dynamique pour l'analyse des essais FWD sur chaussées flexibles.

Finalement, la méthodologie de vérification mise de l'avant a été appliquée théoriquement pour l'ajustement des méthodes mécaniques – empiriques de dimensionnement des chaussées dans le contexte où les essais FWD servent à déterminer les modules élastiques des matériaux et du sol naturel. Il a été démontré que la méthode statique et la méthode dynamique procurent des résultats équivalents au niveau de la déformation en traction à la base du revêtement qui est associée à la fissuration par fatigue. Par contre, la déformation en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure est sous-évaluée de 35 % par la méthode statique (modèle élastostatique) alors que la méthode dynamique (modèle élastodynamique hystérétique) est suffisamment exacte.