

SIMON GRENIER

ANALYSE DYNAMIQUE DU DÉFLECTOMÈTRE À MASSE TOMBANTE

TOME II

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

Table des matières

TOME I

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

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
 CHAPITRE 3 PROPAGATION DES ONDES DANS UN MILIEU SOLIDE MULTICOUCHE		
AXISYMÉTRIQUE : MÉTHODE DES ÉLÉMENTS SPECTRAUX		
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

DES ESSAIS FWD	182	
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
CHAPITRE 5 SITE EXPÉRIMENTAL ET MÉTHODES D'ESSAIS		246
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
CHAPITRE 6 CARACTÉRISATION EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX		292
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 M_r</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
CHAPITRE 7 VÉRIFICATION DES MÉTHODES D'ANALYSE DES ESSAIS FWD SUR		
CHAUSSÉES FLEXIBLES.....		324
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

TABLE DES MATIÈRES	I
CHAPITRE 8 INTERPRÉTATION DES ESSAIS FWD	403
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
CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	459
9.1 RÉSUMÉ	459
9.2 CONCLUSIONS.....	465

9.3	RECOMMANDATIONS.....	469
	REFERENCES.....	473
	ANNEXE A SITE EXPÉRIMENTAL ET MÉTHODES D'ESSAIS	504
	ANNEXE B DONNÉES DE TEMPÉRATURE DU REVÊTEMENT.....	531
	ANNEXE C BASSINS DE DÉFLEXION DES ESSAIS FWD	536
	ANNEXE D RÉSULTATS DES ESSAIS MÉCANIQUES EN LABORATOIRE	540
	ANNEXE E RÉSULTATS DE LA VÉRIFICATION DE LA MÉTHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE DES ESSAIS FWD	557
	ANNEXE F606 RÉSULTATS D'ANALYSE DYNAMIQUE INVERSE DES ESSAIS FWD.....	606
	ANNEXE G THÉORIE ÉLASTODYNAMIQUE	691
	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.....	708

Chapitre 8

Interprétation des essais FWD

8.1 Introduction

Dans cette thèse, une méthode dynamique d'analyse des essais FWD a été développée et mise au point aux chapitres 3 et 4 en combinant le programme ADCES – qui utilise la méthode des éléments spectraux pour le calcul de la propagation des ondes dans un milieu multicouche sous un impact vertical en surface – et le programme UCODE pour résoudre le problème inverse. De plus, cette méthode dynamique a été vérifiée au chapitre 7 à l'aide de données expérimentales obtenues à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. Lors de cette vérification, le modèle élastodynamique hystérétique et le modèle visco-élastodynamique ont été considérés. Les résultats obtenus avec ce dernier modèle ont montré que la prise en compte le comportement viscoélastique du revêtement en enrobé bitumineux conduit à une meilleure évaluation des déplacements verticaux en surface. Fort d'une méthode dynamique opérationnelle pour l'analyse des essais FWD, ce chapitre enchaîne sur l'évaluation des approches statique et dynamique pour l'interprétation de ces essais de déflexion. Plus spécifiquement, les méthodes statique et dynamique seront évaluées en comparant les modules élastiques obtenus par rétrocalcul pour les essais effectués sur la planche 1 du site expérimental.

Par ailleurs, l'analyse des essais FWD effectuée au chapitre 7 a indiqué que le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux est un facteur important pour leur interprétation. De plus, les essais en laboratoire ont montré que la fréquence de chargement et la température du matériau sont des paramètres qui influencent

ce comportement viscoélastique. Puisque la méthode des éléments spectraux permet justement d'intégrer des modèles viscoélastiques, contrairement aux méthodes statiques, l'influence de ces paramètres est étudiée théoriquement et expérimentalement à l'aide de la méthode dynamique. L'importance du comportement viscoélastique du revêtement est finalement illustrée par une étude de cas dont des essais de plaque sous sollicitations statiques ont été réalisés aux mêmes points que ceux des essais FWD sur la planche 1.

8.2 Analyse élastique linéaire des essais FWD

Dans cette section, le modèle élastostatique (méthode statique) et le modèle élastodynamique hystérétique (méthode dynamique) sont utilisés pour l'analyse des essais FWD. L'objectif est de comparer les résultats des analyses inverses selon ces deux méthodes pour préciser dans quelle mesure et sous quelles conditions les modules d'Young équivalents de la méthode dynamique sont plus représentatifs des propriétés mécaniques des couches de la chaussée sous l'impact du FWD. Ces modules sont calculés selon : 1) la méthode dynamique avec le programme ADCES-INVERSE, et 2) la méthode statique avec le programme MODCOMP 5 (Irwin 1994).

8.2.1 Comparaison des modules rétrocalculés

Les essais FWD retenus pour cette comparaison ont été réalisés sur la planche 1 du site expérimental. Plus particulièrement, il s'agit des essais effectués avec le FWD de l'Université Laval de marque Carl Bro (FWD UL) et l'appareil de marque Dynatest du ministère des Transports du Québec (FWD MTQ) à chacun des 12 points d'essais (P1-1 à P1-12) de la planche 1 (figure 5.8, §5.5). Il a été décidé d'analyser les essais des deux appareils FWD pour vérifier si les méthodes statique et dynamique procurent des résultats similaires pour un même niveau de charge, mais selon des conditions de chargement différentes propres à chaque

appareil. En fait, l'importance des déflexions mesurées par chaque appareil dépend non seulement du niveau de charge, mais aussi des caractéristiques de leur système de chargement. De plus, seule l'approche dynamique permet de tenir compte de ces conditions puisqu'elle utilise tout l'historique de chargement. Par ailleurs, deux niveaux de charge ont été considérés, soient 40 et 70 kN, pour vérifier si les effets non linéaires induisent des différences significatives sur la valeur des modules d'Young équivalents tirée de l'analyse élastique linéaire. Finalement, 12 points d'essais ont été retenus à des fins de tests statistiques.

Rappelons que la planche 1 est une chaussée flexible composée 1) d'un revêtement en enrobé bitumineux d'une épaisseur moyenne de 100 mm, 2) d'une fondation granulaire d'une épaisseur moyenne de 580 mm et 3) du sol sablonneux. Cette chaussée peut être représentée par un modèle multicouche ayant six couches (figure 5.7, §5.4) : deux couches pour la structure de chaussée (revêtement et fondation) et quatre couches pour le sol naturel. Les caractéristiques des chaussées à chacun des points d'essais se retrouvent dans le tableau 5.4, au chapitre 5. Les paramètres inconnus du modèle multicouche sont les modules d'Young équivalents des quatre premières couches (E_1 , E_2 , E_3 et E_4), les autres paramètres (épaisseurs, coefficients de Poisson, etc.) ayant été mesurés ou estimés.

8.2.1.1 Correction de température

Une correction a été apportée à la valeur de modules d'Young équivalent du revêtement obtenu par inversion afin de tenir compte des effets de la température lors de la prise de mesure. La température de référence a été fixée à 10.0°C. La courbe maîtresse de l'enrobé bitumineux a été utilisée pour déterminer les facteurs de correction de température. Cette courbe est donnée par la relation suivante (Doucet et Doré 2004) :

$$\log(E^*) = A_1 + \frac{A_2}{1 + e^{[A_3 - A_4(\log f - \log(a_t))]}} \quad [8.1]$$

$$\text{avec } \log(a_t) = A_5 T + A_6$$

où, a_t est le facteur de translation, f la fréquence de chargement, T la température du matériau, A_i sont les paramètres de régression de l'enrobé bitumineux EB-14 présentés au bas du tableau 6.11 (§6.3.1).

Le facteur de correction de température proposé s'exprime pour le module du revêtement par :

$$FC = \frac{\log(E^*)_{T=T_{ref}}}{\log(E^*)_{T=T_{enrobé}}} \quad [8.2]$$

où T_{ref} est la température de référence égale à 10.0°C et $T_{enrobé}$ la température moyenne du revêtement lors de l'essai. La valeur corrigée du module E_1 calculé est alors donnée par :

$$E_{1\text{corrigé}} = FC \cdot E_1 \quad [8.3]$$

8.2.1.2 Résultats des analyses inverses

Les résultats des analyses inverses sont présentés à l'annexe F pour les 12 points d'essais (P1-1 à P1-12). Ces tableaux contiennent pour chaque FWD (UL et MTQ) : la charge maximale appliquée Q_{max} pour les essais à 40 et 70 kN, les bassins de déflexions mesurés aux deux niveaux de charge et les résultats de l'inversion dynamique avec ADCES-INVERSE et ceux de l'inversion statique avec MODCOMP 5. Ces résultats d'inversion incluent : les bassins de déflexion

calculés, l'erreur RMS, l'écart relatif absolu global E (dynamique seulement) et les modules d'Young équivalents. La température du revêtement est également fournie au bas des tableaux. La synthèse de ces résultats est présentée au tableau 8.1.

Analyse dynamique

La figure 8.1 présente les résultats de l'analyse dynamique inverse pour un essai FWD UL soit celui au point P1-1 sur la planche 1 à une charge de 40 kN. Elle montre la coïncidence entre les bassins de déflexion mesurés et calculés, les historiques de déflexions mesurés et calculés et les fonctions de complaisance expérimentales et théoriques. Une bonne coïncidence s'observe entre les mesures et les déflexions calculées. Les mêmes résultats se retrouvent à l'annexe F pour l'ensemble des points d'essais. Ainsi, les figures F-1 à F-24 présentent les résultats du FWD UL, alors que les figures F-25 à F-48 montrent ceux obtenus du FWD MTQ. Sur les figures F-1 à F-48, les historiques de déflexions sont particulièrement bien reproduits pour le niveau de charge de 40 kN, notamment ceux du FWD UL. Cependant, pour la plupart des essais analysés, les écarts relatifs observés entre les déflexions mesurées (w^m) et calculées (w^{th}), $((w^{th} - w^m)/w^m)$ sont plus élevés aux quatre derniers capteurs, et ce, de manière plus prononcée pour le niveau de charge de 70 kN. Cette situation est certainement associée à la fonction objective utilisée dans le programme UCODE où un écart donné ($w^{th} - w^m$) à un géophone près du point de chargement a le même poids dans la fonction objective que celui à un géophone plus éloigné, alors qu'un écart de quelques μm au dernier géophone peut signifier une erreur importante dans la valeur du module élastique de la couche inférieure du milieu. Par conséquent, la valeur des modules E_3 et E_4 des couches de sol sont, dans ces circonstances, moins représentatives des propriétés mécaniques du sol naturel. Par ailleurs, la coïncidence entre les historiques de déflexions mesurés et calculés est meilleure aux points P1-1, P1-2, P1-3, P1-4 et P1-8 où l'épaisseur du revêtement est supérieure à 100 mm.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-1)

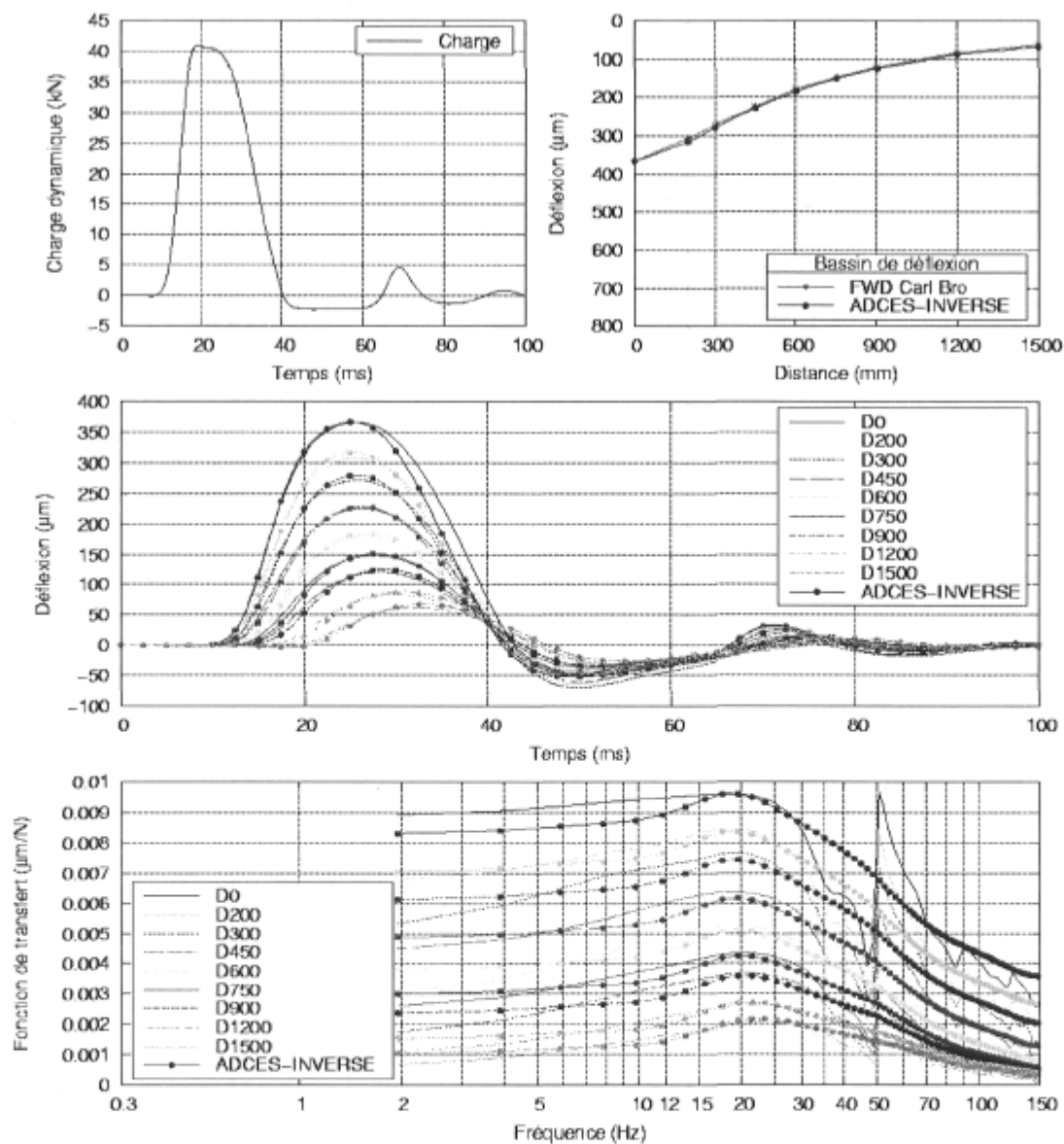


Figure 8.1 : Essai FWD de l'Université Laval au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

Analyse statique

Quant aux résultats de l'approche statique, les erreurs RMS sont généralement inférieures à 2 %, ceci indique que les bassins de déflexion mesurés et calculés

coïncident très bien. De plus, les modules obtenus par rétrocalcul ont des valeurs raisonnables.

Finalement, une compilation des modules d'Young équivalents obtenus sur la planche 1 est présentée dans le tableau 8.1 pour l'ensemble de ces essais effectués avec les deux FWD. Ce tableau fournit la valeur moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation des modules de chaque couche selon le type d'inversion et le niveau de charge considéré. Les modules du revêtement ont été préalablement corrigés à la température de référence de 10°C. La comparaison des résultats est présentée aux sous-sections suivantes.

8.2.1.3 Tests statistiques

Le test de Student a été utilisé pour comparer les modules d'Young équivalents rétrocalculés par les méthodes statique et dynamique en vue d'évaluer l'impact de la représentation approximative des conditions dynamique de chargement du FWD par des conditions statiques dans la méthode statique. Le test de Student permet de comparer les moyennes de deux séries de résultats et de déterminer, pour un niveau de confiance donné, si les valeurs moyennes sont statistiquement égales ou différentes. Cette comparaison a été réalisée à l'aide de l'utilitaire XLSTAT (2006) utilisé conjointement avec le chiffrier EXCEL. Les modules obtenus aux 12 points d'essais sur la planche 1 par les méthodes statique et dynamique ont été considérés.

Le test statistique de Shapiro-Wilk indique que les modules E_1 de la couche de revêtement correspondent à une population normalement distribuée, et ce, tant pour les résultats de la méthode dynamique que pour ceux de la méthode statique des essais de chacun des deux appareils FWD (UL et MTQ). Ce test est également significatif pour les trois autres couches pour lesquelles les modules E_2 à E_4 ont été obtenus. Par conséquent, le test statistique de Student peut être retenu pour comparer les moyennes des modules entre deux séries de résultats.

Tableau 8.1 : Compilation des modules d'Young équivalents calculés suite aux essais FWD sur la planche 1.

Couche	Statistiques (12 points d'essais)	FWD UL				FWD MTQ			
		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
		Dynamique - élastique		Statique - élastique		Dynamique - élastique		Statique - élastique	
		40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
Revêtement	$E_{1\text{ corrigé}}$ moyen (MPa)	6436	6460	8315	8722	6414	6103	8097	8600
	$E_{1\text{ corrigé}}$ min (MPa)	4212	4399	5696	5981	5319	5143	5666	5949
	$E_{1\text{ corrigé}}$ max (MPa)	8569	8480	10800	11100	7639	7142	12148	12980
	Écart-type (MPa)	1150	1053	1780	1756	795	646	1681	1855
	Coef. variation (%)	17.9	16.3	21.4	20.1	12.4	10.6	20.8	21.6
	T_{ref} (°C)	10.0				10.0			
Fondation	E_2 moyen (MPa)	137	150	115	121	125	151	106	117
	E_2 min (MPa)	111	117	93	95	100	122	69	80
	E_2 max (MPa)	168	186	167	180	154	204	147	161
	Écart-type (MPa)	21	23	21	23	19	24	24	24
	Coef. variation (%)	15.1	15.1	18.5	19.3	15.4	16.2	22.6	20.8
Sol 1	E_3 moyen (MPa)	80	79	139	144	74	59	165	174
	E_3 min (MPa)	61	57	87	96	56	41	109	112
	E_3 max (MPa)	102	106	190	229	96	76	261	282
	Écart-type (MPa)	12	15	29	34	12	12	48	53
	Coef. variation (%)	15.6	18.5	20.8	23.8	15.7	19.5	28.9	30.3
Sol 2	E_4 moyen (MPa)	151	136	54.0	54.3	137	150	51.6	52.8
	E_4 min (MPa)	117	110	45.8	46.3	112	118	41.2	41.0
	E_4 max (MPa)	175	155	64.4	66.1	165	186	60.9	65.0
	Écart-type (MPa)	19	14	5.9	6.4	17	25	6.8	8.0
	Coef. variation (%)	12.4	10.4	11.0	11.8	12.2	16.7	13.1	15.1

Dans un premier temps, les résultats de l'analyse dynamique inverse des essais FWD UL ont été comparés à ceux du FWD MTQ. Le test de Student indique que les modules moyens de ces deux populations ne sont pas significativement différents, pour un niveau de signifiante de 5 %. Par conséquent, les deux appareils procurent statistiquement aux mêmes valeurs moyennes de modules pour chaque couche. Ensuite, les résultats de l'analyse dynamique inverse des essais FWD UL ont été comparés à ceux obtenus par une analyse statique inverse de ces mêmes essais. Force est de constater que le test de Student indique que le module moyen de l'analyse dynamique est significativement différent de celui de l'analyse statique pour un niveau de signifiante de 5 %, et ce, pour chacune des couches. Donc, la méthode dynamique ne conduit pas aux mêmes valeurs moyennes de modules que la méthode statique.

8.2.1.4 Exactitude des modules

Les modules d'Young équivalents moyens (E_1 à E_4) présentés dans le tableau 8.1 sont également montrés sur la figure 8.2 pour en faciliter la comparaison selon l'approche utilisée (statique et dynamique) l'appareil FWD (UL et MTQ) et le niveau de charge (40 et 70 kN). Sur cette figure, les modules du revêtement selon l'approche dynamique sont du même ordre de grandeur pour les deux niveaux de charge, mais environ 30 % plus faibles, que ceux obtenus par l'approche statique. Il en va de même pour la fondation, sauf que les modules de l'approche dynamique sont 15 % plus élevés que ceux de l'approche statique. Par contre, lorsqu'on compare les modules des deux sous-couches de sol naturel (couches de sol 1 et 2), les valeurs présentent des différences très significatives en fonction de l'approche utilisée. En effet, les modules de la première couche de sol naturel (n°1) obtenus par l'approche dynamique sont 200 à 300 % plus faibles que ceux en conditions statiques, alors que pour la seconde couche de sol naturel (n° 2), ils sont 200 à 300 % plus importants. Les mêmes tendances sont observées quelque soit l'appareil utilisé.

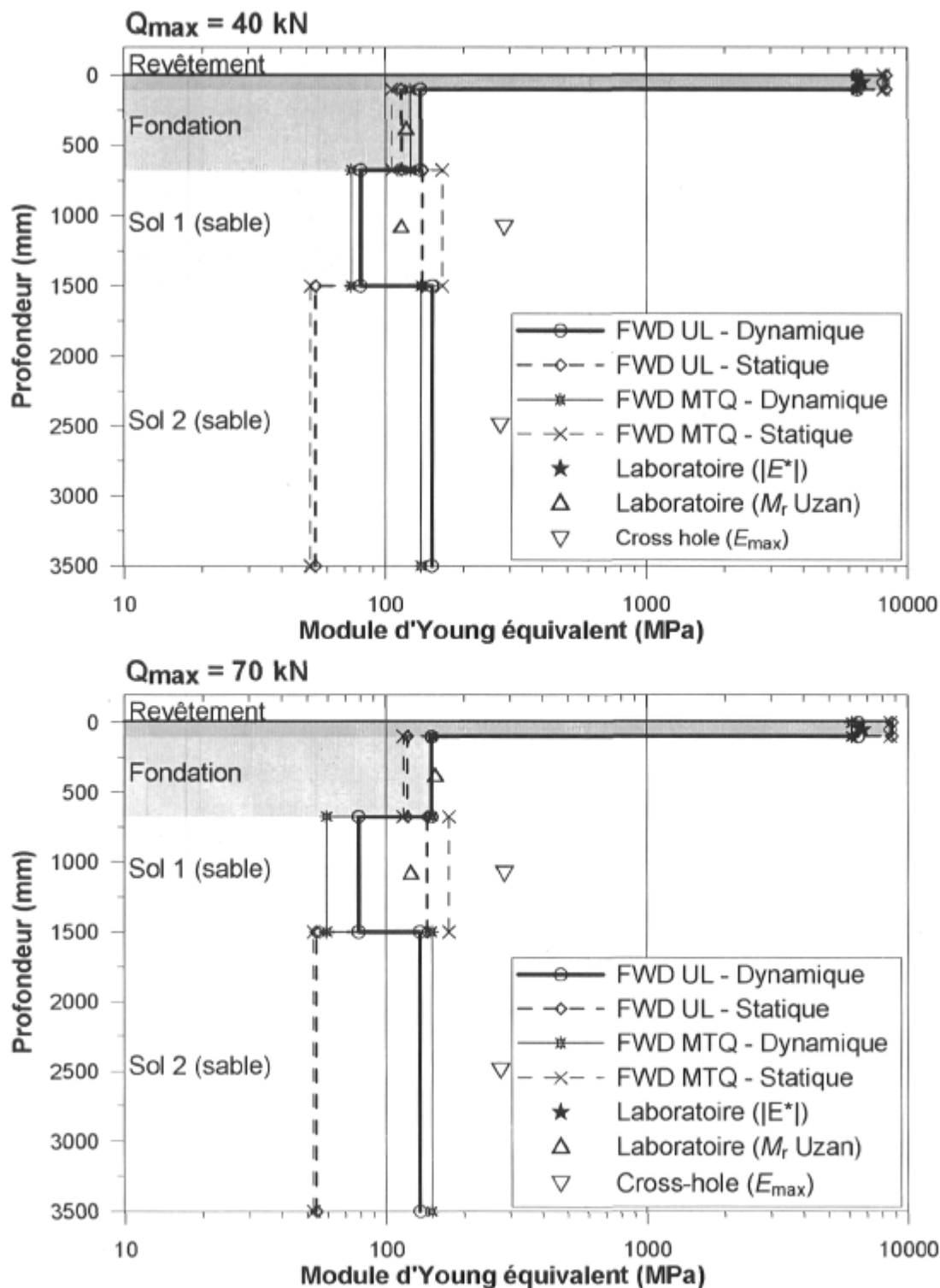


Figure 8.2 : Comparaison des modules d'Young équivalents moyens selon les analyses inverse dynamique et statique, pour les essais des FWD effectués sur la planche 1.

De plus, la figure 8.2 montre les modules tirés des essais en laboratoire et des essais cross-hole (E_{\max}). Plus particulièrement, le module dynamique de l'enrobé ($|E^*|$) à 10.0°C et à une fréquence de 16.67 Hz correspondant à un impact d'une durée de 30 ms, est de l'ordre de 6 700 MPa (6 600 et 6 800 MPa pour le modèle d'Huet-Sayegh et la représentation par la courbe maîtresse de Doucet et Doré (2004)). Le module moyen E_1 de l'approche dynamique, d'environ 6 400 MPa, coïncide favorablement à la valeur du module dynamique obtenue en laboratoire. Par contre, l'approche statique procure un module moyen E_1 de l'ordre de 8 400 MPa, soit 25 % plus élevé que celui en laboratoire. Par ailleurs, le niveau de charge n'est pas un facteur qui semble influencer la valeur du module E_1 .

La figure 8.2 présente également les modules réversibles au centre de la fondation et au centre de la première couche de sol calculés à l'aide du modèle d'Uzan dont les paramètres sont donnés au tableau 6.8 (§6.3.2) pour chaque couche. Le niveau de contraintes au centre de la couche inclut celles associées au chargement et celles dues au poids des terres. Les contraintes dues au chargement ont été calculées par le programme ADCES pour chacun des niveaux de charge. Des coefficients des poids des terres au repos (K_0) de 0.7 et de 0.6 ont été respectivement considérés pour la fondation et la couche de sol. Aussi, la figure 8.2 montre les modules E_{\max} provenant des essais cross-hole pour les deux couches de sol.

Au niveau de la fondation, les modules M_r sont d'environ 120 et 155 MPa pour les niveaux de charge de 40 et 70 kN, respectivement. Quant aux résultats des analyses inverses, les modules moyens E_2 de l'approche dynamique sont similaires, à 10 % près, aux résultats prédits à partir des essais en laboratoire (M_r) pour les deux niveaux de charge. À 40 kN, l'approche statique conduit pratiquement aux mêmes résultats. Par contre, des différences de l'ordre de 20 % sont observées à 70 kN entre les modules moyens E_2 de l'approche statique et le module M_r (155 MPa). Par ailleurs, les effets non linéaires causent une augmentation de l'ordre de 15 % de valeur du module de la fondation, telle

qu'obtenue par inversion avec le modèle élastodynamique hystérétique, lorsque le niveau de charge des essais FWD passe de 40 à 70 kN (passant de 130 à 150 MPa environ). Par contre, ces effets non linéaires ne sont pratiquement pas détectés lorsque les essais FWD sont analysés avec l'approche statique. À l'opposé, les valeurs prédites à l'aide des essais en laboratoire suggèrent que cette augmentation de rigidité serait de l'ordre de 30 % (passant de 120 à 155 MPa) en raison de l'accroissement des contraintes (principalement la contrainte volumétrique). Par conséquent, l'approche dynamique procure les résultats les plus concluants pour la couche de fondation.

Quant à la première couche de sol, les modules M_r varient seulement de 115 à 125 MPa lorsque le niveau de charge passe de 40 et 70 kN. L'inversion à l'aide de l'approche dynamique a fourni des modules E_3 de l'ordre de 80 MPa en moyenne, pour les deux niveaux de charge, sauf pour le FWD MTQ à 70 kN où le module moyen est de l'ordre de 60 MPa. En examinant les historiques de déflexion, on constate que les valeurs du module E_3 , et possiblement aussi celles du module E_4 de la deuxième couche de sol, sont sous-estimées car les déflexions calculées aux derniers géophones sont plus élevées que celles mesurées. La cause de ce problème est liée à la fonction objective qui a été utilisée dans UCODE (§4.3.3).

Les modules E_3 de la première couche de sol naturel sont sous-évalués d'environ 30 % par la méthode dynamique et surévalués d'environ 20 % par la méthode statique, comparativement aux modules M_r prédits avec le modèle d'Uzan pour les essais FWD UL aux niveaux de charge de 40 et 70 kN. Par ailleurs, les modules E_3 sont inférieurs en toutes circonstances au module $E_{3\max}$ provenant des essais cross-hole. Dans ce cas, les résultats de l'approche statique sont donc les plus représentatifs.

Finalement, les modules E_4 de la seconde couche de sol située entre 1.5 et 3.5 m de profondeur sont de l'ordre de 145 MPa selon la méthode dynamique et de l'ordre de 55 MPa selon la méthode statique. À cette profondeur, l'influence du

chargement du FWD sur l'importance des contraintes devient faible si bien que la valeur des modules obtenus par l'inversion doit, en principe, s'approcher du module $E_{4\max}$ à petites déformations (i.e. $E_4/E_{4\max}$ de l'ordre de 0.8 à 0.9). Par conséquent, les résultats de la méthode dynamique ($E_4/E_{4\max} = 0.52$) sont les plus réalistes, alors que ceux de la méthode statique sont clairement sous-évalués ($E_4/E_{4\max} = 0.20$).

En résumé, la méthode dynamique d'analyse des essais FWD procure globalement les résultats les plus représentatifs si les valeurs des modules prédites à partir des essais en laboratoire (module M_r) et mesurées in situ par des essais géotechniques (cross-hole) sont les valeurs de référence. Par ailleurs, les différences entre les modules obtenus avec les deux méthodes augmentent avec la profondeur sur ce site. Comparativement aux résultats de l'analyse dynamique, l'analyse statique sous-évalue le module E_4 de la quatrième couche. Par contre, celui de la troisième couche est surévalué, donnant lieu à l'effet de compensation des modules entre les couches successives. L'importance de cet effet est tributaire des approximations inhérentes au modèle élastostatique pour la simulation des essais FWD. Il découle du fait que les modules du modèle élastostatique sont ajustés pour accommoder les déplacements verticaux mesurés en surface. Donc, ces comparaisons montrent que la méthode statique ne permet pas d'obtenir lors de l'inversion des propriétés représentatives du comportement mécanique des couches de matériaux.

8.2.1.5 Précision des résultats

La précision des résultats des analyses inverses peut être quantifiée avec le coefficient de variation des modules. En effet, on s'attend pour un site relativement homogène que les modules obtenus par l'analyse inverse des essais FWD soient similaires, et donc, que le coefficient de variation demeure faible. Sur la planche 1, le sol présente une grande homogénéité. De plus, la fondation a été compactée à peu près à la même masse volumique et son épaisseur est relativement constante

(le coefficient de variation est seulement de 6.2 %). Par contre, l'épaisseur du revêtement, en moyenne de 100 mm, varie entre 60 et 140 mm d'un point d'essais à l'autre. Toutefois, l'épaisseur du revêtement influence seulement les déflexions mesurées près de la charge, donc seront possiblement affectés le module du revêtement et dans une moindre mesure celui de la fondation.

Dans le tableau 8.1, les coefficients de variation du module du revêtement sont, selon le FWD UL et le FWD MTQ, de l'ordre de 10 à 18 % et de 20 à 22 % respectivement pour le cas dynamique et le cas statique. De même, les coefficients de variation du module de la fondation sont de l'ordre de 15 à 16 % et de 18 à 23 % alors que ceux du module de la première couche de sol sont de l'ordre de 15 à 20 % et de 20 à 30 %. On constate que les modules tirés de l'analyse dynamique sont moins variables que ceux obtenus par l'analyse statique pour ces trois couches du modèle multicouche. Dans le cas de la deuxième couche de sol, les mêmes coefficients de variations ont été obtenus par les deux approches, et sont compris entre 10 et 17 %. Par conséquent, l'analyse dynamique procure des résultats plus précis comparativement à ceux de l'analyse statique. Cela est attribuable au fait que le modèle dynamique tient compte de la physique de l'essai FWD en permettant une meilleure représentation des conditions de chargement et qu'un plus grand nombre d'observations est utilisé dans le processus inverse. D'où l'intérêt d'utiliser la méthode dynamique pour l'interprétation des essais FWD.

8.2.2 Contribution des couches aux bassins de déflexions calculées

La méthode statique est limitée pour la simulation de l'essai FWD notamment car le chargement est considéré statique. Cette hypothèse entraîne une erreur systématique lors de l'analyse des essais FWD (Stolle et Parvini 2001). Deux éléments expliquent cette erreur systémique. Le premier est que le bassin de déflexion reflète qu'en partie l'influence du sol en raison des effets d'inertie, c'est-

à-dire qu'au moment où les déflexions sont maximales, seules la structure de chaussée et la partie supérieure du sol naturel sont mobilisées par la propagation des ondes. Quelques instants de plus sont nécessaires pour qu'une portion plus importante du sol naturel contribue significativement aux déflexions. Par conséquent, le bassin de déflexion n'est pas une information suffisante pour déterminer avec justesse le module du sol naturel. C'est d'ailleurs ce qui a été démontré au chapitre 4 (§4.8.3) lors de l'inversion avec la méthode dynamique. Il n'est donc pas étonnant d'obtenir des résultats encore moins probants avec le modèle élastostatique. Le second élément, qui découle du précédent, est que la contribution des couches au bassin de déflexion dépend du mode de sollicitation. Ce second élément est examiné dans cette section.

Une évaluation de la contribution des déplacements verticaux de chacune des couches au bassin de déflexion a été réalisée selon deux modes de sollicitation : dynamique et statique. Pour ce faire, un essai avec le FWD UL a été retenu. Il s'agit de l'essai réalisé sur le point P1-1 de la planche 1 au niveau de charge de 40 kN (figure 8.1). Les modules d'Young équivalents de chaque méthode sont fournis à l'annexe F (tableau F-1) pour cet essai. La contribution de chacune des couches s'appuie sur la valeur du module d'Young équivalent, et elle a été déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$D = - \sum_{i=1}^L E_i \frac{\Delta D}{\Delta E_i} \quad [8.4]$$

où D est la déflexion, i est l'indice de la couche et L est le nombre de couches du système, E_i est le module d'Young équivalent de la couche i . Le terme $\Delta D / \Delta E_i$ dans la sommation correspond à la sensibilité de la déflexion D à une variation du module de la couche i . Cette sensibilité peut être calculée numériquement par une différence centrée en perturbant de ± 1 % la valeur du module. Les contributions des couches au bassin de déflexion ont été déterminées pour le cas dynamique à

l'aide du programme ADCES, alors que le programme VIEM100 (Yue 1994) a été utilisé pour le cas statique.

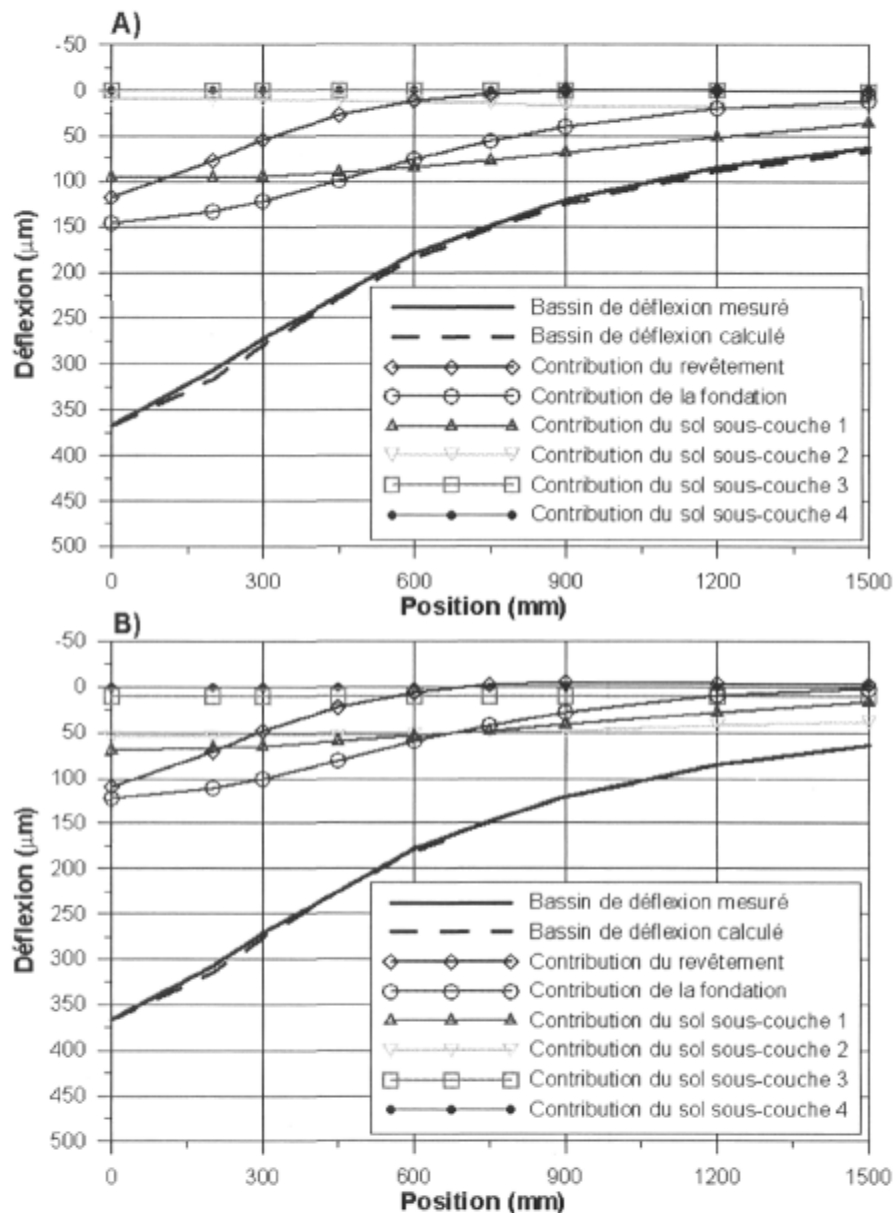


Figure 8.3 : Contribution des couches au bassin de déflexion selon le type d'analyse pour l'essai FWD UL à 40 kN au point P1-1 sur la planche 1 : A) analyse dynamique et B) analyse statique.

Les résultats de cette analyse sont présentés sur la figure 8.3. Les contributions respectives de chacun des couches du modèle multicouche au bassin de déflexion

sont illustrées sur la figure 8.3 A) pour la sollicitation dynamique. Le bassin de déflexion mesuré est également montré. La figure 8.3 B) présente les contributions pour la sollicitation statique.

Les pourcentages de contribution de chacune des couches se retrouvent dans les tableaux 8.2 et 8.3 pour chacun des deux modes de sollicitation. L'épaisseur des couches est également présentée pour mettre en perspective la contribution de chacune des couches : plus la couche est épaisse et proche de la surface, plus elle aura une influence sur la forme et l'importance du bassin de déflexion. La contribution de la quatrième couche de sol à 16 m de profondeur n'a pas été incluse dans ces tableaux car sa valeur est nulle pour la sollicitation dynamique et elle est très faible (moins de 1.5 μm) pour le mode statique. La contribution du revêtement au bassin de déflexion de la sollicitation statique est similaire à celle du mode dynamique pour les géophones situés près de la charge. Cette contribution passe de 30 à 32 % au centre de la plaque de chargement à une valeur pratiquement nulle autour de 750 à 900 mm de distance.

Tableau 8.2 : 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.

Position (mm)	Déflexion (μm)	Contribution des couches (%)				
		Revêtement	Fondation	Sol 1	Sol 2	Sol 3
Épaisseur (m)		0.134	0.553	0.813	2.000	12.500
0	367	32.0	39.8	26.0	2.2	0.0
200	317	24.4	42.2	30.4	3.0	0.0
300	279	19.2	43.3	33.9	3.6	0.1
450	228	12.1	43.3	39.7	5.0	0.1
600	185	6.2	40.8	45.8	7.1	0.1
750	151	2.3	36.8	51.1	9.7	0.1
900	125	0.0	31.5	55.2	13.3	0.2
1 200	89	-0.7	21.6	57.7	21.2	0.4
1 500	68	0.9	16.3	53.7	28.5	0.9

Quant à la fondation, sa contribution est moins importante pour le cas statique que pour le cas dynamique. La différence entre les deux analyses s'accroît selon la distance, passant à des valeurs 5 à 14 % plus faibles entre 0 et 1.5 m. On remarque donc que la structure de la chaussée (revêtement et fondation) est sollicitée différemment par un chargement dynamique, comme celui du FWD, que par l'application en surface d'une charge statique de la même importance. Cela est d'autant plus vrai que les modules d'Young équivalents de ces couches obtenus par l'analyse statique inverse sont très semblables à ceux de l'analyse dynamique, pour le point P1-1.

Tableau 8.3 : 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.

Position (mm)	Déflexion (μm)	Contribution des couches (%)				
		Revêtement	Fondation	Sol 1	Sol 2	Sol 3
Épaisseur (m)		0.134	0.553	0.813	2.000	12.500
0	366	29.9	33.4	18.7	14.9	2.7
200	315	22.5	35.4	21.2	17.3	3.3
300	277	17.2	36.1	23.3	19.4	3.6
450	225	9.6	35.6	26.5	23.4	4.5
600	182	3.3	32.7	29.5	28.4	5.5
750	148	-1.4	28.1	32.2	33.6	6.8
900	121	-4.1	22.6	33.3	39.2	8.2
1 200	85	-5.3	11.0	32.0	49.8	11.4
1 500	63	-3.8	1.8	26.6	58.9	14.9

De surcroît, le mode de sollicitation retenu, et donc du type d'analyse statique ou dynamique des essais FWD, entraîne au niveau du sol des différences de comportement structural encore plus marquées. La contribution de la première couche de sol, d'une épaisseur de 0.8 m, est entre 18 et 33 %, selon la distance, pour le mode statique. Par contre, elle s'avère plus élevée pour le mode dynamique, soit entre 26 et 58 %, selon la distance. Celle de la deuxième couche de sol, d'une épaisseur de 2.0 m, augmente aussi avec la distance pour passer de 15 % au centre de la plaque du FWD à une valeur aussi élevée que 59 % à 1.5 m

dans le mode statique. En revanche, la contribution de cette couche demeure faible près de la charge pour le mode dynamique, soit de l'ordre de 2 et 7 % à des distances situées entre 0 et 0.6 m, et elle augmente ensuite progressivement jusqu'à 29 % à 1.5 m; de moitié moindre que pour le mode statique. Finalement, la contribution de la troisième couche de sol, d'une épaisseur de 10 m, est de l'ordre de 10 μm pour le mode statique, soit entre 3 et 15 % des valeurs de déflexion, mais elle est pratiquement nulle pour le mode dynamique.

Lors du calcul inverse des essais FWD, les déflexions pour le modèle multicouche sont alors fixées et ce sont les paramètres – c'est-à-dire les modules – qui doivent être ajustés en conséquence. Puisque la sollicitation du FWD est transitoire, seulement la portion sollicitée du milieu contribue à la déflexion maximale mesurée. Par contre, c'est tout le milieu qui contribue à la déflexion dans le cas d'une sollicitation statique. Ces différences de comportement structural, mises en évidence par le calcul de la contribution de chacune des couches à la déflexion, entraînent une mauvaise évaluation du module d'Young équivalent de la couche de sol par la méthode statique d'analyse inverse des essais FWD. Évidemment, cette erreur sur le module du sol naturel influencera la valeur des modules des autres couches plus en surface en raison de l'effet de compensation des modules. Ces résultats expérimentaux confirment l'erreur systématique associée à une représentation approximative des conditions de chargement du FWD par la méthode statique.

8.2.3 Profil de contraintes et de déformations verticales

Il a été montré précédemment que, lors de l'interprétation des essais FWD, la contribution des couches aux déflexions calculées en surface dépend du mode de sollicitation, et donc du type d'analyse statique ou dynamique. Par conséquent, la distribution des contraintes et des déformations dans la chaussée sera différente selon la méthode retenue. Il en va de même pour les valeurs des déformations

critiques. Cette problématique a d'ailleurs été illustré au chapitre 7 lors de la prédiction des déformations en tension à la base du revêtement et en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure (§7.7.3).

Les distributions des contraintes et des déformations sont forcément différentes selon le type de sollicitation, dynamique ou statique. Ces différences sont illustrées pour un essai FWD (FWD UL) à 40 kN au point P1-3 sur la figure 8.4 qui montre les profils de contraintes verticales maximales et de déformations verticales maximales sous l'axe de chargement. Sur la figure 8.4, on constate que les résultats des méthodes statique et dynamique avec leurs modules d'Young équivalents respectifs obtenus par rétrocalcul conduisent aux mêmes valeurs de contraintes et de déformations verticales dans les premiers 0.5 m puisque les effets d'inertie en conditions dynamiques sont moins significatifs à proximité du point de chargement. Par contre, au-delà de cette profondeur, les résultats de l'analyse statique ne sont plus conséquents avec ceux de l'analyse dynamique des essais FWD. À partir de 0.5 m, les contraintes verticales de l'analyse statique sont plus faibles que celles dynamiques. L'écart relatif entre ces contraintes augmente de 5 % à 50 % lorsque la profondeur passe de 0.5 à 3.5 m. Cette différence entre les valeurs des contraintes s'explique par la propagation du front d'ondes.

Quant aux déformations verticales, les différences les plus importantes surviennent dans la première couche de sol, entre 0.68 et 1.5 m. Dans cette couche, les déformations de l'analyse statique sont 20 à 40 % plus faibles que les déformations de l'analyse dynamique. Cela peut donc avoir des conséquences importantes lors de l'évaluation structurale des chaussées et leur dimensionnement puisque l'analyse statique a sous-évalué les déformations dans cette couche de sol sur cette chaussée. Possiblement d'une analyse statique non-linéaire permettrait de compenser les erreurs systémiques de la méthode statique (élastique linéaire) utilisée.

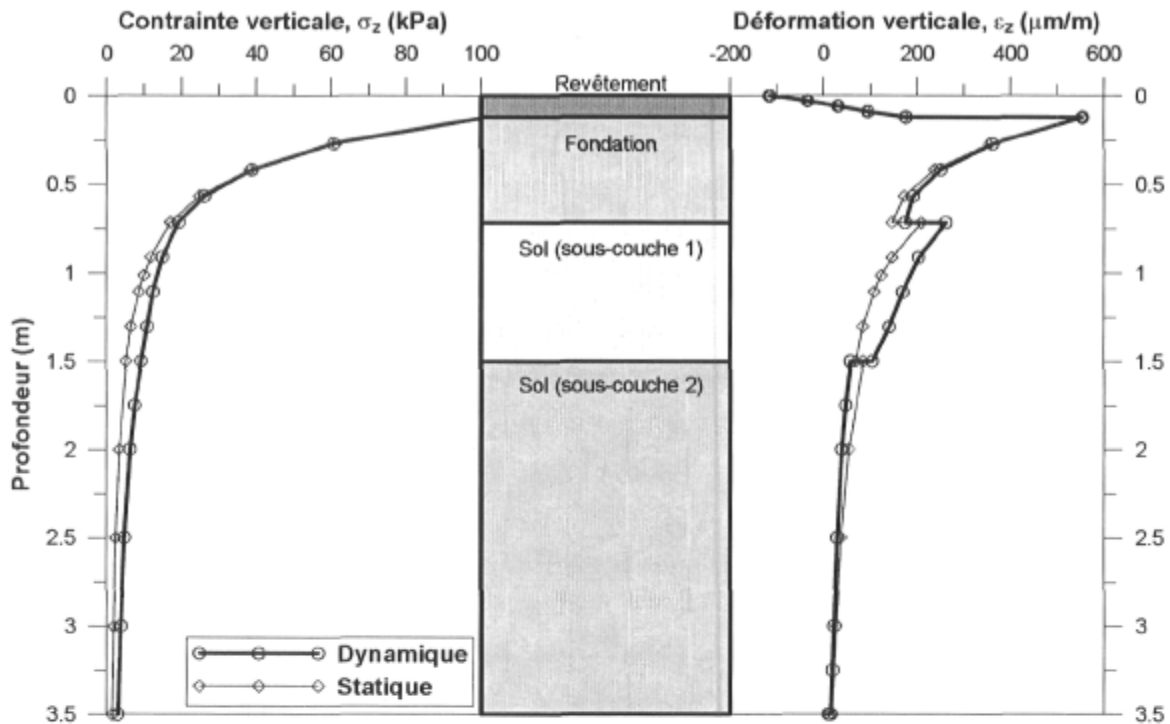


Figure 8.4 : Profils de contraintes et de déformations verticales sous l'axe de chargement pour un essai FWD à 40 kN au point P1-3 sur la planche 1.

8.2.4 Synthèse des résultats

Cette section vise à évaluer les tendances qui se dégagent des comparaisons entre les modules des sols naturels obtenus lors de l'analyse inverse des essais selon les approches statique et dynamique. En plus des résultats obtenus sur la planche 1, l'étude de Lytton et *al.* (1993) effectuée dans le cadre du programme SHRP a été retenue à cette fin. Elle porte sur le développement et la vérification des modèles de prédiction de la performance des chaussées souples où 200 sections ont été analysées. Sur 24 de ces sections, les essais FWD ont été analysés à l'aide des méthodes statique et dynamique. La description des matériaux et des sols pour 22 des 24 sections ainsi que les modules obtenus par ces deux approches ont été compilés et sont présentés à l'annexe F au tableau F-20 (les résultats de 2 des 24 sections n'ont pas été considérés en raison d'un manque de précision au niveau des informations contenues dans leur étude). La

compilation de ces résultats fournit un ensemble de 34 modules du sol obtenus par la méthode statique qui peut être comparé à celui de la méthode dynamique.

Cette comparaison des modules du sol est illustrée sur la figure 8.5 pour différents sol (argile, silt, sable et gravier selon la nature de la fraction principale). Considérant un critère de similitude de $\pm 20\%$, seulement 9 des 34 paires de modules sont semblables. Lorsque ce critère est de $\pm 50\%$, c'est 19 des 34 paires de modules qui sont semblables. Plus spécifiquement, le tableau 8.4 poursuit cette comparaison selon la nature du sol. Par exemple, dans le cas des sols argileux ou silteux, 4 sur 9 paires de modules sont semblables avec un critère de $\pm 20\%$, alors que 6 sur 9 le sont avec un critère de $\pm 50\%$.

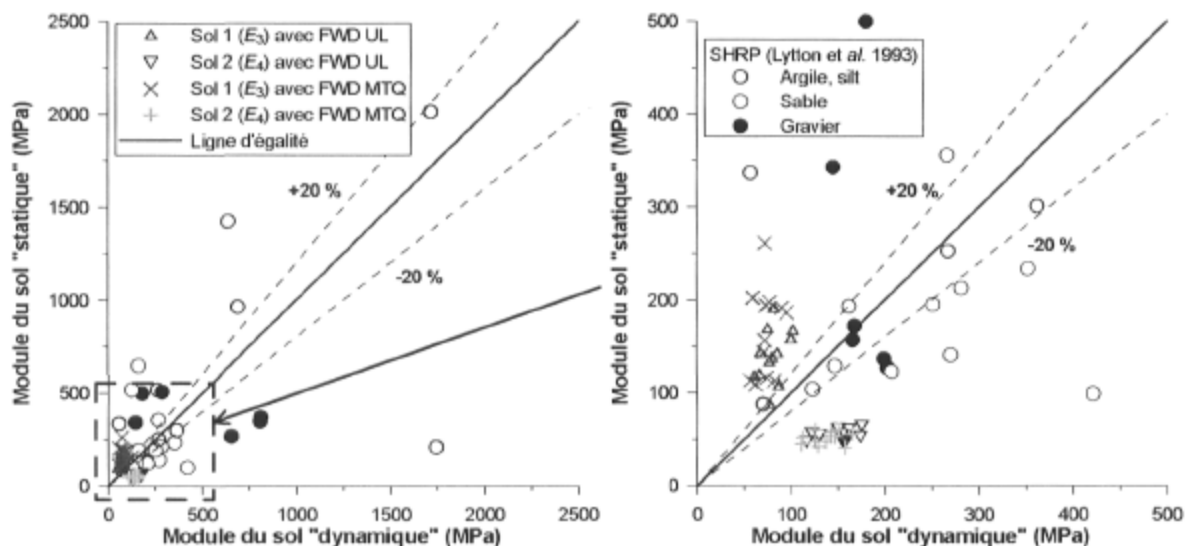


Figure 8.5 : Comparaison des modules d'Young équivalents du sol naturel (sable) obtenus par inversion selon les méthodes statique et dynamique.

En plus des résultats de Lytton et *al.* (1993), la figure 8.5 inclut les modules des couches de sol (E_3 et E_4) obtenus à l'aide des essais FWD (UL et MTQ) à 40 kN sur la planche 1 du site expérimental à la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée. Ces résultats montrent une variation importante, entre 60 et 260 MPa environ, du module E_3 de la première couche de sol obtenus par la méthode statique alors que ceux tirés de la méthode dynamique varient entre 60 et 100 MPa. De plus, on

constate que la majorité des modules E_3 de la méthode statique sont au moins 20 % plus élevés que ceux de la méthode dynamique. Quant à la seconde couche de sol, la méthode statique conduit à des modules E_4 , compris entre 40 et 65 MPa, qui sont inférieurs d'au moins 20 % aux modules de la méthode dynamique qui ont des valeurs situées entre 110 et 175 MPa.

Lytton et *al.* (1993) ont conclu que les modules des sols granulaires et argileux obtenus par rétrocalcul statique ou dynamique sont semblables. Or, la figure 8.5 montre que si la méthode statique est utilisée, une erreur d'au moins 50 % sur la valeur du module du sol est envisageable pratiquement une fois sur deux, peu importe la nature du sol. Cependant, il est encore tôt pour dégager des tendances claires qui indiqueraient dans quelles circonstances la méthode statique est applicable selon la nature du sol et dans quelles autres elle est inappropriée, le cas échéant. Davantage de données comparatives sont nécessaires pour mieux baliser l'analyse statique des essais FWD.

Tableau 8.4 : Comparaison des valeurs de modules obtenus par inversion selon la nature du sol (données tirées de Lytton et *al.* 1993).

Nature du sol	Nombre de paires	Critère de similitude $(E_{\text{statique}} - E_{\text{dynamique}})/E_{\text{dynamique}}$	
		$\leq \pm 20 \%$	$\leq \pm 50 \%$
Argile, silt	9	4	6
Sable	14	3	9
Gravier	10	2	4
Total	34	9	19

8.3 Analyse viscoélastique des essais FWD

La viscosité de l'enrobé bitumineux joue un rôle important sur le comportement structural de la chaussée. D'une part, elle conditionne la rigidité du revêtement, et d'autre part, elle contrôle la dissipation de l'énergie de vibration des ondes dans cette couche. Lors des essais FWD, la viscosité de ce matériau est influencée par

la durée de l'impact produit par le FWD et par la température moyenne du revêtement. Ces deux paramètres sont étudiés dans cette section pour évaluer leur incidence sur les mesures de déflexion lors des essais FWD.

8.3.1 Influence du pulse de chargement du FWD

8.3.1.1 Analyse paramétrique

Une analyse paramétrique a été réalisée pour évaluer l'influence du pulse de chargement sur les déflexions d'une chaussée flexible. Les caractéristiques de la chaussée étudiée sont présentées dans le tableau 8.5 et correspondent à celle du point P1-10 sur la planche 1. Ces caractéristiques sont : l'épaisseur (H) des six couches du modèle multicouche, les modules d'Young estimés (E), les coefficients de Poisson (ν), les masses volumiques (ρ) et les ratios d'amortissement (ζ). Le revêtement a aussi été modélisé à l'aide du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh, dont les paramètres sont compilés dans le tableau 6.13. Une température moyenne du revêtement de 10°C a été considérée.

Tableau 8.5 : Propriétés estimées de la chaussée au point P1-10.

Couche	H	E	ν	ρ	ζ
	(m)	(MPa)		(kg/m ³)	(%)
1- Revêtement	0.084	6 644 ¹ ou E^*	0.35	2 344	0.05
2- Fondation	0.583	115	0.35	2 220	0.05
3- Sol 1	0.833	100	0.32	1 741	0.05
4- Sol 2	2.0	120	0.31	1 642	0.05
5- Sol 3	12.5	323	0.25	1 650	0.05
6- Sol 4	Infini	1 115	0.485	2 030	0.05

Note : ¹ Module élastique du revêtement établi à l'aide du modèle d'Huet-Sayegh pour une température de 10°C à une fréquence de 16.67 Hz associée à un pulse de 30 ms.

Différents chargements théoriques et expérimentaux ont été utilisés pour reproduire autant d'historiques de chargement $Q(t)$: deux fonctions sinusoïdales de 30 et 60 ms, une fonction en forme de cloche de 30 ms, une fonction

triangulaire de 30 ms, deux historiques de chargement du FWD UL (Carl Bro) de 30 et 42 ms et un historique de chargement du FWD MTQ de 30 ms. Soit :

$$\text{Sinusoïdale} \rightarrow Q(t) = \begin{cases} \frac{1}{2} Q_{\max} (1 - \cos(\frac{2\pi t}{T})) & \text{pour } t < T \\ 0 & \text{pour } t \geq T \end{cases} \quad [8.5]$$

$$\text{Triangulaire} \rightarrow Q(t) = \begin{cases} 2Q_{\max} \left(\frac{t}{T}\right) & \text{pour } t < \frac{T}{2} \\ Q_{\max} \left(1 - \frac{t - T/2}{T/2}\right) & \text{pour } \frac{T}{2} \leq t < T \\ 0 & \text{pour } t \geq T \end{cases} \quad [8.6]$$

$$\text{Forme de cloche} \rightarrow Q(t) = \begin{cases} \frac{1}{2} Q_{\max} \left(\sin\left(\frac{\pi t}{T}\right)\right) & \text{pour } t < T \\ 0 & \text{pour } t \geq T \end{cases} \quad [8.7]$$

où Q_{\max} est la charge maximale fixée à 40 kN, t le temps et T la période (30 ou 60 ms). Toutes ces fonctions de chargement sont illustrées sur la figure 8.6. Les fonctions de chargement du FWD UL ont été préalablement normalisées pour une charge de 40 kN. Les charges sont appliquées par une plaque circulaire flexible de 300 mm de diamètre à la surface du revêtement.

Les spectres d'amplitude de ces fonctions de chargement sont montrés sur la figure 8.7. Lorsque la durée du pulse de chargement augmente, la plage de fréquences sollicitées par l'impact diminue. Ainsi, l'énergie est concentrée entre 0 et 60 Hz environ pour un pulse de 30 ms (ou 27 ms). Par contre, elle se situe dans un intervalle de fréquences comprises entre 0 et 45 Hz environ pour un pulse de 42 ms et entre 0 et 30 Hz pour un pulse de 60 ms. Par conséquent, les historiques de déflexion, et donc le bassin de déflexion, devraient être influencés par l'historique de chargement. Rappelons que dans la méthode des éléments spectraux, les historiques de déflexion sont calculés dans le domaine des

fréquences en multipliant les fonctions de complaisance théoriques par le spectre de chargement. Sur la figure 8.8, les fonctions de complaisance théoriques sont montrées pour les déflexions au centre de la plaque de chargement, à 0.3, à 0.6 et à 1.5 m de distance.

L'influence du comportement viscoélastique du revêtement est clairement mise en évidence sur la figure 8.8. Près du point de chargement, entre 0 et 300 mm, les déflexions spectrales unitaires sont plus importantes de 15 % environ à des fréquences inférieures à 25 Hz environ pour le cas viscoélastique que pour le cas élastique. Cette fréquence est proche de la valeur de 16.67 Hz correspondant à la fréquence d'un pulse de 30 ms qui a été considérée pour établir le module élastique du revêtement selon le modèle de Huet-Sayegh.

À des fréquences supérieures à 25 Hz, la rigidité du revêtement, donnée par le même modèle, augmente, comme le montre la courbe maîtresse présentée à la figure 6.12 au chapitre 6. Par conséquent, l'importance des déflexions spectrales unitaires diminue graduellement selon la fréquence, jusqu'à environ 15 % en moins à une fréquence de 200 Hz, comparativement au cas élastique. À des distances de plus de 600 mm, les déflexions spectrales unitaires à de basses fréquences ne sont pas influencées par le revêtement. En effet, les ondes mobilisent essentiellement les couches inférieures de la chaussée puisqu'elles ont de plus grandes longueurs d'onde. À de hautes fréquences, les ondes subissent néanmoins une légère influence du revêtement. Donc, les effets visqueux du revêtement se font sentir de deux façons : 1) par un accroissement de la rigidité du revêtement avec la fréquence qui influence les déflexions spectrales unitaires près du point de chargement; et, 2) par une atténuation plus faible des ondes de hautes fréquences avec la distance comparativement à celles de basses fréquences (inférieures à 25 Hz); l'influence de ces dernières affecte les déflexions spectrales unitaires au moins jusqu'à 1.5 m.

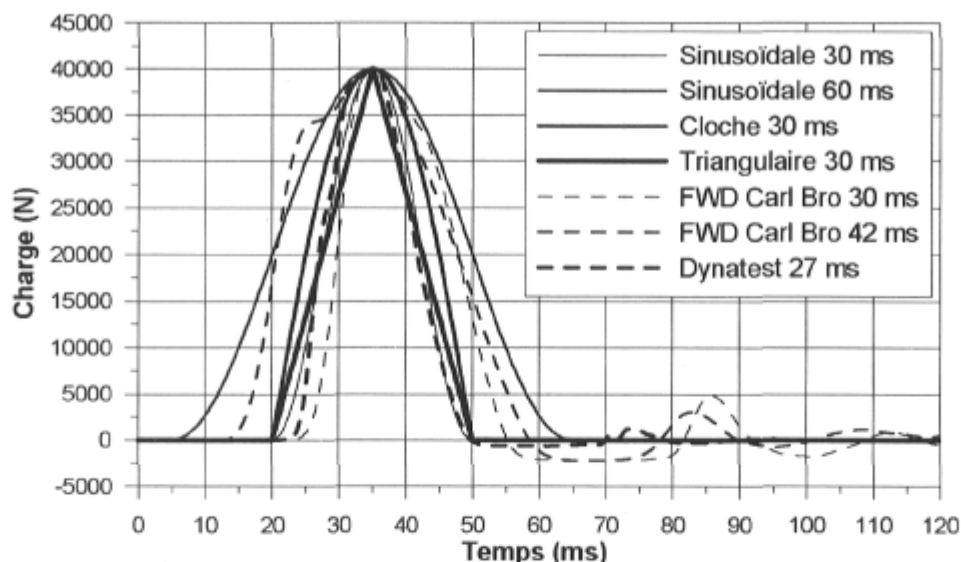


Figure 8.6 : Historiques de chargement théoriques et expérimentaux du FWD normalisés à une charge de 40 kN.

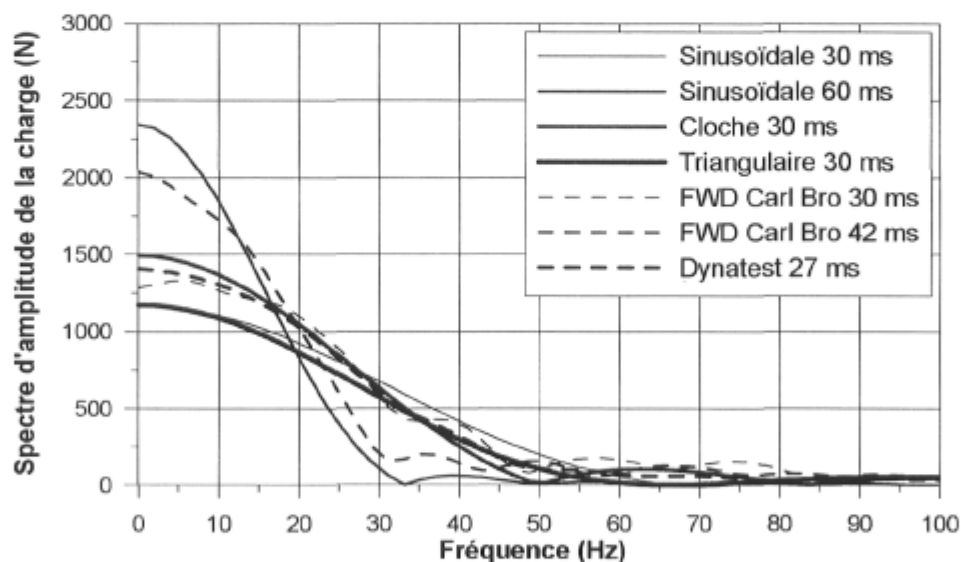


Figure 8.7 : Spectres d'amplitude des historiques de chargement théoriques et expérimentaux du FWD normalisés à 40 kN.

Les historiques de déflexion ont été calculés au centre de la plaque de chargement pour le cas linéaire élastique. Ils sont montrés sur la figure 8.9 pour chacun des historiques de chargement du FWD. On remarque que le pulse de chargement influence directement la forme de l'historique de déflexion, mais affecte peu (moins

de 10 %) l'importance de la déflexion maximale dans ce cas, sauf pour le pulse triangulaire de 30 ms.

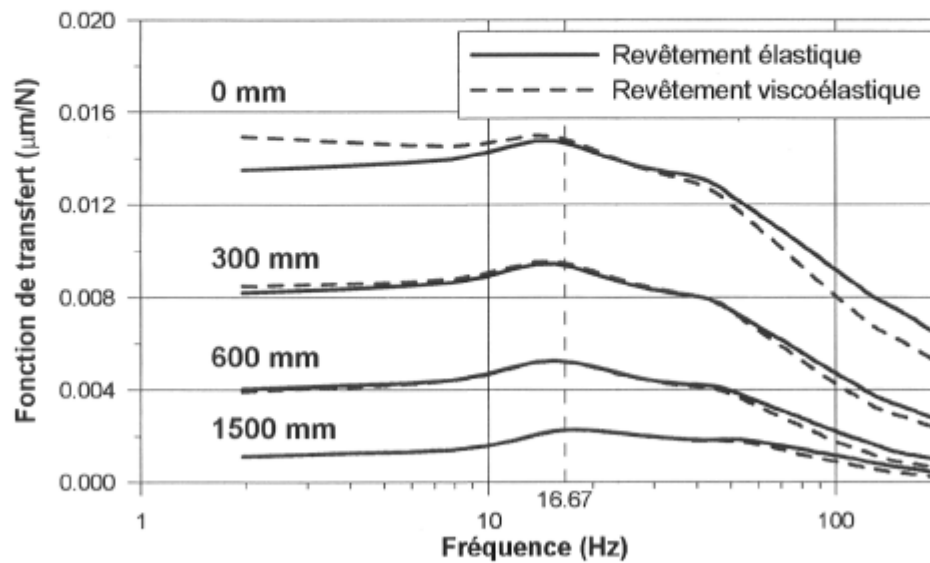


Figure 8.8 : Fonctions de complaisance théoriques du modèle multicouche au point P1-10 sur la planche 1 dans le cas d'un chargement sur une plaque circulaire flexible de 300 mm de diamètre.

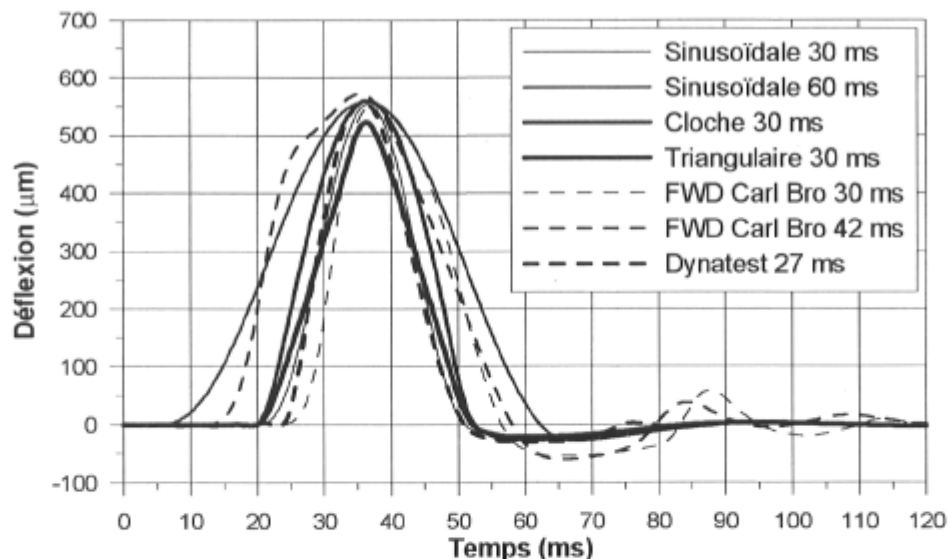


Figure 8.9 : Historiques de déflexion théoriques au centre de la plaque du FWD pour le point P1-10 sur la planche 1 obtenus par diverses fonctions de chargement à 40 kN.

La figure 8.10 compare les historiques de déflexion pour les deux cas 1) revêtement élastique et 2) revêtement viscoélastique. Premièrement, le comportement viscoélastique du revêtement affecte essentiellement les déflexions mesurées à moins de 300 mm du point de chargement dans ce cas-ci. Deuxièmement, la viscosité du revêtement augmente la valeur de la déflexion maximale, retarde le moment où elle survient par rapport au pic de chargement, décale la portion de l'historique lors du déchargement, diminue l'importance des déflexions après le pulse principal et accroît le temps nécessaire afin que les déflexions redeviennent nulles.

Les bassins de déflexion pour le cas élastique et pour le cas viscoélastique sont montrés sur la figure 8.11. Comparativement au cas élastique, les déflexions du cas viscoélastique sont plus légèrement importantes, de l'ordre de 3 à 7 %, selon la durée du pulse de chargement. On remarque que le pulse sinusoïdal de 30 ms reproduit très bien les bassins de déflexion obtenus avec les historiques de chargement expérimentaux du FWD UL et du FWD MTQ, et ce, tant avec le modèle élastique qu'avec le modèle viscoélastique pour le revêtement.

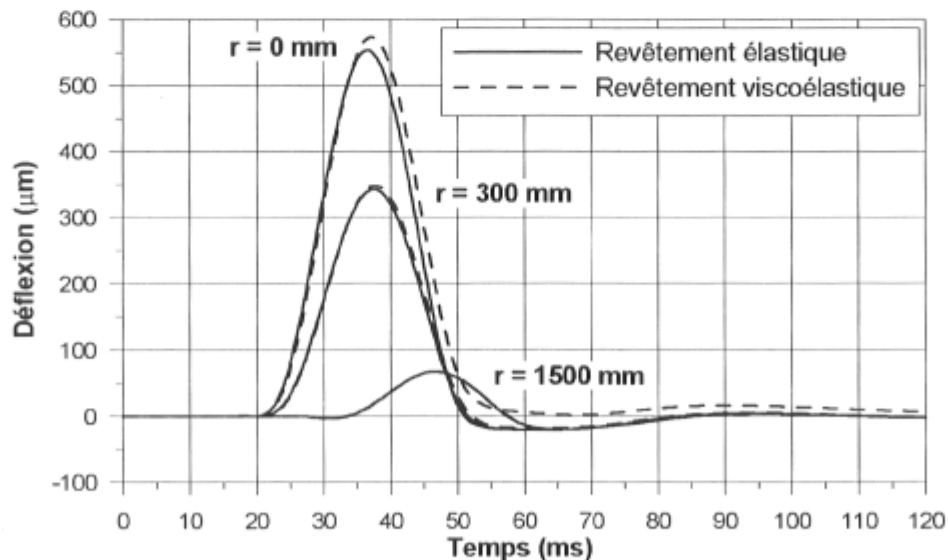


Figure 8.10 : Comparaison des historiques de déflexion théoriques selon le comportement mécanique du revêtement à 10°C pour un pulse sinusoïdal de 30 ms (niveau de charge de 40 kN) au point P1-10 sur la planche 1.

Par ailleurs, Al-Khoury et *al.* (2000) ont montré théoriquement que les déflexions maximales ne sont pas influencées par la durée du pulse de chargement lorsque le sol est rigide (100 MPa). Par contre, elles augmentent, de l'ordre de 20 %, dans le cas d'un essai sur une chaussée dont le sol est mou (25 MPa) lorsque la durée du pulse passe de 25 à 50 ms. Évidemment, l'analyse des essais FWD avec un modèle statique ne permet pas de tenir compte de ces conditions.

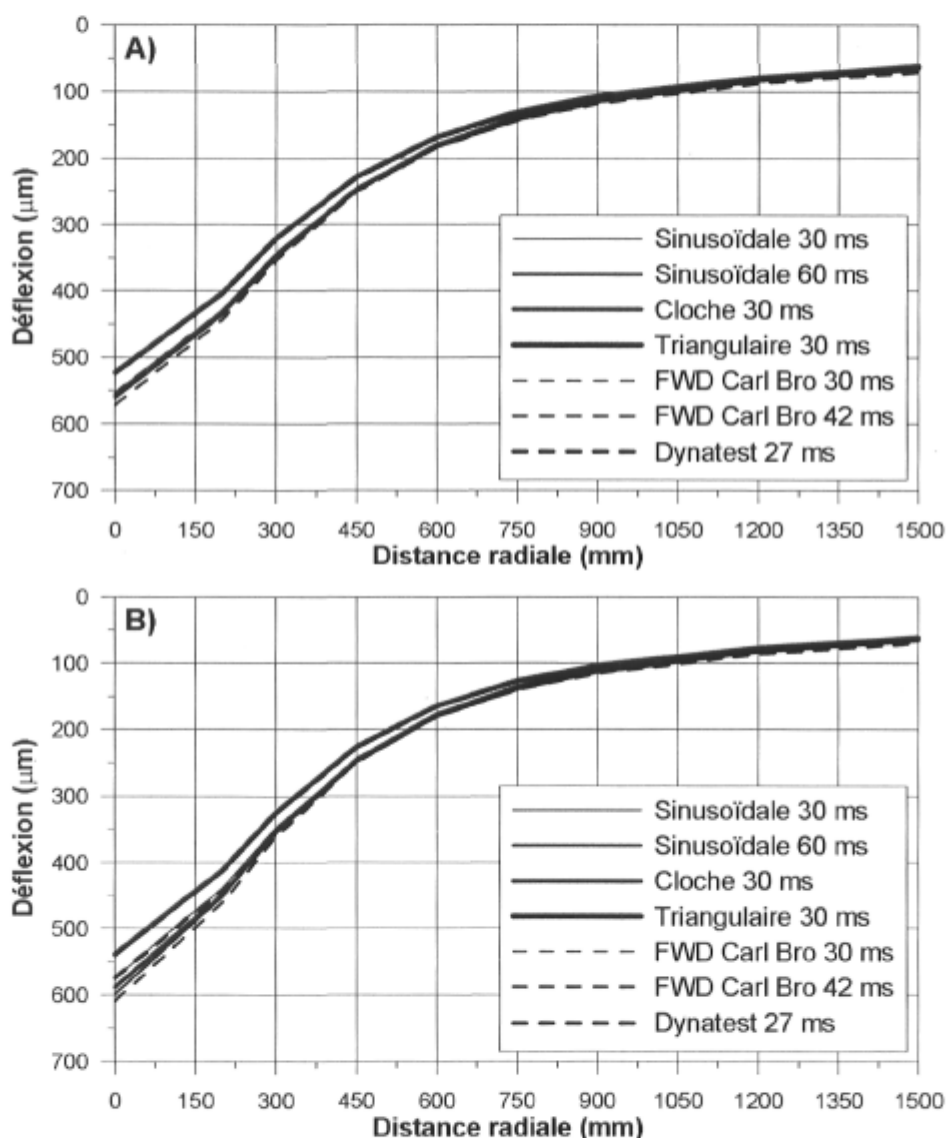


Figure 8.11 : Bassins de déflexion théoriques au point d'essais P1-10 sur la planche 1 obtenus par diverses fonctions de chargement avec un niveau de charge de 40 kN : A) revêtement élastique, B) revêtement viscoélastique.

8.3.1.2 Analyse des mesures expérimentales du FWD

Les essais FWD réalisés aux points P1-9 à P1-12 ont été considérés pour montrer l'influence de la durée du pulse de chargement sur la valeur des déflexions mesurées et sur la valeur des modules. Lors de ces essais, qui ont tous été effectués la même journée, la configuration du système de chargement (amortisseurs, masse) du FWD UL a été modifiée pour produire des pulses de 30 et 42 ms à un niveau de charge de 40 kN. La figure 8.12 illustre les bassins de déflexion de ces essais qui ont été normalisés linéairement à un niveau de charge de 40 kN. Notons que l'épaisseur du revêtement varie d'un point à l'autre. Elle est de 66 mm au point P1-9, de 84 mm au point P1-10, de 85 mm au point P1-11 et de 95 mm au point P1-12. Ces variations d'épaisseur du revêtement influencent les déflexions mesurées près du point de chargement, entre 0 et 600 mm.

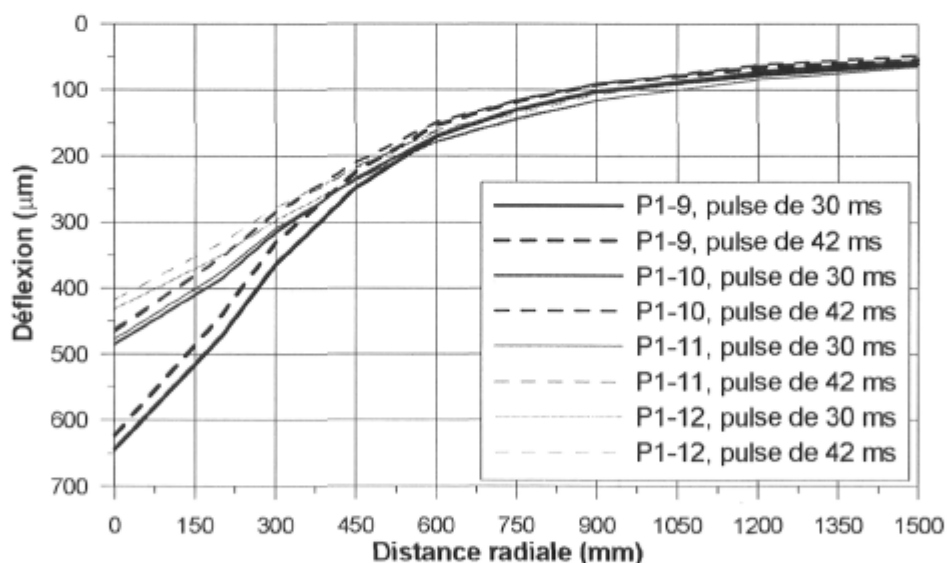


Figure 8.12 : Bassins de déflexion du FWD UL, normalisés à 40 kN selon différentes conditions de chargement aux points P1-9 à P1-12 sur la planche 1 (température du revêtement entre 9.7 et 10.1°C).

Quant au pulse de chargement, son influence est telle que la déflexion maximale diminue de 9 % en moyenne lorsque la durée passe de 30 à 42 ms pour les essais FWD effectués sur ce site expérimental à l'aide de l'appareil Carl Bro de

l'Université Laval. Ce comportement est contraire aux résultats théoriques. Une analyse inverse dynamique a été effectuée pour tenter d'expliquer ces observations. Les modèles élastique et viscoélastique ont été utilisés pour représenter le comportement mécanique du revêtement.

Les résultats des analyses inverses effectuées dans le domaine du temps sont présentés à l'annexe F aux tableaux F-13 et F-14 pour les essais réalisés aux points P1-9 à P1-12, respectivement. Ces tableaux contiennent les déflexions mesurées, la charge maximale appliquée, les déflexions calculées selon les deux modèles, les erreurs de coïncidence, la température moyenne du revêtement et les modules d'Young équivalents. On remarque dans ces quatre tableaux que l'erreur RMS est généralement très élevée, notamment en raison des déflexions mesurées aux quatre derniers géophones. Cependant, l'écart relatif global est inférieur à 10 %, et parfois inférieur à 5 %, notamment pour les essais aux points P1-11 et P1-12. Par conséquent, les modules d'Young équivalents sont représentatifs de la rigidité des couches de la chaussée et de sol.

Les valeurs moyennes des modules sont compilées dans le tableau 8.6 pour les quatre points P1-9 à P1-12. Les résultats montrent que le module E_1 augmente lorsque la durée du pulse augmente. Cela est contraire au comportement visqueux escompté. Par contre, le module de la couche de fondation diminue. Globalement, la rigidité de la structure de chaussée est plus élevée, d'environ 6 %, pour le pulse de 30 ms que pour celui de 42 ms, compte tenue de la valeur des modules. La rigidité de la structure peut être calculée selon l'approche d'Odemark, où interviennent les modules E_1 et E_2 , mais aussi l'épaisseur du revêtement (H_1) et de la fondation (H_2). Par contre, la rigidité de la chaussée est légèrement plus faible (de 3 %) lorsque le revêtement est considéré comme viscoélastique. En somme, la durée du pulse a peu d'influence sur la rigidité de la chaussée, possiblement en raison de l'effet opposé entre le comportement visqueux du revêtement et celui non linéaire de la fondation. Lorsque la durée du pulse augmente, le module viscoélastique de l'enrobé diminue ce qui accroît le niveau de contrainte dans la

fondation augmentant, par conséquent, son module élastique non linéaire. Ainsi, la diminution du module du revêtement est possiblement compensée par l'augmentation du module de la fondation.

La méthode dynamique avec les modules utilisées ne permet pas de démontrer clairement les causes qui expliqueraient le comportement mécanique particulier de la chaussée de la planche 1 sous différentes durées du pulse de chargement. Le comportement élastique non linéaire des matériaux est certainement un des facteurs à considérer. L'importance des effets non linéaire dépend du niveau des contraintes imposé par l'essai FWD. Une analyse non linéaire dynamique apporterait possiblement un éclairage plus complet sur le comportement des matériaux dans ces circonstances. En résumé, l'influence de la durée du pulse de chargement produit par FWD n'est pas un facteur important pour l'interprétation des déflexions obtenues sur la planche 1.

Tableau 8.6 : 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.

Module d'Young équivalent moyen (MPa)					
Revêtement		Élastique		Viscoélastique	
Pulse (ms)		30	42	30	42
Température du revêtement (°C)		10.0	9.9	10.0	9.9
1- Revêtement	E_1	7127	7766	E^*	E^*
2- Fondation	E_2	141	130	150	157
3- Sol	E_3	78	121	79	93
4- Sol	E_4	143	119	162	150

8.3.2 Influence de la température

L'influence de la température moyenne du revêtement sur les mesures du FWD est examinée dans cette section, premièrement grâce à une analyse paramétrique, et ensuite, à l'aide des données expérimentales récoltées au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

8.3.2.1 Analyse paramétrique

L'épaisseur des couches de la chaussée au point P1-1 et leurs propriétés mécaniques sont présentées dans le tableau 8.7. Le module complexe du revêtement est donné par le modèle d'Huet-Sayegh. La figure 8.13 montre l'influence de la température moyenne du revêtement sur la fonction de complaisance de la déflexion au centre de la plaque de chargement. En somme, l'importance de la fonction de complaisance double lorsque la température passe de 5 à 25°C. Le module dynamique $|E^*|$ du revêtement à une fréquence nominale de 16.67 Hz diminue significativement avec l'augmentation de la température; il passe de 9 590 MPa à 5°C à une valeur de 1 600 MPa à 25°C. De plus, la viscosité du matériau augmente en importance avec la température; l'angle de déphasage ϕ_v passe de 16° à 38° lorsque la température augmente de 5 à 25°C.

Tableau 8.7 : Propriétés estimées de la chaussée au point P1-1.

Couche	H	E	v	ρ	ζ
	(m)	(MPa)		(kg/m ³)	(%)
1- Revêtement	0.134	E^*	0.35	2 289	0.05
2- Fondation	0.553	130	0.35	2 220	0.05
3- Sol 1	0.813	90	0.32	1 741	0.05
4- Sol 2	2.0	150	0.31	1 642	0.05
5- Sol 3	12.5	323	0.25	1 650	0.05
6- Sol 4	Infini	1 115	0.485	2 030	0.05

L'influence de la température sur le bassin de déflexion est illustrée sur la figure 8.14. La fonction sinusoïdale (éq. 8.6) avec une charge maximale Q_{\max} de 40 kN a été considérée pour simuler l'essai FWD. L'accroissement de la température provoque effectivement une augmentation de la valeur des déflexions près du point de chargement, essentiellement entre 0 et 450 mm où l'épaisseur du revêtement a le plus d'influence sur les déflexions. Cette augmentation est telle que la déflexion D_0 est de 330 μm à 5°C et devient 584 μm à 25°C, soit une augmentation de plus de 75 %. Quant à la déflexion D_{450} , elle augmente seulement

de 13 %, passant de 207 à 230 μm , respectivement. Par conséquent, la température du revêtement est un paramètre très important pour l'interprétation des essais FWD.

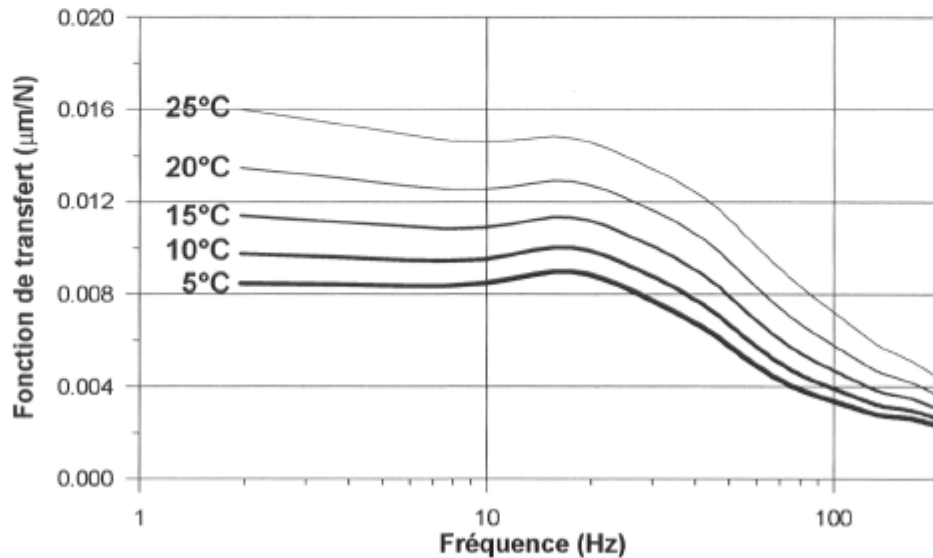


Figure 8.13 : Fonctions de complaisance théorique du modèle multicouche avec un revêtement viscoélastique au point P1-1 sur la planche 1 dans le cas d'un chargement sur une plaque circulaire flexible de 300 mm de diamètre.

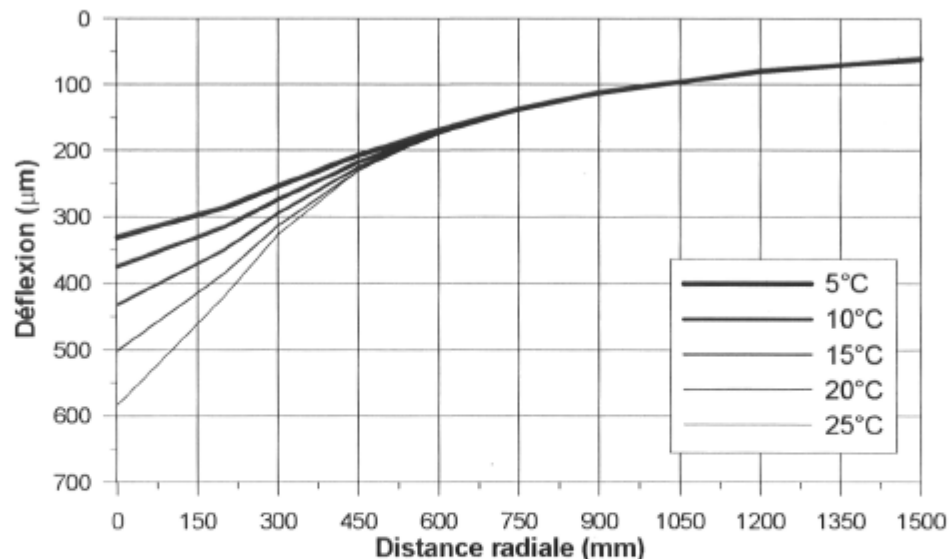


Figure 8.14 : Influence de la température sur le bassin de déflexion théorique prédit avec le modèle d'Huet-Sayegh pour le revêtement au point P1-1 sur la planche 1 sous une charge sinusoïdale de 40 kN.

Habituellement, la température moyenne est utilisée pour l'analyse des essais FWD. Or, le gradient de température influence également le comportement du revêtement et son effet peut être important pour l'évaluation des déformations en traction à la base de cette couche (CROW, 1998). Cependant, cet aspect ne sera pas pris en compte dans cette recherche.

8.3.2.2 Analyse des mesures expérimentales du FWD

Des essais FWD ont été réalisés entre le 24 septembre et le 31 octobre 2003 systématiquement au point P1-1 sur la planche 1 pour collecter des données à différentes températures du revêtement. Un échantillonnage des bassins de déflexion ainsi obtenus est illustré sur la figure 8.15. La plage de température moyenne du revêtement considérée s'étend entre 4.2 et 25.7°C. Ces résultats expérimentaux montrent clairement l'influence de la température du revêtement sur les bassins de déflexion : lorsque la température augmente, les déflexions mesurées entre 0 et 450 mm augmentent en importance. Ce comportement concorde avec les résultats théoriques montrés sur la figure 8.14. Cependant, les mesures du FWD indiquent que l'augmentation des déflexions avec la température moyenne du revêtement est moins significative que les résultats théoriques obtenus à l'aide du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh. Cette augmentation est telle que la déflexion D_0 est de 366 μm à 5°C et devient 517 μm à 25°C, soit une augmentation de 41 % comparativement à 75 % pour le cas théorique. Quant à la déflexion D_{450} , elle augmente seulement de 6 % comparativement à 13 % pour le cas théorique.

Ces différences entre les données expérimentales et théoriques s'expliquent possiblement par le fait que le comportement réel de la chaussée est plus complexe que celui décrit par les modèles utilisés (viscoélastique pour le revêtement et élastique linéaire pour les autres couches). Les distinctions entre les

conditions de sollicitation du revêtement lors des essais FWD et les conditions des essais de flexion en laboratoire, expliquent également une partie de ces différences. De plus, il faut considérer l'influence du comportement élastique non linéaire du matériau granulaire MG-20 de fondation. On sait que lorsque la rigidité du revêtement diminue, les contraintes augmentent dans les couches sous-jacentes. Par conséquent, le module d'Young sécant du matériau de fondation augmente en raison de la dilatance ce qui réduit l'importance des déflexions près du point de chargement (surtout entre 0 et 900 mm, figure 8.3 A).

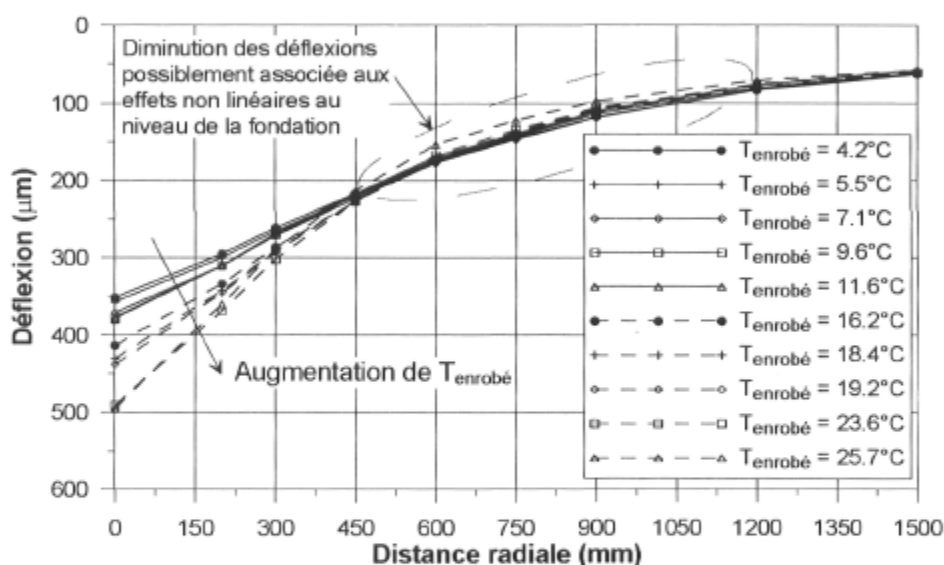


Figure 8.15 : Influence de la température du revêtement sur le bassin de déflexion mesuré par le FWD au point d'essais P1-1 sur la planche 1.

Le programme ADCES-INVERSE a été utilisé pour déterminer les modules d'Young équivalents des différentes couches par une analyse inverse dans le domaine du temps. Huit essais FWD ont été considérés dont la température moyenne du revêtement comprise entre 5.5 et 25.7°C. Cette analyse a été effectuée en deux étapes. En premier lieu, l'essai FWD effectué à 5.5°C a été utilisé pour déterminer les modules E_3 et E_4 des couches de sol. Pour ce faire, seules les observations aux géophones situés à 600 mm et plus ont été retenues. Le module $E_1 = E^*$ du revêtement exprimé par le modèle d'Huet-Sayegh a été utilisé. Le module E_2 de la fondation a été estimé à une valeur de 140 MPa suite à

une analyse inverse préliminaire. Une telle stratégie d'inversion permet de mieux évaluer les modules des couches inférieures puisque les déflexions mesurées aux derniers géophones sont plus sensibles à ces paramètres (E_3 et E_4). Ensuite, les modules E_1 et E_2 ont été obtenus par inversion pour chacun des essais, en considérant les valeurs des modules E_3 et E_4 obtenues à l'étape précédente.

Les résultats sont présentés dans le tableau 8.8. On retrouve la température moyenne du revêtement, les bassins de déflexion correspondants lors de l'essai FWD UL, les bassins de déflexion calculés, l'erreur RMS, l'écart E , ainsi que les modules obtenus par méthode inverse. De plus, les modules dynamiques $|E^*|$ du revêtement prédits par le modèle d'Huet-Sayegh et par le modèle de courbe maîtresse de Doucet et Doré (2004) sont inclus dans ce tableau.

Les résultats de l'analyse inverse des essais effectués à 9.6 et 11.0°C présentent des modules E_2 optimaux (au sens de la minimisation de la fonction objective) qui sont sensiblement plus élevés que ceux obtenus à 5.5 et 11.6°C. Par interpolation, on s'attendrait à ce que les modules E_2 à 9.6 et 11.0°C soient de l'ordre de 140 MPa, plutôt que de 155 MPa. Par conséquent, les modules E_1 se trouvent sous-évalués. Donc, les modules E_1 ont été corrigés en reprenant le calcul inverse, où seul le paramètre E_1 était inconnu. E_2 étant préalablement fixé à 140 MPa.

Les modules du revêtement E_1 montrent une diminution graduelle en fonction de l'accroissement de la température moyenne du revêtement. La figure 8.16 A) illustre l'influence de la température sur le module d'Young équivalent $E_1 = |E^*|$ obtenus par méthode inverse. De plus, elle montre les modules dynamiques $|E^*|$ prédits par les modèles de Doucet et Doré (2004) et de Huet-Sayegh, qui ont été calés sur les résultats des essais de flexion à chargements répétés effectués en laboratoire. La superposition des résultats obtenus par l'analyse dynamique des essais FWD et ceux provenant des essais en laboratoire est très bonne, de même pour les modules E_1 corrigés à 9.6 et 11.0°C. On remarque que les modules d'Young équivalents E_1 sont néanmoins plus faibles que le module dynamique $|E^*|$

du laboratoire lorsque la température est inférieure à 10°C, possiblement en raison des conditions propres à chaque type d'essai.

En pratique, une relation linéaire entre le logarithme du module dynamique et la température est utilisée pour déterminer le module du revêtement en enrobé bitumineux, ou encore pour corriger le module tiré de l'inversion à une température de référence. Cette relation a la forme suivante : $\log(|E^*|) = A - BT_{\text{enrobé}}$ dont les paramètres ont été déterminés pour l'enrobé bitumineux EB-14 à partir des résultats des essais FWD.

Les valeurs de ces paramètres sont présentés sur la figure 8.16 A) qui illustre les prédictions de $|E^*|$ en fonction de la température selon cette relation linéaire. Par ailleurs, la figure 8.16 B) montre la comparaison entre la courbe maîtresse obtenue par l'interprétation dynamique des essais FWD et les courbes maîtresses des modèles de Doucet et Doré (2004) et d'Huet-Sayegh. La courbe maîtresse in situ a été tracée en utilisant la loi d'Arrhénius (éq. 6.5). Une fréquence de référence de 16.67 Hz, associée à la durée du pulse de chargement du FWD, a été considérée. Là encore, on constate que les résultats in situ concordent favorablement aux résultats en laboratoire.

En principe, la courbe maîtresse pourrait être obtenue en déterminant le module dynamique $|E^*|$ du revêtement à chacune des fréquences par une analyse inverse dans le domaine des fréquences. En effet, Al-Khoury (2002) a montré qu'il était théoriquement possible d'obtenir, par inversion, le module complexe E^* du revêtement à des fréquences discrètes. Cependant, cette approche d'analyse inverse dans le domaine des fréquences ne s'est pas avérée concluante pour la détermination de la courbe maîtresse expérimentale lors de l'analyse préliminaire des essais FWD. Les raisons probables limitant cette approche sont : 1) la qualité des signaux du FWD, 2) la précision du modèle, et 3) la faible sensibilité des fonctions de complaisance aux variations du module E_1 .

Tableau 8.8 : Influence de la température du revêtement sur les mesures des essais FWD UL, point P1-1, planche 1.

Bassin de déflexion (mm)																	
Dist. (mm)	Mesures du FWD UL								Calculés avec ADCES-INVERSE								
Q _{max} (kN)	40.91	38.96	40.34	39.45	40.15	40.36	42.29	40.10	40.91	38.96	40.34	39.45	40.15	40.36	42.29	40.10	
T _{enrobé} (°C)	5.5	9.6	11.0	11.6	16.2	19.2	23.6	25.7	5.5	9.6	11.0	11.6	16.2	19.2	23.6	25.7	
0	366	369	397	381	416	443	517	495	370.2	372.8	406.2	385.3	423.1	449.8	527.7	507.2	
200	307	301	323	313	338	349	389	361	319.4	310.0	336.0	324.4	347.0	359.0	398.4	369.0	
300	272	262	280	272	289	295	318	290	282.2	267.6	288.8	281.8	296.3	301.6	324.3	295.7	
450	225	211	226	220	229	229	239	214	230.9	213.1	228.6	225.8	232.6	232.7	243.0	220.3	
600	179	165	175	173	174	172	176	154	188.0	170.9	182.4	181.1	184.3	182.7	188.7	172.2	
750	149	135	144	144	141	139	141	123	153.7	139.0	147.7	146.7	148.5	146.9	151.7	139.8	
900	121	107	115	115	111	109	112	98	126.8	114.9	121.8	120.6	121.9	120.8	125.3	116.5	
1200	84	74	81	82	78	76	80	71	89.5	82.2	86.9	85.4	86.6	86.4	90.4	84.8	
1500	63	55	61	62	62	59	64	57	66.8	62.1	65.5	64.1	65.3	65.4	68.8	64.7	
Erreur RMS (%)									4.48	6.52	4.75	3.58	6.01	7.41	7.40	11.76	
Erreur relative moyenne globale, E (%)									3.71	5.20	4.28	3.78	4.65	4.73	4.78	6.58	
Module d'Young équivalent (MPa)																	
1- Revêtement	E ₁ par méthode inverse								7396 ¹	<u>4847</u> ²	<u>4545</u>	5378	4002	3052	1875	1472	
	E* par la courbe maîtresse								9066	6973	6272	5982	3959	2869	1662	1244	
	E* par le modèle d'Huet Sayegh								9270	6858	6117	5821	3884	2913	1857	1482	
2- Fondation	E ₂								138	<u>159</u>	<u>154</u>	141	144	148	151	167	
3- Sol	E ₃								77.3 ⁵								
4- Sol	E ₄								196 ⁵								

Note : ¹ Résultats d'optimisation (**gras**), ² Résultats d'optimisation avec E₂ surévalué (souligné) et ³ Résultats corrigés avec E₂ fixé à 140 MPa (*italique*); ⁴ E₂ fixé à 140 MPa; ⁵ Modules déterminés préalablement avec l'essai FWD à 5.5°C en fixant E₁ = |E*| d'Huet-Sayegh et E₂ = 140 MPa.

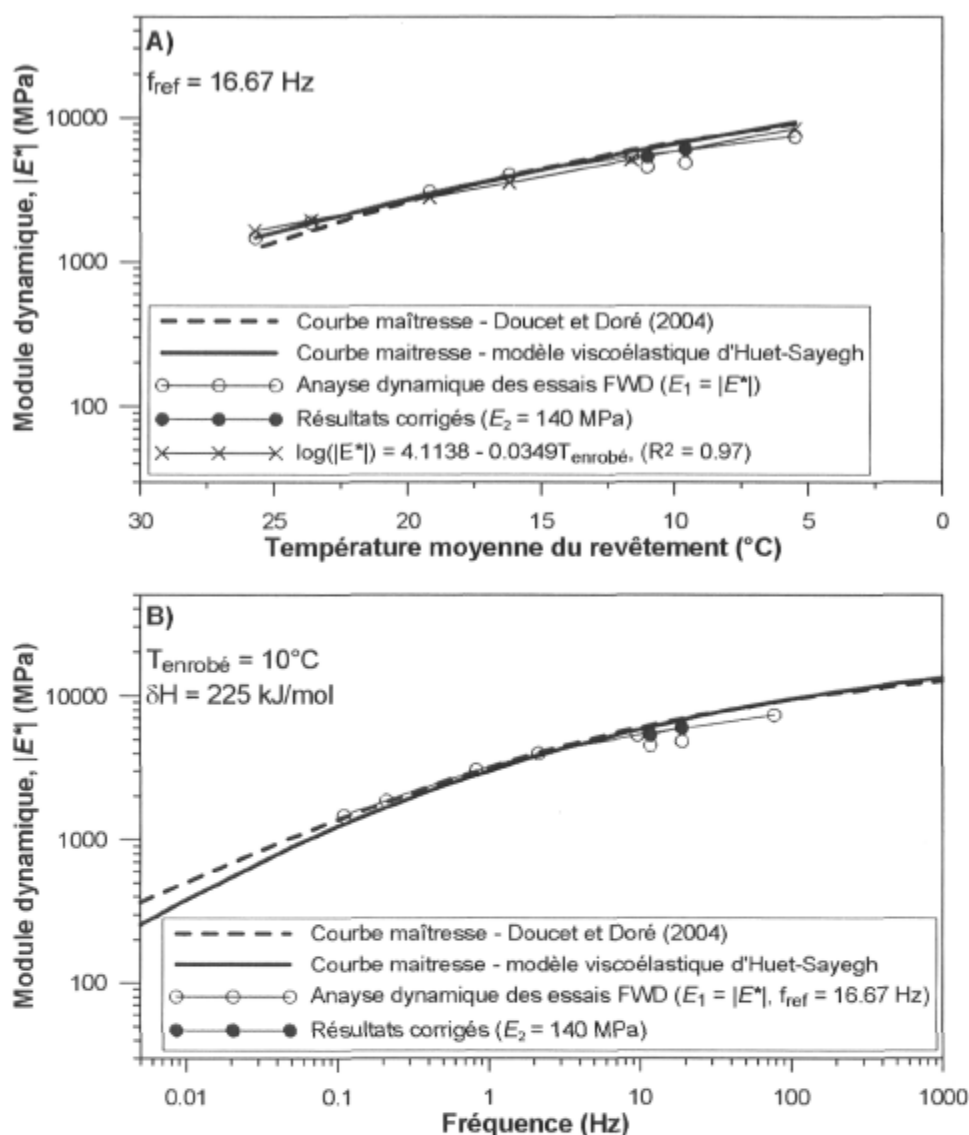


Figure 8.16 : Comparaison des résultats d'analyse dynamique des essais FWD sur la planche 1 au point P1-1. A) Influence de la température sur le module dynamique de l'enrobé bitumineux; B) Courbes maîtresses obtenues en laboratoire et in situ à l'aide des essais FWD.

Quant à la couche de fondation, les résultats présentés dans le tableau 8.8 montrent une légère augmentation du module E_2 lorsque la rigidité du revêtement diminue (c.-à-d. lorsque la température moyenne du revêtement augmente), considérant que le module E_2 est de l'ordre de 140 MPa pour les essais FWD effectués à 9.6 et 11.0 $^{\circ}\text{C}$. Cet accroissement du module E_2 est tel qu'à 5.5 $^{\circ}\text{C}$, il est

de 138 MPa, et à 25.7°C, de 167 MPa. Ces résultats confirment donc les observations constatées sur la figure 8.16 quant aux effets non linéaires.

À titre de comparaison, une analyse statique non linéaire a été effectuée avec le programme NELAPAV 4. Le modèle d'Uzan a été utilisé pour caractériser le module de la couche de fondation au point P1-1. Trois températures moyennes du revêtement ont été considérées : 5.5, 16.2 et 25.7°C. Pour chacune de ces températures, le module E_1 est fourni dans le tableau 8.8, de même que les modules E_3 et E_4 . Une charge Q_{\max} de 40 kN a été utilisée.

Dans ces circonstances, les modules non linéaires E_2 , calculés sous l'axe de chargement au centre la couche de fondation, sont de 126, de 135 et de 151 MPa, respectivement à 5.5, 16.2 et 25.7°C. Ces valeurs sont de 6 à 10 % plus faibles que celles obtenues par analyse dynamique inverse des essais FWD, mais suivent la même tendance. Par ailleurs, les bassins de déflexion théoriques, sous conditions de chargement statiques, sont montrés sur la figure 8.17. On constate une légère diminution des déflexions entre 600 et 1 500 mm, de manière similaire aux résultats expérimentaux montrés sur la figure 8.20. Notons que le modèle statique prédit une diminution des déflexions entre 600 et 1 500 mm lorsque le module E_2 est considéré linéaire, mais cette diminution est deux fois moins importante que celle obtenue avec le modèle d'Uzan.

La figure 8.18 montre la comparaison entre les bassins de déflexion mesurés lors d'un essai de plaque et d'un essai FWD au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN. Le bassin de déflexion du FWD a été préalablement corrigé à une température de 5.9°C à l'aide du modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh. Une différence importante dans le comportement structural de la chaussée s'observe entre les deux types d'essai. Les effets viscoélastiques du revêtement sont certainement importants, puisque l'impact du FWD est de l'ordre de 0.030 s comparativement au chargement de l'essai de plaque qui dure environ 180 s : le module dynamique $|E^*|$ du revêtement passe de 6 600 MPa (à 10°C)

pour les essais FWD à une valeur inférieure à 1 000 MPa pour les essais de plaque, selon la courbe maîtresse déterminée en laboratoire (figure 6.5, §6.3.1).

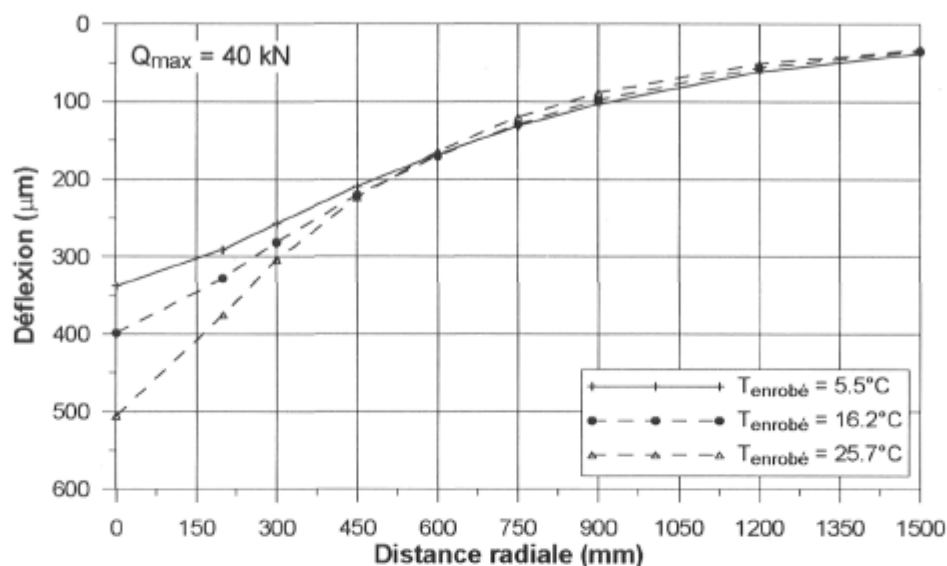


Figure 8.17 : Effet combiné de la température du revêtement et du comportement élastique non linéaire du MG-20 de fondation selon le modèle d'Uzan sur les bassins de déflexion calculés sous chargement statique.

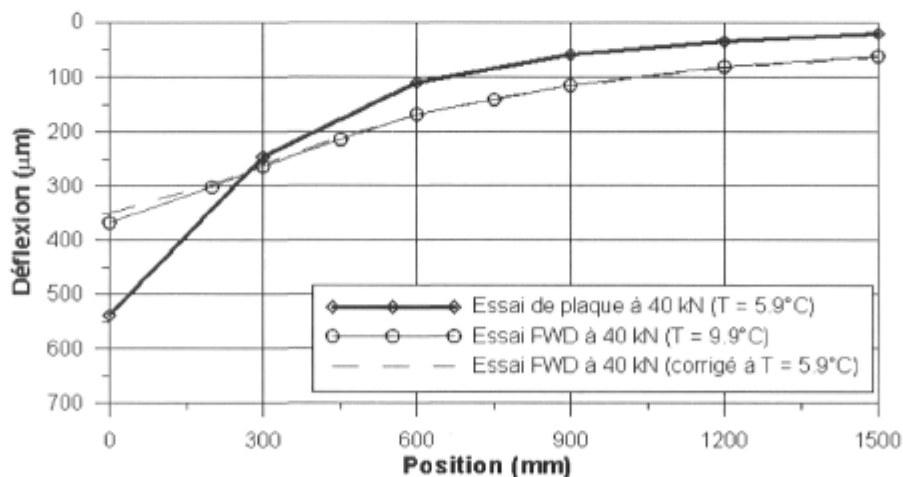


Figure 8.18 : Bassins de déflexion de l'essai de plaque et de l'essai FWD au point P1-3 sur la planche 1.

L'étude paramétrique (voir figure 8.6) a montré que le revêtement influence les déflexions situées près du point d'application de la charge, environ dans les

premiers 600 mm. Cette influence est observée sur les résultats expérimentaux (figure 8.8). Au-delà de 600 mm de distance, ce sont les effets dynamiques de l'impact du FWD qui expliquent en partie les différences observées entre les deux bassins de déflexion. L'autre partie de différences est certainement attribuable aux champs de contraintes et de déformations qui sont propres à chacune des conditions de sollicitations et qui influencent les propriétés mécaniques des matériaux.

8.4.3.1 Détermination des modules à l'aide des essais FWD

Une série d'essais FWD a été interprétée pour déterminer les modules d'Young équivalents des couches de matériaux au point P1-3 sur la planche 1. Ces essais ont été effectués après les essais de plaque. Trois niveaux de charge ont été considérés : 20, 40 et 70 kN. Pour chaque niveau de charge, deux essais FWD ont été interprétés : 1) selon l'approche dynamique en condition élastique linéaire avec amortissement hystérétique linéaire), et 2) selon l'approche statique élastique linéaire avec le module E_1 du revêtement inconnu et 3) selon l'approche statique élastique linéaire avec le module E_1 égal au module dynamique $|E^*|$ calculé préalablement à la température moyenne du revêtement par le modèle d'Huet-Sayegh. L'analyse dynamique inverse a été effectuée à l'aide du programme ADCES-INVERSE dans le domaine du temps, en considérant 10 observations sur les historiques de déflexion. L'analyse statique a été réalisée avec le programme MODCOMP 5. La moyenne des résultats obtenus pour chacun des deux essais a été retenue.

La synthèse des résultats des analyses inverses des deux essais FWD effectués au point P1-3 pour chacun des niveaux de charge (20, 40 et 70 kN) est présentée à l'annexe F (tableaux F-17 à F-19). Ces tableaux montrent les modules obtenus selon la méthode dynamique avec ADCES-INVERSE et selon la méthode statique avec MODCOMP 5. Ces résultats comprennent les bassins de déflexion calculés,

l'erreur RMS, l'écart relatif absolu global E dans le cas dynamique ainsi que les modules d'Young équivalents. La température des essais est incluse au bas du tableau. Par ailleurs, la présentation des résultats de l'analyse dynamique inverse est complétée par les figures F-49 à F-60 à l'annexe F.

8.4.3.2 Prédiction des bassins de déflexion sous sollicitations statiques

Le calcul de la réponse statique de la chaussée a été faite avec le programme NELAPAV 4 pour les trois niveaux de charge des essais de plaque (20, 40 et 70 kN). NELAPAV 4 résout le problème du chargement statique sur une plaque circulaire flexible à la surface d'un milieu multicouche élastique linéaire ou non linéaire. Dans tous les cas, le module du revêtement a été calculé avec le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh pour une fréquence correspondant à un temps de chargement de 180 s, soit la durée d'application de la charge lors de l'essai de plaque, et à la température moyenne du matériau. Ainsi, les effets viscoélastiques du revêtement sont partiellement pris en compte. De plus, les modules d'Young équivalent des trois couches suivantes (fondation, couches de sol 1 et 2) sont fournis par chacune des analyses inverses effectuées précédemment. De plus, les résultats des essais en laboratoire de chargements répétés sur les matériaux granulaires ont été utilisés pour prédire, à l'aide des modèles élastiques non linéaires $K-\theta$ et d'Uzan, les bassins de déflexion sous chargement statique.

Les bassins de déflexion calculés sous chargement statique sont présentés dans les tableaux 8.9 à 8.11, respectivement pour les trois niveaux de charge 20, 40 et 70 kN. Dans ces tableaux, sont présentés: le bassin de déflexion mesuré lors de l'essai de plaque pour le niveau de charge correspondant, les bassins de déflexion tirés de l'analyse inverse des essais FWD, ainsi que les bassins de déflexion obtenus à l'aide des modèles $K-\theta$ et d'Uzan calés sur les essais de modules M_r en laboratoire pour la fondation (E_2) et le sol d'infrastructure (E_3). Pour le modèle d'Uzan, une série de résultats supplémentaires a été obtenue en considérant un

module dynamique $|E^*|$ égal à 1.25 fois la valeur donnée par la courbe maîtresse et un module E_4 égal à E_{\max} tiré des essais cross-hole. Ensuite, ces tableaux incluent les modules utilisés lors des calculs avec NELAPAV 4. Notons que les paramètres des modules K- θ et d'Uzan sont compilés dans le tableau 6.8, au chapitre 6. Pour ces modèles élastiques non linéaires, les modules E_3 et E_4 ont été calculés pour le niveau de contraintes au centre de la fondation et du sol l'infrastructure, respectivement. Les valeurs de ces modules sont également présentées dans les tableaux ainsi que le niveau de contraintes, en termes de la contrainte volumique totale (θ) et de la contrainte de cisaillement octaédrique (τ_{oct}).

L'examen des prédictions révèle que la coïncidence entre les bassins de déflexion mesurés et prédits est faible, comme l'indiquent les valeurs élevées de l'erreur RMS. Ces dernières sont comprises entre 43 et 66 % pour les résultats obtenus à l'aide des modules de l'analyse dynamique des essais FWD. Par contre, la coïncidence est encore plus faible pour les résultats découlant de l'analyse statique. En effet, les erreurs RMS se situent entre 111 et 127 %. Quant aux bassins de déflexion obtenus à l'aide des relations non linéaires du module M_r en laboratoire, ils coïncident mieux avec ceux mesurés; les erreurs RMS sont comprises entre 24 et 40 % pour le modèle K- θ et entre 21 et 27 % pour celui d'Uzan, en excluant les résultats des analyses supplémentaires.

Les bassins de déflexion prédits sont comparés à ceux mesurés lors des essais de plaque sur la figure 8.19. De cette façon, les différences entre les bassins peuvent être observées. Sur ces figures, les bassins de déflexion ne sont pas illustrés pour l'analyse statique inverse avec le module dynamique de revêtement et ceux des résultats supplémentaires avec le modèle d'Uzan, et ce, afin de ne pas alourdir la présentation graphique des résultats.

Les déflexions prédites sont toujours plus supérieures aux déflexions mesurées, sauf pour les résultats à 70 kN (figure 8.9 C) obtenus à l'aide des modèles K- θ et d'Uzan près de la plaque. Par conséquent, les modules d'Young équivalents E_4

sont sous-estimés. Surtout, les déflexions calculées entre 0.6 et 1.5 m décrivent un bassin de déflexion ayant la même forme que celui mesuré. Quant au module dynamique du revêtement $|E^*|$, sa valeur semble légèrement sous-évaluée pour les conditions de l'essai de plaque puisque les déflexions prédites au centre de la plaque sont systématiquement plus élevées que celles mesurées. Cela est certainement attribuable à l'extrapolation du module dynamique du revêtement ($|E^*|$) à de faibles fréquences, bien en deçà des conditions de sollicitation des essais de flexion en laboratoire sur l'enrobé EB-14.

Cependant, la figure 8.19 montre que les modules rétrocalculés par la méthode dynamique sont plus probants que ceux obtenus par la méthode statique, et ce pour tous les niveaux de charge. Par ailleurs, les meilleurs résultats ont été obtenus avec les modèles élastique non linéaire K- θ et d'Uzan. Donc, les effets non linéaires au niveau de la fondation sont un facteur important lorsque la rigidité du revêtement devient faible (ou que la charge est très élevée).

Compte tenu de ces observations, des simulations supplémentaires ont été réalisées avec NELAPAV. Les résultats de ces simulations sont présentés à la dernière colonne des tableaux 8.9 à 8.11 pour chacun des trois niveaux de charge. Les résultats les plus concluants ont été obtenus en augmentant de 25 % la valeur du module dynamique du revêtement, en utilisant le modèle non linéaire d'Uzan pour les couches de fondation et la première couche de sol ainsi qu'en prenant comme valeur E_4 le module E_{\max} de 278 MPa tel que déterminé par les essais cross-hole. Avec ces valeurs de modules, l'erreur RMS s'est avérée inférieure à 10 %, ce qui représente une nette amélioration de la prédiction des bassins de déflexion sous sollicitation statique. Par conséquent, les modules d'Young équivalent E_3 et E_4 de l'analyse dynamique inverse des essais FWD ont été sous-évalués d'environ 80 % comparativement à ceux requis pour refléter les conditions des matériaux lors des essais de plaque. En effet, dans le tableau 8.10 de l'essai de plaque à 40 kN, les modules E_3 et E_4 obtenus pour l'analyse dynamique du FWD pour ce niveau de charge sont de 70.6 et 174 MPa, respectivement.

Tableau 8.9 : Résultats de simulation de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 20 kN.

Bassin de déflexion (μm)							
Position (mm)	Essai de plaque	Tiré de l'interprétation des essais FWD			Module M_r en laboratoire		
		Dynamique – élastique	Statique – élastique	Statique – $ E^* _{\text{enrobé}}$	Modèle K- θ	Modèle Uzan	
0	298	327.4	311.8	318.5	338.6	341.4	318.8
300	134	143.5	147.6	149.4	156.1	155.1	150.4
600	57	70.1	87.1	86.5	68.6	65.8	62.2
900	30	43.1	59.9	59.3	34.7	32.7	28.9
1200	17	28.5	42.4	42.1	30.9	20.0	16.7
1500	10	19.5	30.2	30.1	14.4	14.2	11.5
Erreur RMS (%)		51.9	112.5	111.5	40.3	21.8	9.3
Module d'Young équivalent (MPa)							
1- Revêtement	$ E^* $	670	670	670	670	670	838
2- Fondation	E_2	154	206	195	130 ²	127 ²	125 ²
3- Sol	E_3	75.2	51.1	56.6	118 ²	125 ²	126 ²
4- Sol	E_4	173	102	92.4	188 ³	188 ³	278 ⁴
Température du revêtement (°C)		5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
Niveau de contraintes au centre des couches (kPa) ¹							
Fondation	θ				61.7	62.2	61.1
Fondation	τ_{oct}					18.5	17.7
Sol d'infrastructure	θ				61.6	61.6	62.3
Sol d'infrastructure	τ_{oct}					6.8	6.8

Note : ¹ Les contraintes sont positives en compression; ² Module calculé par NELAPAV 4 au centre de la couche avec le modèle élastique non linéaire; ³ Module moyen provenant de l'interprétation dynamique des deux essais FWD à 20 kN. Module E_{max} fourni par l'essai cross-hole.

Tableau 8.10 : Résultats de simulation de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 40 kN.

Bassin de déflexion (μm)							
Position (mm)	Essai de plaque	Tiré de l'interprétation des essais FWD			Module M_r en laboratoire		
		Dynamique – élastique	Statique – élastique	Statique – $ E^* _{\text{enrobé}}$	Modèle K- θ	Modèle Uzan	
0	539	634.8	629.6	629.6	561.5	574.3	537.2
300	245	275.3	295.4	298.0	256.5	260.0	251.9
600	110	140.4	177.2	175.6	125.4	123.2	115.6
900	58	88.5	123.4	121.8	67.7	64.9	57.4
1200	34	59.2	88.0	87.3	41.5	39.9	33.3
1500	19	40.6	63.1	63.2	28.7	28.3	23.0
Erreur RMS (%)		61.1	126.7	125.9	24.5	22.6	9.0
Module d'Young équivalent (MPa)							
1- Revêtement	$ E^* $	620	620	620	620	620	775
2- Fondation	E_2	171	213	201	186 ²	178 ²	175 ²
3- Sol	E_3	70.6	51.1	56.8	124 ²	127 ²	128 ²
4- Sol	E_4	174	93.0	84.3	190 ³	190 ³	278 ⁴
Température du revêtement (°C)		5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
Niveau de contraintes au centre des couches (kPa) ¹							
Fondation	θ				97.0	95.7	95.3
Fondation	τ_{oct}					38.7	37.4
Sol d'infrastructure	θ				67.3	67.4	68.7
Sol d'infrastructure	τ_{oct}					9.9	9.9

Note : ¹ Les contraintes sont positives en compression; ² Module calculé par NELAPAV 4 au centre de la couche avec le modèle élastique non linéaire; ³ Module moyen provenant de l'interprétation dynamique des deux essais FWD à 40 kN. Module E_{max} fourni par l'essai cross-hole.

Tableau 8.11 : Résultats de simulation de l'essai de plaque au point P1-3 pour le niveau de charge de 70 kN.

Bassin de déflexion (μm)							
Position (mm)	Essai de plaque	Tiré de l'interprétation des essais FWD			Module M_r en laboratoire		
		Dynamique – élastique	Statique – élastique	Statique – $ E^* _{\text{enrobé}}$	Modèle K- θ	Modèle Uzan	
0	873	1067.6	1043.9	1059.3	835.8	864.2	798.1
300	414	454.0	480.7	484.5	378.5	391.0	367.9
600	183	243.0	291.1	289.8	207.5	208.6	186.1
900	100	158.1	204.7	203.2	121.9	119.5	99.1
1200	59	108.0	147.9	147.1	77.9	75.7	58.6
1500	35	75.2	107.5	107.4	54.7	53.8	40.2
Erreur RMS (%)		64.7	116.0	115.4	28.7	26.8	8.4
Module d'Young équivalent (MPa)							
1- Revêtement	$ E^* $	559	559	559	559	559	699
2- Fondation	E_2	195	231	222	265 ²	250 ²	245 ²
3- Sol	E_3	71.2	58.9	62.9	132 ²	129 ²	133 ²
4- Sol	E_4	156	88.3	84.0	164 ³	164 ³	278 ⁴
Température du revêtement (°C)		6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
Niveau de contraintes au centre des couches (kPa) ¹							
Fondation	θ				151.2	151.0	147.4
Fondation	τ_{oct}					70.9	68.9
Sol d'infrastructure	θ				74.1	74.4	77.6
Sol d'infrastructure	τ_{oct}					14.0	14.2

Note : ¹ Les contraintes sont positives en compression; ² Module calculé par NELAPAV 4 au centre de la couche avec le modèle élastique non linéaire; ³ Module moyen provenant de l'interprétation dynamique des deux essais FWD à 70 kN. Module E_{max} fourni par l'essai cross-hole.

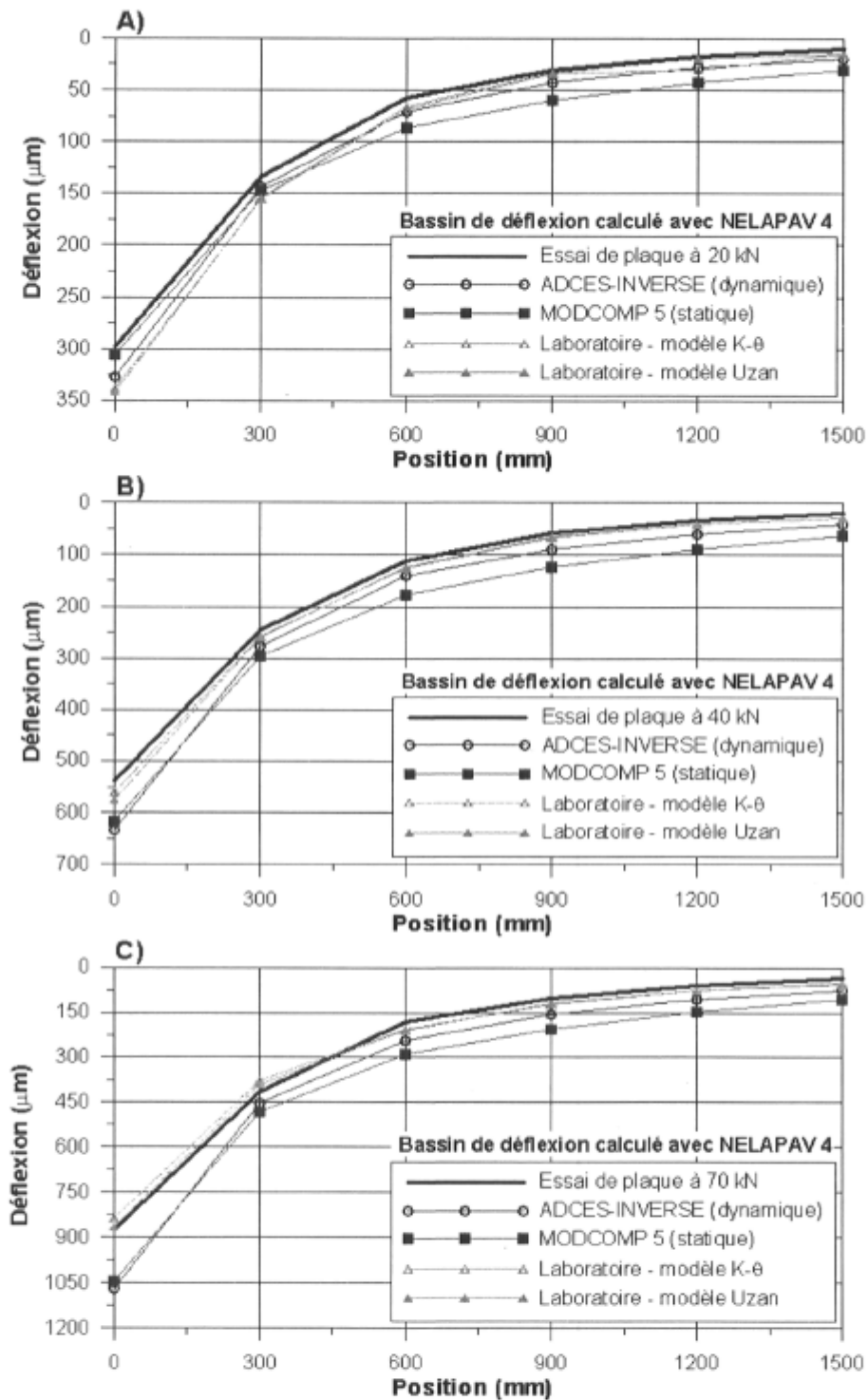


Figure 8.19: Comparaison entre les bassins de déflexion mesurés lors des essais de plaque au point P1-3 sur la planche 1 et ceux prédits à l'aide des essais FWD et des essais en laboratoire pour les niveaux de charge A) 20 kN, B) 40 kN et C) 70 kN.

Par contre, ceux des simulations supplémentaires, compilés dans la dernière colonne, sont respectivement 128 et 278 MPa. Donc, même avec une interprétation plus exacte des essais FWD grâce à l'analyse dynamique, il demeure difficile de prédire le comportement structural des chaussées sous d'autres conditions de chargement.

Lors des essais de plaque, les effets viscoélastiques du revêtement sont déterminants pour expliquer la valeur de son module. Ces effets affectent le niveau de contraintes dans les couches sous-jacentes. Les résultats de ce cas d'étude montrent que les effets non linéaires de la couche de fondation ont une influence importante sur la valeur des déflexions, d'où la nécessité de choisir une loi de comportement appropriée dans ces circonstances. De plus, l'exactitude du module du sol s'est avérée bénéfique pour l'analyse du comportement structural de la chaussée sous ces conditions de sollicitation statiques différentes de celles du FWD.

8.5 Conclusion

L'analyse des données faite dans ce chapitre avait pour premier objectif d'évaluer les méthodes statique et dynamique en comparant les modules obtenus par rétrocalcul pour les essais FWD réalisés sur la planche 1 du site expérimental.

La comparaison entre les modules d'Young équivalents tirés de l'analyse dynamique inverse et ceux obtenus par l'analyse statique inverse indiquent que cette première procure des résultats qui sont plus exacts et plus précis, donc plus réalistes. Cette comparaison s'appuie sur l'analyse de quarante-huit essais FWD réalisés à deux niveaux de charge, 40 et 70 kN, avec deux appareils, ceux de l'Université Laval et du MTQ. Le test statistique de Student sur les résultats d'inversion montre que les modules (E_1 à E_4) obtenus pour chacune des couches dépendent de l'approche, dynamique ou statique. Il ressort que les modules moyens de l'approche statique diffèrent de ceux de l'approche dynamique.

Comparativement aux résultats de cette dernière, les modules de l'approche statique sont : 30 % plus élevés pour le revêtement (E_1), 18 % plus faibles pour la fondation (E_2), 200 à 300 % plus élevés pour la première couche de sol (E_3) et 65 % plus faibles pour la seconde couche de sol (E_4).

Les modules rétrocalculés par les approches statique et dynamique ont également été comparés aux valeurs M_r et aux modules élastiques à petites déformations obtenus par les essais cross-hole. Le module E_1 de l'approche dynamique coïncide mieux avec la valeur du module dynamique obtenue en laboratoire. De plus, les contrastes de modules (E_2 , E_3 et E_4) entre la couche de fondation et celles du sol concordent avec les mesures indépendantes effectuées lors des essais cross-hole (en tenant compte du niveau de déformation en cisaillement) et de la caractérisation en laboratoire des matériaux (module réversible M_r).

En somme, les modules obtenus selon l'approche dynamique permettent de mieux représenter les historiques de déflexions du FWD. De plus, la comparaison des historiques de déflexions calculés et mesurés indiquent, en raison de leur similitude compte tenu que les écarts relatifs absolus sont généralement inférieurs à 10%, que l'utilisation d'un module élastique linéaire équivalent est suffisante pour l'interprétation des essais FWD avec la méthode dynamique, pourvu que les effets non linéaires ne soient pas importants. Une telle analyse peut donc être effectuée avec un modèle multicouche axisymétrique en considérant une loi de comportement élastique linéaire avec un amortissement hystérétique linéaire.

Par ailleurs, les coefficients de variation des modules de l'approche dynamique sont inférieurs à ceux de l'approche statique, par conséquent, les modules de l'approche dynamique sont plus précis. La fiabilité et la précision de l'approche dynamique sont certainement attribuables au fait que le problème inverse est plus contraint avec 10 observations par historique de déflexion que le cas statique où seul le bassin de déflexion est retenu.

Un autre élément important pour l'interprétation des essais FWD est la contribution des différentes couches de la chaussée au bassin de déflexion. Cette contribution dépend évidemment de la rigidité de chaque couche de la chaussée et de la profondeur à laquelle elle se situe, mais aussi du mode de sollicitation et de la distance radiale où la déflexion est mesurée. Ainsi, il a été montré qu'en raison de la nature dynamique de l'essai FWD, seules les couches situées entre 0 et 3.5 m de profondeur contribuent significativement aux déflexions maximales mesurées pour la planche 1 du site expérimentale. Par contre, le mode de sollicitation statique entraîne des résultats substantiellement différents de ceux du mode dynamique, à savoir que les couches plus profondes de la chaussée contribuent davantage aux déflexions, et ce, pour un même niveau de charge. Donc, l'interprétation statique des essais cause une erreur systémique – en raison de la représentation approximative des conditions de chargement dynamique du FWD – qui mine la détermination du module d'Young équivalent, notamment pour les couches de sol. Cette erreur est moins importante au niveau de la structure de chaussée, dans le premier 0.5 m environ pour la chaussée au point P1-1 sur la planche 1.

Les conséquences de cette erreur systémique sont telles que les prédictions de l'approche statique des essais FWD sous-estiment de 20 à 40 % les déformations verticales maximales en compression comparativement à celles prédites par l'analyse dynamique sous l'axe de chargement dans le sol d'infrastructure (couche de sol 1 de la chaussée sur la planche 1 du site expérimental). Donc, la prise en compte de la propagation des ondes par la méthode dynamique améliore la modélisation des essais FWD. Par conséquent, la méthode statique qui repose sur l'équation d'équilibre statique n'est pas suffisante pour simuler adéquatement ces essais. Ainsi, le rétrocalcul statique peut conduire à des erreurs pouvant atteindre au moins 50 % de la valeur du module de la couche de sol, peu importe la nature du sol (voir figure 8.5).

Par ailleurs, les effets viscoélastiques du revêtement ont été étudiés. Il a été montré que la durée de l'impulsion du FWD influence peu l'importance des déflexions maximales, malgré le comportement viscoélastique du revêtement. Par contre, la température du revêtement est un facteur déterminant sur le comportement de la chaussée lors des essais FWD. Lorsqu'elle augmente, le module du revêtement diminue et la viscosité augmente, par conséquent, les déflexions mesurées près du point de chargement (entre 0 et 450 mm) augmentent. Ce comportement a été confirmé par les mesures expérimentales. Par ailleurs, l'analyse dynamique inverse des mesures du FWD a permis de déterminer la courbe maîtresse expérimentale de l'enrobé bitumineux qui se compare favorablement à celle obtenue en laboratoire.

Finalement, la comparaison entre les modules d'Young équivalents s'appuie aussi sur des essais de plaque réalisés au point P1-3 sur la planche 1. Lors de ces essais, la plaque du FWD a été utilisée et les bassins de déflexion ont été mesurés pour trois niveaux de charge (20, 40 et 70 kN). De plus, des essais FWD ont été effectués au même emplacement à ces trois niveaux de charge avec l'appareil de l'Université Laval. L'analyse inverse des essais FWD a permis d'identifier la valeur des modules des couches de matériaux pour les approches statique et dynamique. Le modèle élastostatique a été utilisé pour calculer les bassins de déflexion correspondant aux trois niveaux de charge pour les deux approches. Ensuite, ces bassins de déflexion calculés ont été comparés à ceux mesurés lors des essais de plaque. La tendance qui se dégage de cette comparaison indique que les bassins de déflexion prédits avec les modules de l'approche dynamique coïncident environ 50 % mieux que ceux calculés avec l'approche statique, surtout pour les déflexions situées entre 600 et 1 500 mm. Par conséquent, cela confirme que les modules d'Young équivalents tirés de l'approche dynamique sont plus représentatifs que ceux obtenus par l'approche statique. Cependant, la portée de cette comparaison est limitée en raison des effets non linéaires et viscoélastiques non négligeables lors des essais de plaque sur la chaussée revêtue.

Il convient de rappeler que les modules d'Young équivalents ne sont pas une finalité en soi lors de l'analyse des essais FWD. Ce sont les contraintes, les déformations et les déplacements sous le passage des véhicules lourds qui importent car ils contribuent à la détérioration des chaussées et qui doivent être pris en compte pour leur évaluation et leur dimensionnement. Cependant, l'approche dynamique est un moyen pour mieux prédire ces valeurs (contraintes, déformations et déplacements) sous les charges du trafic comparativement à l'approche statique grâce à une interprétation plus réaliste des essais FWD.

Chapitre 9

Conclusions et recommandations

9.1 Résumé

L'évaluation de la condition structurale des routes est primordiale pour la gestion des chaussées et la prédiction de leur performance. Des méthodes non destructives d'essais dynamiques sont généralement préconisées pour évaluer la capacité structurale des chaussées en raison de leur efficacité. Parmi ces méthodes, le déflectomètre à masse tombante (FWD) est actuellement l'appareil le plus utilisé. La problématique d'évaluation de la condition structurale des routes avec le FWD réside dans l'exactitude de l'analyse des mesures de déflexion et la prédiction du comportement structural des chaussées soumises aux charges dynamiques du trafic que l'appareil est supposé de reproduire. L'analyse de ces essais est habituellement réalisée par des méthodes statiques où le mode de chargement statique est non représentatif des conditions de chargement dynamique du FWD. Ainsi, différentes méthodes dynamiques ont été développées pour l'analyse des essais FWD.

Les principaux objectifs de cette recherche sont : 1) de démontrer l'applicabilité de la méthode dynamique pour l'analyse des essais FWD en vérifiant ses prédictions avec des données expérimentales, 2) développer un programme de calcul direct rapide pour la simulation dynamique des essais FWD, et 3) mettre au point une méthodologie d'inversion robuste pour déterminer les propriétés mécaniques des couches de la chaussée. Cette recherche s'inscrit en continuité avec les nombreux travaux théoriques menés pour développer l'analyse dynamique des essais FWD et comprendre les différents facteurs affectant le comportement des chaussées

sollicitées par une charge transitoire. Ce travail cible les chaussées flexibles dont le caractère viscoélastique de l'enrobé bitumineux est pris en compte lors de l'analyse dynamique des essais FWD.

La méthode des éléments spectraux (Doyle 1997; Al-Khoury 2002) a été retenue dans cette recherche pour l'analyse des essais FWD. Cette méthode suppose un domaine espace – temps fini pour lequel la solution de l'équation de mouvement est exprimée par deux séries impliquant : 1) une sommation pour le domaine du temps sur un nombre déterminé de fréquences ω_n associées à chacune des composantes harmoniques du signal de l'impact du FWD; et 2) une sommation pour le domaine spatial sur les nombres d'onde horizontaux k_m associés aux modes de vibration du milieu. La transformée de Fourier rapide est utilisée pour la discrétisation du domaine du temps. La discrétisation du domaine spatial est accomplie en imposant une condition homogène à une frontière fictive située loin de la source à $r = R$, où les ondes sont considérées a priori complètement atténuées.

Un nouveau programme, nommée ADCES (Analyse Dynamique des Chaussées par la méthode des Éléments Spectraux) a été développé pour l'analyse dynamique des milieux multicouches sur la base de la méthode des éléments spectraux. Ce programme a été mis au point spécifiquement pour l'analyse des essais FWD sur les chaussées flexibles. Chacune des couches de la chaussée est représentée par un élément spectral de couche d'épaisseur finie ou semi-infinie. Au sein de ces éléments spectraux, le comportement mécanique des matériaux est représenté par une loi de comportement viscoélastique linéaire hystérétique ou viscoélastique linéaire visqueuse. L'impact du FWD est simulé pour le cas d'une plaque flexible (pression uniforme) ou une plaque rigide (pression parabolique). Les résultats de programme ADCES ont été vérifiés avec des solutions semi-analytiques et numériques.

Une méthodologie d'analyse inverse basée sur le programme UCODE (*Universal code for inverse modeling*, Poeter et Hill 1998) a été développée pour déterminer les propriétés inconnues du milieu multicouche. Le programme UCODE résout le problème inverse en effectuant une minimisation non linéaire de la fonction objective par la méthode Levenberg-Marquardt. De plus, une interface MATLAB[®] a été élaborée afin d'analyser les mesures de FWD de l'Université Laval (UL) de marque Carl Bro et du FWD du ministère des Transports du Québec (MTQ) de marque Dynatest. Selon cette méthodologie, l'inversion peut être réalisée dans le domaine du temps à l'aide des historiques de déflexion ou le bassin de déflexion et dans le domaine des fréquences avec les fonctions de complaisance. La robustesse de l'approche proposée a été confirmée à l'aide de données synthétiques et expérimentales pour déterminer les modules (E) inconnus. Il a été montré que le type d'observation (historique de déflexion vs fonction de complaisance) ainsi que le choix des observations (bassin de déflexion vs historiques de déflexion) influencent la solution.

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. Les comparaisons entre les modules montrent parfois des différences importantes entre les résultats des méthodes statiques et dynamiques. De plus, les meilleures coïncidences entre les prédictions et les mesures de déformations et de contraintes ont été obtenues lorsque les historiques de chargement du FWD ont été pris en compte. Par conséquent, la revue de la documentation a soulevé la nécessité de poursuivre l'analyse des essais FWD avec la méthode dynamique sur un site expérimental. Dans cette perspective, deux chaussées flexibles (planche 1 et planche 2) ont été construites sur un nouveau site expérimental localisé dans la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., Québec, Canada.

Sur le site expérimental, un dépôt épais de sable a fait l'objet d'une caractérisation géotechnique qui comprend trois essais SPT, de l'échantillonnage à la tarière

jusqu'à 25 m de profondeur, des mesures au nucléo-densimètre, des essais de sismique réfraction et des essais cross-hole. La planche 1, d'une dimension de 15 par 20 m, possède une structure de chaussée constituée d'une couche de fondation en MG-20 de 600 mm d'épaisseur en moyenne et d'un revêtement EB-14 (PG52-28) de 100 mm d'épaisseur en moyenne. La structure de la chaussée sur la planche 2, d'une dimension de 5 par 15 m, est formée essentiellement d'une couche de revêtement de 100 mm d'épaisseur reposant sur le sol naturel. Outre l'épaisseur du revêtement qui accuse une plus grande variabilité (coefficients de variation d'environ 15 %), le site présente des matériaux et des sols relativement homogènes, sauf dans les premiers 500 mm environ de sol sous le revêtement de la planche 2.

Des essais FWD ont été réalisés à l'aide de deux appareils (FWD UL et FWD MTQ) à différents niveaux de charges, différentes configurations du système de chargement et différentes températures du revêtement. Des essais avec le FWD UL ont été spécifiquement effectués pour mesurer simultanément les historiques d'accélération verticale à l'aide de six accéléromètres installés en surface, entre 0.5 et 8.0 m. Ces mesures constituent un ensemble unique de données pour la vérification de la méthode dynamique d'analyse des essais FWD. Par ailleurs, des essais de plaque ont été menés sur la planche 1 pour vérifier l'influence du mode de chargement et la capacité du modèle statique à prédire les déflexions sous de telles conditions de sollicitations.

En plus des essais in situ, une caractérisation des matériaux a été effectuée en laboratoire pour déterminer leurs propriétés d'indice et mécaniques. Ainsi, des essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisés sur les matériaux granulaires (fondation et sable d'infrastructure) pour déterminer les paramètres des modèles $K-\theta$ et d'Uzan de leur module non linéaire M_r . Aussi, des essais de flexion de poutre à chargement répétés ont été conduits sur les échantillons du revêtement en enrobé bitumineux prélevés sur la planche 1. Ces essais ont servi à

évaluer les paramètres du modèle rhéologique d'Huet-Sayegh et du modèle de Doucet (2003) et de Doucet et Doré (2004) pour le revêtement.

Cette recherche a permis de vérifier la méthode dynamique d'analyse des essais FWD grâce au programme ADCES (modèle direct), au programme UCODE (modèle inverse) et aux mesures expérimentales (historiques de chargement et de déflexion du FWD et mesures indépendantes des accéléromètres). La méthodologie de vérification consiste 1) à déterminer les modules d'Young équivalents par la procédure d'inversion (ADCES-INVERSE) pour le milieu multicouche, 2) à prédire les accélérations et les déflexions à la surface du milieu, et 3) à confronter ces prédictions avec les mesures indépendantes dans le champ proche et le champ éloigné. Selon l'approche dynamique, deux modèles ont été évalués : le modèle élastodynamique (loi de comportement élastique linéaire avec amortissement hystérétique linéaire pour toutes les couches du milieu) et le modèle visco-élasto-dynamique (le revêtement possède une loi de comportement viscoélastique linéaire visqueux dont le module complexe est exprimé par le modèle d'Huet-Sayegh, les autres couches ayant une loi élastique linéaire avec amortissement hystérétique linéaire). La détermination des modules selon la méthode dynamique constitue l'apport novateur de cette vérification. La correspondance entre les historiques de déflexion prédits et mesurés est étonnante, surtout pour les essais effectués sur la planche 1, aussi bien à 40 qu'à 75 kN. La bonne coïncidence qui a été obtenue entre dans les déflexions prédites et mesurées dans le champ éloigné, indique que la méthode dynamique conduit à des modules représentatifs de l'élasticité des couches de sol puisque que les ondes de grandes longueurs d'onde (basses fréquences) sont essentiellement conditionnées par les propriétés du sol.

Également, les résultats obtenus avec la méthode statique ont été comparés aux mêmes mesures indépendantes. Dans cette approche, chaque couche répond à la loi de comportement élastique linéaire. Le programme de rétrocalcul MODCOMP 5 et le programme NELAPAV 4 (modèle direct) ont été utilisés. Les résultats de la

méthode statique sont tels que les déflexions prédites dans la zone de mesures du FWD (jusqu'à 1.5 ou 2.0 m de rayon) sont conformes aux déflexions mesurées indépendamment. Par contre, à l'extérieur de cette zone, les déflexions prédites à 4.0 et 8.0 m sont respectivement d'environ 50 et 80 % inférieures aux mesures indépendantes. Finalement, il a été montré que les résultats comparatifs les moins concluants ont été obtenus avec la méthode dynamique lorsque les modules proviennent de l'approche statique.

Par ailleurs, il a été montré que les modules obtenus selon la méthode statique diffèrent des modules tirés de la méthode dynamique. Les différences les plus importantes, jusqu'à 300 % d'écart, surviennent au niveau du module du sol. Les modules de la méthode dynamique se rapprochent davantage aux valeurs mesurées in situ par des essais cross-hole ou en laboratoire. La valeur des modules de même que le mode de chargement considéré, statique ou dynamique, ont une influence sur la distribution des contraintes et des déformations verticales ainsi que sur la contribution des couches aux déflexions. Les résultats expérimentaux obtenus avec le FWD indiquent que la méthode statique sous-estime de 20 à 40 % leur valeur des déformations verticales maximales en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure, comparativement aux valeurs prédites par la méthode dynamique.

Les effets viscoélastiques du revêtement ont également été étudiés théoriquement et à l'aide de données expérimentales. Les résultats obtenus à l'aide du FWD confirment l'importance de la température sur l'interprétation des mesures de déflexion. Finalement, les bassins de déflexion mesurés lors des essais de plaque ont été comparés et déflexions prédites sous des conditions de chargement statique, grâce à l'interprétation des essais FWD. Les bassins de déflexion prédits coïncident d'avantage (environ 50 % mieux) avec ceux mesurés lorsque les modules de la méthode dynamique sont utilisés au lieu des modules de la méthode statique. Cette comparaison avec les essais de plaque vient confirmer le fait que les modules d'Young équivalents obtenus par la méthode dynamique sont

plus représentatifs que ceux obtenus par l'approche statique. Toutefois, les conditions de chargement lors des essais de plaque induisent des effets non linéaires et viscoélastiques (fluages) non négligeables, dont la prise en compte nécessite des lois de comportement plus avancées que celles utilisées dans cette recherche.

9.2 Conclusions

Les principales conclusions de cette recherche sont :

1. La méthode des éléments spectraux, mise en œuvre dans le programme ADCES, a montré qu'elle était en mesure de simuler adéquatement la propagation des ondes dans un milieu multicouche constitué d'éléments spectraux de couche d'élasticité linéaires avec amortissement hystérétique linéaire ou visqueux. Par conséquent, cette méthode permet de déterminer les contraintes, les déformations et les déplacements causés par l'impact du FWD sur un milieu multicouche supposé représenter la chaussée.
2. La méthode des éléments spectraux est une approche efficace compte tenu de sa rapidité du calcul numérique et de la précision de sa solution. D'une part, les ondes sont décrites de manière exacte dans chaque élément spectral si bien qu'un seul élément est nécessaire pour chacune des couches du milieu multicouche. D'autre part, la solution du problème aux valeurs limites est exprimée sous forme de séries, impliquant une sommation sur un nombre connu a priori de valeurs propres (nombres d'onde), au lieu d'une intégration des fonctions transcendantales de Green sur un domaine semi-infini.
3. La méthodologie d'inversion, qui a été développée en combinant le programme de modélisation inverse UCODE et le programme de simulation

dynamique ADCES, est une approche robuste pour la détermination des propriétés mécaniques inconnues – les modules d'Young – d'un milieu multicouche à partir des essais FWD. Le schéma d'inversion dans le domaine du temps est mieux approprié que celui dans le domaine des fréquences pour l'analyse des déflexions mesurées par le FWD.

4. La minimisation de la fonction objective, qui exprime l'erreur des moindres carrés entre les déflexions théoriques et mesurées, à l'aide de la méthode Levenberg-Marquardt, indique que la solution gagne en fiabilité avec l'augmentation du nombre d'observations sur les historiques de déflexion. En d'autres termes, la solution converge vers des valeurs de module d'Young qui sont plus représentative de l'élasticité des couches de matériaux et du sol naturel. De plus, la convergence du processus inverse s'effectue plus rapidement.

D'un point de vue pratique, il n'est donc pas nécessaire d'ajouter d'autres capteurs de déflexion sur le FWD pour augmenter ses possibilités d'auscultation des chaussées, mais bien de mieux exploiter les historiques de déflexion mesurés avec les capteurs existants. Limiter le choix des observations au seul bassin de déflexion revient à restreindre la capacité et la fiabilité de l'interprétation des essais FWD.

En plus des conclusions précédentes, les conclusions suivantes découlent des résultats obtenus sur le site expérimental de la sablière des Entreprises P.E.B. Ltée., Québec, Canada, où deux chaussées flexibles ont été construites (planche 1 et planche 2) :

1. L'analyse des essais FWD a montré que le niveau de charge n'influence pas significativement la valeur des modules obtenus par inversion, à tout le moins entre 40 et 70 kN. Par conséquent, les effets non linéaires sont pratiquement négligeables dans ces circonstances, si bien que l'utilisation d'une loi de

comportement élastique linéaire avec amortissement hystérétique linéaire ou visqueux est suffisante pour reproduire convenablement les historiques de déflexions mesurés lors des essais FWD. Dans la loi de comportement, le module d'Young obtenu par méthode inverse représente donc une valeur sécante ou équivalente de l'élasticité de la couche pour le niveau de charge considéré.

2. La capacité de la méthode dynamique pour simuler le comportement mécanique d'une chaussée flexible sous l'impact du FWD a été démontrée en comparant les historiques de déflexion calculés avec ceux mesurés indépendamment non seulement en champ proche, mais également en champ éloigné, là où les déplacements sont essentiellement fonction des ondes de surface. Ici, la méthode dynamique est basée sur la méthode des éléments spectraux et la méthodologie d'inversion du programme UCODE. Les meilleures coïncidences entre les déflexions calculées et mesurées ont été obtenues en considérant que le revêtement possède un comportement viscoélastique linéaire visqueux dont le module complexe est représenté par le modèle d'Huet-Sayegh. Les paramètres du modèle d'Huet-Sayegh ont été déterminés en laboratoire par des essais de flexion à chargements répétés.
3. Le comportement viscoélastique du revêtement en enrobé bitumineux est un facteur important pour l'analyse des essais FWD sur les chaussées flexibles. La température du matériau affecte le module complexe du revêtement et donc l'importance des déflexions mesurées près du point de chargement. À ce sujet, les résultats théoriques ont été confirmés par des mesures expérimentales avec le FWD. Par contre, au sujet de la durée du pulse de chargement du FWD, les mesures expérimentales montrent une diminution d'environ 10 % des déflexions maximales lorsque la durée du pulse passe de 30 à 42 ms alors que les résultats théoriques indiquent plutôt que la durée du pulse de chargement n'a pratiquement pas d'influence sur les déflexions maximales. La méthode dynamique avec les lois de comportement utilisées

ne permet pas d'expliquer ces dernières mesures expérimentales avec différentes durées du pulse de chargement.

4. L'un des intérêts majeurs de la méthode dynamique pour l'analyse des essais FWD sur les chaussées flexibles réside dans sa capacité à prendre en compte le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux. L'interprétation des essais FWD avec cette méthode a d'ailleurs permis de déterminer la courbe maîtresse de l'enrobé bitumineux à partir des essais FWD réalisés sur la planche 1. Cela démontre l'existence d'un lien étroit entre les mesures in situ du FWD et les résultats des essais de flexion à chargements répétés effectués en laboratoire.
5. Les modules tirés de l'analyse des essais FWD avec la méthode dynamique sont plus réalistes que ceux obtenus avec la méthode statique (élastique linéaire), car la méthode dynamique tient compte de la physique de l'essai. Autrement dit, l'analyse des essais FWD à l'aide de la théorie des systèmes multicouches de Burmister (méthode statique) introduit une erreur systématique quant aux conditions de chargement qui empêche la détermination par rétrocalcul de modules élastiques représentatifs de la déformabilité verticale effective sous l'impact du FWD, notamment pour la couche de sol.
6. Les déformations en tractions à la base du revêtement calculées par les méthodes statique et dynamique sont comparables. Par contre, les déformations verticales en compression au niveau de la couche de sol d'infrastructure peuvent être sous-évaluées de 20 à 40 % par la méthode statique comparativement aux valeurs calculées par la méthode dynamique.
7. La mesure des déflexions à l'aide des accéléromètres EpiSensor est une avenue prometteuse pour vérifier in situ les mesures du FWD. De plus, le ratio d'amortissement des matériaux granulaires (fondation MG-20 et du

sable naturel) a pu être évalués à une valeur de 5 % grâce à l'installation d'accéléromètres dans les champs proche et éloigné.

8. La connaissance des propriétés géotechniques des sols est un élément essentiel pour l'analyse et l'interprétation des essais FWD.

Lytton et *al.* (1990) rapportaient que le temps de calcul nécessaire pour déterminer les modules élastiques d'une chaussée à quatre couches à l'aide du programme MODULUS (méthode statique) prenait 56 minutes à l'aide d'un ordinateur IBM XT, 18 minutes avec un IBM 286 et 7 minutes avec un IBM 386. Actuellement, le rétrocalcul statique prend moins d'une seconde avec un ordinateur muni d'un coprocesseur Intel Pentium IV 3.00 GHz. L'analyse inverse avec le programme ADCES-INVERSE (méthode dynamique) nécessite moins de 10 minutes (Pentium IV 3.00 GHz), selon le nombre d'itérations requis par le programme UCODE. Chaque itération avec le programme ADCES (modèle direct), prend moins de 15 secondes (en considérant 75 fréquences et $M = 5243$). Par conséquent, aujourd'hui le temps de calcul n'est plus un obstacle à la diffusion de la méthode dynamique d'analyse des essais FWD dans la pratique de génie routier. Les résultats de plus d'une centaine d'analyses inverses réalisées avec le programme ADCES-INVERSE ont été présentés dans cette recherche, ce qui démontre la faisabilité d'une telle approche pour l'analyse des essais FWD en milieu pratique.

9.3 Recommandations

Dans le but d'améliorer l'évaluation structurale des chaussées flexibles au moyen des essais FWD, les actions suivantes sont recommandées pour des recherches futures :

1. Modifier la fonction objective (équation 4.11) utilisée dans le programme UCODE pour mieux évaluer les modules d'Young équivalents des couches

de sol. La fonction objective pourrait alors prendre la forme suivante afin de minimiser la somme des carrés des écarts relatifs entre les déflexions théoriques (w^{th}) et les valeurs mesurées (w^m), au lieu des écarts absolus comme c'est le cas dans l'équation 4.11 :

$$\text{minimise } X(\beta) = \sum_{i=1}^{N_r} \sum_{j=1}^{N_{obs}} v_{i,j} \left[\frac{w^{th}(r_i, t_j, \beta) - w^m(r_i, t_j)}{w_{max}^m(r_i)} \right]^2$$

où $w_{max}^m(r_i)$ est la déflexion maximale mesurée au capteur positionné à la distance radiale r_i . Les autres paramètres étant déjà définis à l'équation 4.11.

2. Réaliser de nouvelles études sur des chaussées flexibles pour poursuivre la vérification de la méthode dynamique d'analyse des essais FWD au niveau des contraintes et des déformations prédites par le modèle élastodynamique (et le modèle visco-élasto-dynamique) dans les couches de la chaussée et dans le sol naturel.
3. Améliorer de la modélisation des chaussées pour l'analyse des essais FWD en ayant recours à des lois de comportement élastiques non linéaires. Dans cette perspective, la nature dynamique de l'essai FWD doit être considérée simultanément lors de la prise en compte les effets non linéaires des matériaux routiers et des sols. Sans quoi, l'importance de ces effets non linéaires sera inévitablement biaisée. Pour y parvenir, les méthodes numériques sont certainement les outils les mieux appropriés, notamment celles qui utilisent un schéma explicite de résolution avec une intégration dans le temps. Cependant, ces méthodes nécessitent des temps de calcul très long ce qui constitue un désavantage pour leur utilisation comme modèle direct dans une analyse inverse.
4. Considérer la présence de la nappe phréatique le cas échéant pour une interprétation plus juste des essais FWD. La théorie de Biot sur la

propagation des ondes élastiques dans un solide poreux a été utilisée par Al-Khoury et *al.* (2002b) en conjonction avec la méthode des éléments spectraux afin de formuler un élément spectral axisymétrique de couche semi-infinie pour un milieu poroélastique. Un tel élément spectral permet, en principe, de tenir compte de la présence de la nappe phréatique dans le sol naturel sur le comportement dynamique de la chaussée lors des essais FWD. De nombreuses routes et autoroutes ont été construites de par le monde dans des endroits où la nappe phréatique, étant près de la surface, est susceptible d'influencer les déflexions mesurées. Le modèle poro-élasto-dynamique devrait également faire l'objet d'une vérification sur de telles chaussées, au même titre que le modèle élastodynamique. De plus, le modèle poro-élasto-dynamique ouvre la voie pour une meilleure l'évaluation du comportement structural des chaussées construites en climat nordique et soumises à la remontée de la nappe phréatique lors de la fonte des neiges, durant la période du dégel.

5. D'un point de vue pratique, développer des modèles de performance des chaussées basés sur les prédictions des méthodes dynamiques (par exemple, les déformations en traction à la base du revêtement et en compression dans le sol au niveau de la ligne d'infrastructure). Dans un premier temps, il serait intéressant d'évaluer la possibilité d'utiliser les modèles de performance existants à l'égard de la fissuration par fatigue du revêtement, puisque les quelques cas étudiés (Chen 1987; Foinquinos Mera 1995; et au chapitre 7 de cette thèse) indiquent que les méthodes dynamique et statique prédisent pratiquement les mêmes déformations en traction à la base du revêtement.
6. Comme application pratique de la méthode dynamique, exploiter les résultats de l'analyse inverse des essais FWD et des essais de modules complexes effectués en laboratoire sur l'enrobé bitumineux pour prédire la réponse des chaussées (contraintes, déformations et déplacements) sous le passage d'un

camion à différentes vitesses. Une autre application pratique serait d'utiliser l'analyse dynamique des essais FWD pour la prédiction des vibrations induites par le trafic et susceptibles d'incommoder les citoyens : par exemple, lors du passage d'un autobus dans un secteur résidentiel sur une chaussée déformée.

Références

- AASHTO 1962. AASHTO Road Test. Special Report 61-E, Pavement Research, Highway Research Board. American Association of State Highways and Transportation Officials, Washington D.C.
- AASHTO 1998. Pavement Deflection Data Exchange. Technical Data Guide, Version 1.0, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 56 p.
- AASHTO 1993. Guide for pavement design of pavement Structures. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO 1996 Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, AASHTO Designation TP46 Édition 1A.
- AASHTO T-307-99 1999. Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregates Materials. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 24th ed. American Association of States Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- Abbas, A.R. 2004. Simulation of the Micromechanical Behavior of Asphalt Mixtures Using the Discrete Element Method. Thèse de doctorat, Washington State University.
- Achenbach, J.D. 1999. Wave Propagation in Elastic Solids. North-Holland, Elsevier, Amsterdam.
- Akram, T. 1992. In Situ Flexible Pavement Material Characterization and Estimation of Distresses Under Dual and Wide Base Single Tires. Thèse de doctorat, Texas A&M University, Texas.
- Akram, T. Scullion, T. et Smith R.E. 1994. Comparing Laboratory and Backcalculated Layer Moduli on Instrumented Pavement Sections. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1198, Édition Harold L. Von Quintas, Albert. J. Bush III et Gilbert. Y. Baladi, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 170-202.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kastergen, C. et Blaauwendraad, J. 2000. Dynamic Interpretation of Falling Weight Deflectometer Test Results – Spectral Element Method. Transportation Research Record 1716, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 49-54.

- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kastergen, C. et Blaauwendraad, J. 2001a. Spectral Element Technique for Efficient Parameter Identification of Layered Media, Part I. Forward Calculation. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 38, No 9, pp. 1605-1623.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kastergen, C. et Blaauwendraad, J. 2001b. Spectral Element Technique for Efficient Parameter Identification of Layered Media, Part II. Inverse Calculation. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 38, pp. 8753-8772.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C., Blaauwendraad, J. et van Grup, C. 2001c. Forward and Inverse Models for Parameter Identification of Layered Media. *The International Journal of Geomechanics*, Vol. 1, No. 4, pp. 441-458.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A. et Blaauwendraad, J. 2001d. Spectral Analysis of Wave Propagation in a Continuously Non-Homogeneous Soil Layer. *Proceedings of the Tenth International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Vol. 2, Desai, C.S., Kundu, I., Harpalani, S., Contractor, D. et Kemeny, J., Édition, Université d'Arizona, A.A. Balkema/Rotterdam, pp. 1059-1064.
- Al-Khoury, R.I. 2002. Parameter Identification Technique for Layered Systems, Thèse de doctorat, Université technique de Delft, Delft, Hollande.
- Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C. et Blaauwendraad, J. 2002a. Spectral Element Technique for Efficient Parameter Identification of Layered Media. Part III: Viscoelastic aspects. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 39, pp. 2189-2201.
- Al-Khoury, R., Kasbergen, C., Scarpas, A., et Blaauwendraad, J. 2002b. Poroelastic Spectral Element for Wave Propagation and Parameter Identification in Multi-layer Systems. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 39, pp. 4073-4091.
- Alonso, E.E., Gens, A. et Hight, D.W. 1987. Special problem Soils. General Report. *Proceedings of the 9th European International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Dublin, Vol. 3, pp. 1087-1146.
- Alonso, E.E., Gens, A. et Josa, A. 1990. A Constitutive Model for Partially Saturated Soils. *Géotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 405-430.
- Andrei, D. 1999. Development of a Harmonized Test Protocol for the Resilient Modulus of Unbound Materials Used in Pavement Design. *Mémoire de maîtrise*, Université de Maryland, College Park, États-Unis.

- Aouad, M.F., Stokoe II, K.H. et Joh, S.-H. 2000. Estimating Subgrade Stiffness and Bedrock Depth. Transportation Research Record 1716, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 40-48.
- Appea, A. K. 2003. Validation of FWD Testing Results at the Virginia Smart Road: Theoretically and by Instrument Responses. Thèse de doctorat, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginie.
- ASTM 1989. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026, A.J. Bush III and G.Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM 1994. Nondrestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Second Volume, ASTM SPT 1198, Harold L. Von Quintus, Albert J. Bush, III, and Gilbert Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphie.
- ASTM 2000. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Third Volume, ASTM STP 1375, S.D. Tayabji et E.O. Lukanen, Eds., American Society for Testing and Materials, West Conshohochen, PA.
- Austrroads 2005. Guidelines for Road Network Condition Monitoring : Part 3 – Pavement Strength. Austrroads Internal Report IR-88/05, Austrroads Inc., Australie.
- Baaj, H. 2002. Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés. Thèse de doctorat, l'Institut national des sciences appliquées de Lyon, Lyon, France.
- Baaj, H., Perraton, D., Di Benedetto, H. et Parais, M. 2003. Contribution à l'étude de la relation entre le module complexe et la résistance à la fatigue et à l'orniérage pour l'enrobé SMA. 48th Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association, Halifax, 16-19 novembre, pp. 287-315.
- Baker, H.B., Buth, M.R. et Van Deusen, D.A. 1994. Minnesota Road Research Project: Load Response Instrumentation Installation and Testing Procedures. Final Report No. MN/PR-94/01, Minnesota Department of Transportation.
- Barrett, W. et Timm, D. 2005. Theoretical versus Measured Flexible Pavement Responses Under Dynamic Loading. Proceeding of the 7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (CD-ROM), 27-29 juillet, Trondheim, Norvège, Ivar Horvli Editeur, 10 p.
- Baker, M., Crain, K. et Nazarian, S. 1993. Seismic Pavement Analyzer Operations Manuel with Technical Specifications, SHRP-H-374, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, 61 p.

- Bastiani, A. 1962. The Explicit Solution of the Equations of the Elastic Deformations for a Stratified Road under Given Stresses in the Dynamic Case. Proceedings of the International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 20-24 août, Université du Michigan, Ann Arbor, Michigan, États-Unis, pp. 394-402.
- Batoz, J.-L. et Dhatt, G. 1990. Modélisation des structures par éléments finis. Volume 1 – Solides élastiques, Les Presse de l'Université Laval, Sainte-Foy, Canada.
- Bendaña, L.J., Yang, W.-S., Mcauliffe, D. et Lu, J., 1994. Interpreting Data from the Falling-Weight Deflectometer. Research Report 160 Engineering Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, Albany, New York.
- Bennert, T., Maher, A. et Smith, J. 2004. Evaluation of Crumb Rubber in Hot Mix Asphalt. Final Report, Center for Advanced Infrastructure and Transportation, Rutgers Asphalt/Pavement Laboratory, Rutgers University, Piscataway, NJ.
- Bensten, R.A., Nazarian, S. et Harrison, J.A. 1989. Reliability Testing of Seven Nondestructive Pavement Testing Devices. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026, Édition A. J. Bush III et G. Y. Baladi, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 41-58.
- Biot, M.A. 1956. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. I. Low-Frequency Range. Journal of Acoustical Society of America, Vol. 28, pp. 168-178.
- Boddapati, K.M. et Nazarian, S. 1994. Effects of Pavement – Falling Weight Deflectometer Interaction on Measured Pavement Response. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Second Volume, ASTM SPT 1198, Harold L. Von Quintus, Albert J. Bush, III, and Gilbert Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 326-340.
- Bonitzer, J. et Leger, Ph. 1967. L.C.P.C. Studies on Pavement Design. Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, p. 652-663.
- Bohn, A.O. 1967. Danish Experiments with the French Falling Weight Deflectometer. Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, p. 647-650.
- Bohn, A., Ullidtz, P., Stubstad, R. et Sørensen, A. 1972. Danish Experiments with the French Falling Weight Deflectometer, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London, vol. 1, p. 1119-1125.

- Boussinesq, J. 1885. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris, France.
- Boyce, R.H. 1980. A Non-Linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials under Repeated Loading, Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea U.K., Édité par G.N. Pande and O.C. Zienkiewics, Balkema, pp. 285-294.
- Brengarth, M. et Roche, J.-P. 1978. Mesure du rayon de courbure des déflexions sur chaussées. Utilisation d'un servo inclinomètre de précision. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, No. 97, pp. 195-198, septembre-octobre.
- Brettonnière, S. 1963. Étude d'une déflectomètre à boulet, Bulletin de liaison des laboratoires routiers, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, N° 2, juillet-août, pp. 43-5 à 43-16.
- Brown S.F. 1997. Achievements and Chanllanges in Asphalt Pavement Engineeing. Keynote Address, 8th International Conference on Asphalt Pavement, ISAP, Seattle, 23 p.
- Brown, S.F. et Bush, D.I. 1972. Dynamic Response of Model Pavement Structure. Transportation Engineering Journal, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. TE4, pp. 1005-1022.
- Brown, S.F. et Brodrick B.V. 1981. Instrumentation for the Nottingham Pavement Test Facility. Transportation Research Record 810, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 73-79.
- Brown, S.F. et Pappin, J.W. 1981. Analysis o Pavements with Granular Bases. Transportation Research Record 810, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 17-23.
- Brown, S.F. et Pappin, J.W. 1985. Modeling of Granular Materials in Pavements. Transportation Research Record 1022, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 45-51.
- Brown, S.F. et Pell, P.S. 1967. An Experimental Inversitigation of the Stresses, Strains and Deflections in a Layered Pavement Structure Subjected to Dynamic Loads. Proceedings of the 2nd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, États-Unis, pp. 487-504.
- Brown, S.F., Tam, W.S. et Brunton, J.M. 1987. Structural Evaluation and Overlay Design: Analysis and Implementation Proceedings of the Sixth International Conference

- on the Structural Design of Asphalt Pavements, 13-17 juillet, Université du Michigan, Ann Arbor, Michigan, pp. 1013-1028.
- Brunton, J.M., Armitage, R.J. et Brown, S.F. 1992. Seven Years Experience of Pavement Evaluation. 7th International Conference on Asphalt Pavements, vol. 1, Université de Nottingham, Angleterre, pp. 17-30.
- Brigham, E.O. 1988. The Fast Fourier Transform and its Applications. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice Hall.
- Bush, A.J. III. 1980. Nondestructive Testing for Light Aircraft Pavement, Phase II : development of the Nondestructive Evaluation Methodology. Report No FAA-RD-80-9-II, Federal Aviation Administration, Washington, D.C.
- Chai, Y.-C.E. 1990. In-Situ Verification of Elastic Layered Theory as Applied to Pavement Design and Rehabilitation. Mémoire de maîtrise, Université du Texas à El Paso, Texas.
- Chang, D.-W. 1991. Nonlinear Effects on Dynamic Response of Pavements Using the Non-Destructive Testing Techniques. Thèse de doctorat, Université du Texas à Austin, Texas.
- Chang, D.-W., Roësset, J.M. et Stokoe II, K.H., 1992. Nonlinear Effect in Falling Weight Deflectometer Tests. Transportation Research Record 1355, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-7.
- Chatti, K. 2002. Development of a Computer Program for Dynamic Backcalculation of Flexible Pavement Layer Parameters. Projet subventionné par le Département des Transport du Michigan, Michigan, États-Unis.
- Chatti, K. et Yun, K.K. 1996. SAPSI-M: Computer Programs for Analysing Asphalt Concrete Pavements under Moving Arbitrary Loads. Transportation Research Record 1539, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp 88-95.
- Chatti, K., Haider, S.W., Lee, H.S., Ji, Y. et Salama, H. 2003. Evaluation of Nonlinear and Dynamic Effects on Asphalt Pavement Response Under FWD Loading. International Journal of Pavement, Vol. 2, No 1-2, pp. 88-99.
- Chatti, K., Ji, Y. et Harichandran, R. 2004. Dynamic Time Domain Backcalculation of Layer Moduli, Damping and Thicknesses in Flexible Pavements. Transportation Research Record 1869, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 106-116.
- Chen, S.S. 1987. The Response of Multi-layered Systems to Dynamic Surface Loads. Thèse de doctorat, Université de Californie, Berkeley.

- Chen, D.H., Bilyeu, J., Lin, H.-H. et Murphy, M. 2000. Temperature Correction on Falling Weight Deflectometer Measurements. Transportation Research Record 1716, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 30-39.
- Claessen, A. I. M., Valkering, C. P. et Ditmarsch, R. 1976. Pavement Evaluation with the Falling Weight Deflectometer. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists – Technical Sessions, New-Orleans, Louisiane, 16-18 février, Asphalt Paving Technology, Vol. 45, pp. 122-157.
- Coetzee, N.F. et Hicks, R.G. 1989. BDT in Cold Regions : A Review of the State-of-the-Art of Deflection Testing. Symposium on the State of the Art of Pavement Response Monitoring Systems for Road and Airfields, West Lebanon, New Hampshire, US Army CRREL, Special Report 89-23, Hanover, New Hampshire, p. 198-209.
- Compact 1999. Compact Fortran, Language Reference Manual. Houston, Texas.
- Cornejo Córdova, C.J. 2002. Elastodynamic with Hysteretic Damping. Thèse de doctorat, Université de Delft, Pays-Bas.
- Corté, J.-F., Boutonnet, M., Savard, Y. et Saint-Laurent, D. 1999. The Validation of the French Design Method Respecting the Freezing and Thawing of Pavement: Cooperation between France and Québec. Sommet Mondial de la Nordicité, Québec, 2 au 5 février, p. 39-55.
- Corté, J.-F. et Di Benedetto, H. 2004. Matériaux routiers bitumineux 1 : description et propriétés des constituants. Lavoisier, Paris.
- Corté, J.-F. et Di Benedetto, H. 2005. Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges. Lavoisier, Paris.
- COST 1999. Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation. COST 336, Final Report of the Action, Transportation Research, Union Européenne.
- COST 2000. Unbound Granular Materials for Road Pavements, Final Report of the Action COST 337. European Co-operation in the Field of Scientific and Technical Research, Commission européenne, Direction générale de l'Énergie et des Transports, Brussels - Luxembourg.
- CROW 1998. Deflection Profile – Not a Pitfall Anymore (Survey and Interpretation methodology, Falling weight Deflectometer Measurements). Record 17, CROW, Hollande, 182 p.
- CROW 1999. Falling Weight Deflectometer : Calibration Guide. Record 18, CROW, Holland.

- CROW 2001. International Comparative Day : Falling Weight Deflectometer 2001. Report 02-02, CROW, Holland.
- C-SHRP 1991. Falling weight deflectometer. Pavement Research Technical Guidelines, Version 1.0, Canadian Long Term Pavement Performance Project.
- Cundall, P. et Board, M. 1988. A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain Plasticity Problems. Proceedings of 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 2101-2108.
- Dangla, P. et Coussy, O. 1992. Méthodes de résolution numérique en thermoporo-anélasticité. Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série sciences de l'ingénieur, n° SI 1, 2^e trimestre, 46 p.
- Darendali, M.B. 2001. Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves. Thèse de doctorat, Université du Texas à Austin, Texas, Etats-Unis.
- Davies, T.G. et Mamlouk. M.S. 1985. Theoretical Response of Multilayer Pavement Systems to Dynamic Nondestructive Testing. Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-6.
- Davies, T.G. et Karim, U.F. 1995. Elastodynamic interpretation of impact test apparatus for soils. Géotechnique, Vol. 45, No. 4pp. 671-700
- Dawson, A. 2001. Granular Pavement Layer Materials ... Where Are We ? Towards Performance - Based Specifications for Unbound Granular Materials: Proceedings of a Workshop, Research Report ARR 348, ARRB Transportation Research, pp. 4-21.
- Dennis, JR., J.E. et Schnabel, R.B. 1983. Numerical Methods for Unconstrained Optimization and Nonlinear Equations. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 378 p.
- Desai, C.S. et Christian, J.T. 1977. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. McGraw-Hill, New York.
- Desmeules, H. Lavigne, G. et Vallières, A., 1986. Impact financier de la réglementation des charges sur l'entretien du réseau routier. Routes et Transports, AQTR, Vol. XVI, no 4, pp.13-17.
- Dion, D.J. 1986. La méthode sismique réfraction appliqué au génie géologique. DV 85-06, Gouvernement du Québec, ministère de l'Énergie et de Ressources, Québec.

- Di Benedetto, H. et De La Roche, C. 1998. State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures. Bituminous Binders and Mixes, Rilem Report 17, E & FN Spon, Londre, Grande-Bretagne, pp. 137-180, 313-322.
- Di Benedetto, H., De la Roche, C. et Piau, J.-M. 2005. Matériaux routiers bitumineux, n° 2 : Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges. Sous la direction de Corté, J.-F. et Di Benedetto, H., Lavoisier, Paris, pp. 75-235.
- DLC 2005. Module réversible des matériaux granulaires. Bulletin d'information technique, Info DLC, Direction du laboratoire des chaussées, ministère des Transports du Québec, Vol. 10, n° 6, juin 2005, 2 p.
- Doherty, J. 1994. PEST Model-Independent Parameter Estimation. User Manual : 5th Edition. Watermark Numerical Computing.
- Dong, Q.X., Matsui, K. et Yamamoto, K. 2002a. Time Domain Backcalculation of Pavement Structure Material Properties Using 3D FEM with Ritz Vectors. The International Journal of Geomechanics, Vol. 1, No. 3, pp. 325-336.
- Dong, Q.X., Hachiya, Y., Takakashi, O., Tsubokawa, Y. et Matsui, K. 2002b. An Efficient Backcalculation Algorithm of Time Domain for Large-Scale Pavement Structure Using Ritz Vectors. Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 38, pp. 1131-1150.
- Dosso, N. et Morin, A. 1964. Première expérimentation à Angers d'un déflectomètre à boulet et à ressorts « Jarret ». Bulletin de liaison des laboratoires routiers, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, N° 7, mai-juin, pp. 8-2 à 8-6.
- Doucet, F., Savard, Y., Lupien, C. et Langlois, P. 1999. Stiffness and Fatigue resistance Characterization of Asphalt Mixes Used at the C-SHRP Experimental Site on Highway 10. Compte rendu de la 44^{ième} conférence annuelle de Canadian Technical Asphalt Association. Ville de Quebec, Québec, 14-17 novembre.
- Doucet, F. et Doré, G. 2004. Module dynamique et angle de phase des enrobés C-LTPP. Proceedings of the 49th Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association (CTAA), Montréal, Québec, pp.299-313.
- Dolye, J.F. 1988. A Spectrally Formulated Finite Element for Longitudinal Wave Propagation. International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, Vol. 3, pp. 1-5.
- Doyle, J.F. 1997. Wave Propagation in Structures: Spectral Analysis Using Fast Discrete Fourier Transforms. Second Edition, Mechanical Engineering Series, Springer, New York.

- Doyle, J.F. et Farris, T.N. 1990. A Spectrally Formulated Finite Element for Wave Propagation in 3-D Frame Structures. *International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, Vol. 5, No. 5, pp. 223-237.
- Duncan, J.M. et Chang, C.-Y. 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. SM 5, pp. 1629-1653.
- Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S. et Mabry, P. 1980. Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis on Stresses and Movements in Soil Masses. College of Engineering, University de la Californie, Berkelay, Californie, États-Unis.
- Dunlap, W.A. 1963. A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials. Technical Report No. 1, Project 2-8-62-27, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, Texas.
- Durrieu, J. 1963. Les déflectomètres à boulet pour l'étude des déflexions des chaussées sous charges dynamiques. *Bulletin de liaison des laboratoires routiers, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris*, N° 2, juillet-août, pp. 43-1 à 43-4.
- Dynatest 2002. ELMOD 5. Dynatest International A/S, Etats-Unis.
- Fernando, E. et Liu, W. 2002. Dynamic Analysis of FWD Data for Pavement Evaluation. *Proceedings of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Volume 1*, Correia & Branco (eds), Lisbon, Portugal, pp. 159-167.
- Foinquinos Mera, R. 1995. Dynamic Nondestructive Testing of Pavements. *Geotechnical Engineering Report GR95-4*, Geotechnical Engineering Center, University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Foinquinos, R. Roësset, J.M. et Stokoe II K.H. 1995. Response of Pavement System to Dynamic Loads imposed by Nondestructive Tests. *Transportation Research Record 1504*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp57-67.
- Foinquinos Mera, R. et Roësset, J.M. 2000. Elastic Layered Half-Space Subjected to Dynamic Surface Loads. *Wave Motion in Earthquake Engineering*, Édité par E. Kausel et G. Manolis.
- Francken, L. 1977. Module complexe des mélanges bitumineux. *Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, No Spécial V, pp. 181-198.
- Francken, L. et Verstraeten, L. 1994. Interlaboratoty test program. Part II, Repeated Loading Tests. Draft Report, RILEM TC 152-PBM.

- Fredlund, D.G., Bergan, A.T. et Wong, P.K. 1977. Relation Between Resilient Modulus and Stress Conditions for Cohesive Subgrade Soils. Transportation Research Record 642, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 73-81.
- Fredlund, D.G. et Rahardjo, H. 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soil. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Fwa, T.F., Tan, C.Y. et Chan, W.T. 1997. Backcalculation Analysis of Pavement-Layer Moduli Using Genetic Algorithms. Transportation Research Record 1570, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 134-142.
- Garg, N. et Thompson, M. R. 1997. Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. Transportation Research Record 1577, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., pp. 27-36.
- Gottfried, D. et Orszag, S.A. 1983. Numerical Analysis of Spectral Methods : Theory and Applications. Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphie, Pennsylvanie, 170 p.
- Grenier, S., LeBoeuf, D. et Konrad, J.-M. 2003. Dynamic Analysis of the Falling Weight Deflectometer Test. Compte-rendu de la 56^{ième} Congrès annuel de la Société canadienne de géotechnique, Winnipeg, 8 p.
- Gucunski, N. et Maher, A. 2002. Pavement Dynamic Response by Stiffness Matrix Approach. 15th ASCE Engineering Mechanical Conference, 2-5 juin, Université de Columbia, New York, Etats-Unis, 15 p.
- Guzina, B. B. et Osburn, R. H. 2002. An Effective Tool for Enhancing the Static Backcalculation of Pavement Moduli, Proceedings of the 81th Annual Meeting of Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 26 p.
- Haas, R., Hudson, W.R. et Zaniewski, J. 1994. Modern Pavement Management. Krieger publishing Company, Malabar, Floride, 583 p.
- Hansen, P.C. 1994. Regularization Tools : A Matlab Package for Analysis and Solution of Discrete Ill-posed Problems. Numerical Algorithms, Vol. 6, J.C. Baltzer AG, Basel, Suisse, pp. 1-35.
- Hansen, P.C. 1999. Regularization Tools Version 3.0 for Matlab 5.2. Numerical Algorithms, Vol. 20, pp. 195-196.
- Hardin, B.O. et Drnevich, V.P. 1972a. Shear Modulus and Damping in Soils : Measurement and Parameter Effects. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No SM 6, pp. 603-624.

- Hardin, B.O. et Drnevich, V.P. 1972b. Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, No SM 7, pp. 667-692.
- Hardin, B.O. 1978. The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils. *Proceedings of the ASCE Geotechnical Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena*, Vol. 1, pp. 3-90.
- Harichandran, R.S., Ramon, C.M. et Baladi, G.Y. 2000. MICHBACK Unser's Manual (Version 1.0 for DOS), Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, East Lansing, Michigan, Etats-Unis, 28 p.
- Haskell, N.A. 1953. The Dispersion of Surface Waves in Multi Layered Media. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 43, pp.17-34.
- Hicks, R.G. et Monismith, C.L. 1971. Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials. *Transportation Research Record 345*, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp 15-31.
- Hildebrand G. et Baltzer, S. 2003. Statisk pladebelastning, faldlod og minifaldlod: Resultater af sammenlignende målinger. Eksternt notat 16, Vejteknisk Institut, Danis Road Institute, Danemark, 63 p.
- Hildebrand, G. 2002. Verification of Flexible Pavement Response from a Field Test. Thèse de doctorat, Université de Cornell, Ithaca, New York.
- Hill, M.C. 1998. Methodes and Guidelines for Effective Model Calibration. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations, Report 98-4005, 90 p.
- Hoffmann, O., Guzina, B. et Drescher, A. 2003. Enhancements and Verification Tests for Portable Deflectometers. Rapport final MN/RC – 2003-10, Minnesota Department of Transportation, St-Paul, Minnesota, États-Unis, 101 p.
- Holtz, R.D. et Kovacs, W.D. 1991. Introduction à la géotechnique. Traduit par Jean Lafleur, Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, 808 p.
- Hornych, P., Kazai, A. et Piau, J.-M. 1998. Study of the Resilient Behaviour of Unbound Granular Materials. *Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Volume III, BCRA'98, 5-8 juillet, Trondheim, Norway*, Edité par R.S. Nordal et Refsdal, pp.1277-1287.
- Hossain, A.S.M.M et Zaniewski, J.P. 1990. Characterization of Falling Weight Deflectometer Deflection Basin. *Transportation Research Record 1293*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-11.
- Hou, T.Y. 1977. Evaluation of Layered Material Properties from Measured Surface Deflections. Thèse de doctorat, Université d'Utah, 143 p.

- Huang, Y. H., 1993. *Pavement Analysis and Design*, Prentice-Hall Inc., 805 p.
- Hugo, F. et Martin, A.L.E. 2004. *Significant Findings from Full-Scale Accelerated Pavement Testing : A Synthesis of Highway Practice*. NCHRP Synthesis 325, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Hornych, P., Kazai, A. et Piau, J.-M. 1998. *Study of the Resilient Behaviour of Unbound Granular Materials*. Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Volume III, BCRA'98, 5-8 juillet, Trondheim, Norway, Edité par R.S. Nordal et Refsdal, pp.1277-1287.
- Hornych, P., Kazai, A. et Quibel, A. 2000. *Modelling a Full Scale Experiment of Two Flexible Pavement Structures with Unbound Granular Bases*. Unbound Aggregates in road Construction, Dawson Edition, Balkema, Rotterdam, pp. 359-367.
- Humbert, P. 1989. *CESAR-LCPC : un code général de calcul par éléments finis*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 160, février-mars, pp. 112-115.
- Irwin, L.H., Yang, W.S. et Stubstad, R.N. 1989. *Deflection Reading Accuracy and Layer Thickness Accuracy in Backcalculation of Pavement Layer Moduli*. ASTM STP 1026, A.J. Bush III et G.Y. Baladi, Édition, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 229-244.
- Irwin, L.H. 1994. *Instruction Guide for Back-Calculation and the Use of MODCOMP 3 Version 3.6*. Cornell University, Local Roads Program, CLRP Publication No 94-10.
- Irwin L.H. 2000. *What's new in MODCOMP 5. Supplément au : Instruction Guide for Back-Calculation and the Use of MODCOMP 3 Version 3.6*. Cornell Local Roads Program, Ithaca, New York, 10 p.
- Irwin, L.H. 2001. *Directions for Use of NELAPAV 4*. Cornell University, Local Roads Program, Ithaca, New York, États-Unis, 8 p.
- Irwin, L. 2002. *Backcalculation : An Overview and Perspective*. 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Workshop 3 FWD/Backcalculation, 21 juin Cascais, Portugal.
- Isada, N.M. 1966. *Detecting Variation in Load-Carrying Capacity of Flexible Pavements*. NCHRP Report 21, Highway Research Board, National Academy of Sciences – National Research Council, Washington D.C., 30 p.

- Isada, N.M. 1970. Impulsive Load Stiffness of Flexible Pavements. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol, 96, No, SM 2, pp. 639-648.
- Ishihara, K. 1996. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Éditeur Clarendon Press, Oxford, New York.
- Itani, S.Y. 1990. Behavior of Base Materials Containing Large-Sized Particles. Thèse de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- Itasca 2000. *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua*, version 4.0. Itasca Consulting Group, Inc., USA.
- Janoo, V.C., Berg, R.L. et Tomita, H. 1992. Performance of Asphalt Concrete Airport Pavements During Their Weakening Periods : A Field Study. *Proceedings of the Thirty-Seven Annual Conference of Canadian Technical Asphalt Association*. pp. 167-183.
- Jansson, H. 1994. A Simple Structural Index Base on FWD Measurement. *Proceedings of the 4th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Minneapolis, Minnesota, États-Unis, pp. 457-466.
- Johnson, K.L. 1985. *Contact Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, New York.
- Johnson, T.C., Berg, R.L., et Dimillio, A. 1986. Frost Action Predictive Techniques : An Overview of Research Results. *Transportation Research Record 1089*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. pp. 147-161.
- Jooste, F., Kekwick, S.V. et Muthen, M. 1998. Effect of Allowable Thickness Variation on Backcalculated Moduli. *Transportation Research Record 1639*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 43-52.
- Jouve, P. et Elhannani, M. 1994. Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples. *Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, No. 190, mars-avril, pp. 39-55.
- Juneau, O. 2004. Courbe d'état limite pour des matériaux granulaires utilisés dans les fondations de chaussées. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada.
- Jung, F.W. 1988. Direct Calculation of Maximum Curvature and Strain in Asphalt Concrete Layers of Pavements from Load Deflection Basin Measurements.

- Transportation Research Record 1196, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 125-132.
- Kanai, T., Matsui, K. et Himeno, K. 2005. Applicability of Static and Dynamic Analytical Methods to Structural Evaluation of Flexible Pavements Using FWD Data. Proceeding of the 7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (CD-ROM), 27-29 juillet, Trondheim, Norvège, Ivar Horvli Editeur, 10 p.
- Kang, Y.V. 1998. Multifrequency Back-Calculation of Pavement-Layer Moduli. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 124, No. 1, pp. 73-81.
- Karray, M. 1999. Utilisation de l'analyse modale des ondes de Rayleigh comme outils d'investigation géotechnique in-situ. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- Kausel, E. et Roësset, J.M. 1981. Stiffness Matrices for Layered Soils. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 71, No. 6, pp. 1743-1761.
- Kausel, E. et Peek, R. 1982. Dynamic Loads in the Interior of a Layered Stratum : an Explicit Solution. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, No 5, pp. 1459-1481.
- Kausel, E. 1989. PUNCH : Program for the Dynamic Analysis of Layered Soils, Version 3.0. Massachusetts Institute of Technology.
- Kausel, E. 1994. Thin-Layer Method : Formulation in the Time Domain. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 37, pp. 927-941.
- Kausel, E. 2000. The Thin-Layer Method in Seismology and Earthquake Engineering. *Wave Motion in Earthquake Engineering*, Chapitre 5, Editié par E. Kausel et G. Manolis, WIT Press, Boston, pp.194-213.
- Kennedy, C.K. 1982. Equipment for Assessing the Structural Strength of Road Pavements. *International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Volume 1, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norvège, 23-25 juin, pp. 421-434.
- Ketcham, S.A. 1993. Dynamic Response Measurements and Identification Analysis of Pavement During Falling-Weight Deflectometer Experiments. *Transportation Research Record 1415*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 78-87.
- Kim, Y. et Kim, R.Y. 1998. Prediction of Layer moduli from Falling Weight Deflectometer and Surface Wave Measurements Using Artificial Neural Network.

- Transportation Research Record 1639, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 53-61.
- Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E. et Kodaka, T. 1997. Modelling the Non-Linear Deformation Properties of Stiff Geomaterials. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp. 563-580.
- Kolsky, H. 1963. *Stress Waves in Solids.*, Dover, New York.
- Komatitsch, D. et Tromp, J. 2002. Spectral-Element Simulations of Global Seismic Wave Propagation – I. Validation. *Geophysical Journal International*, Vol. 149, pp. 390-412.
- Kondner, R.L. 1963. Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils. *Journal on the Soil Mechanics and Foundations Division, ASTM*, Vol. 89, No. SM 1, pp. 115-143.
- Konrad, J.M. 2005. The Use of Tangent Stiffness to Characterize the Resilient Response of Unbound Crushed Aggregates. Soumis pour publication.
- Konrad, J.M. et Zhou, S. 2002. Stress Paths in Flexible Pavements Subjected to Severe Climatic Conditions. *Proceeding of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfield, Volume 1*, BCRA, Lisbon, Portugal, 24-26 juin, A. Gomes Correia & Fernando E.F. Branco Edition, A.A. Balkema Publishers, Lisse, Hollande, pp. 191-201.
- Konrad, J.-M. et Juneau, O. 2006. Limit-State Curve of Base-Course material and Its Relevance for Resilient Modulus Testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 132, No. 2, Février, pp. 173-182.
- Koole, R.C. 1979. Overlay Design Based on Falling Weight Deflectometer Measurements. *Transportation Research Record 700*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 59-72.
- Kramer, S.L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc.
- Krarup, J. 1994. Bearing Capacity and Water. Part II : Measured Response. Road Directorate, Danish Road Institute, Note 249, Ministère des Transports du Danemark.
- Kreyszig, E. 1999. *Advanced Engineering Mathematics*. 8^{ième} Édition, John Wiley & Sons, inc., New York.
- Kuhlmeyer, R.L. et Lysmer, J. 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 99, SM5, pp. 421-427.

- Lachance, D. 1999. Analyse mécanique de chaussées flexibles dans un contexte climatique nordique. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec.
- Lamb, H. 1904. On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid. Philosophical Transaction of the Royal Society of London, Series A, Volume 203, pp. 1-42.
- Larsen, H.J.E. et Ullidtz, P. 1997. Pavement Subgrade performance Study in the Danish Road Testing Machine. Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, Université de Washington, Seattle, Washington, pp. 843-857.
- LCPC 1965. Essais de plaque et mécanique des chaussées. Spécial B, Bulletin de liaison des Laboratoires Routiers, Laboratoire central des ponts et chaussées, 219 p.
- LCPC 1967. Renforcement des Chaussées. Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, Spécial H, Ministère de l'Équipement – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, février.
- LCPC-Ittech 2002. Manuel de référence CLEO2D, Montreuil, France.
- Lekarp, F., Isacson, U. et Dawson, A. 2000. State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, Vol. 126, No. 1 janvier/février, pp. 66-75.
- Leroueil, S. et Hight, D.W. 2003. Behaviour and Properties of Natural Soils and Soft Rocks. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Edited by Tan, Phoon, Hight and Leroueil, A.A. Balkema, Vol. 1, pp 29-254.
- LeVeque, R.J. 2002. Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems. Cambridge University Press.
- Li, D. et Selig, E.T. 1994. Resilient Modulus for Fin-Grained Subgrade Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 6, pp. 939-957.
- Liang, R. et Zeng, S. 2002, Efficient Dynamic Analysis of Multilayered System During Falling Weight Deflectometer Experiments. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 4, pp. 366-374.
- Lister, N.W. et Kennedy C.K. 1978. Assessment of Performance and Overlay Design of Flexible Pavements. Developments in highway Pavement Engineering, Volume 2 Peter S. Pell Edition, Applied Science Publishers LTD, London, pp. 79-113.
- Loizos, A. et Scarpas, A. 2005. Verification of Falling Weight Deflectometer Backanalysis using a Dynamic Finite Elements Simulation. International Journal of Pavement Engineering, Vol. 6, No. 2, pp. 115-123.

- Lombaert, G. 2001. Development and Experimental Validation of a Numerical Model for the Free Field Vibration Induced by Road Traffic. Thèse de doctorat, Université Catholique de Louvain, Belgique.
- Lo Presti, D.C.F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. et Pedroni, S. 1997. Shear Modulus and Damping of Soils. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp. 603-617.
- Losa, M. 2002. The Influence of Asphalt Pavement Layer Properties on Vibration Transmission. *International Journal of Pavement*, Vol. 1, No. 1, pp. 67-76.
- Loulizi, A., Al-Qadi, I.L., Lahouar, S. et Freeman, T.E. 2002. Measurement of Vertical Compressive Stress Pulse in Flexible Pavements and Its Representation for Dynamic Loading Tests. 81st Annual Meeting of the Transportation Research Board, 13-17 janvier, Washington, D.C., 21 p.
- Loulizi, A., Al-Qadi, I.L., Elseifi, M. et Freeman, T.E. 2004. Comparison Between Measured and Calculated Stresses and Strains Induced by Truck Loadings in Flexible Pavements. 83rd Annual Meeting (CD-ROM), Transportation Research Board, 11-15 janvier, Washington D.C., 22 p.
- Lukanen, E. O. 1992. Effects of Buffers on Falling Weight Deflectometer Loadings and Deflections. *Transportation Research Record 1355*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 37-51.
- Lukanen, E.O., Stubstad, R. et Briggs, R. 2000. Temperature Predictions and Adjustment Factors for Asphalt Pavement. Report No. FHWA-RD-98-085, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, États-Unis, 77 p.
- Lysmer, J. et Kuhlemeyer, R.L. 1969. Finite Dynamic Model of Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 95, EM4, p. 859-877.
- Lysmer, J. et Waas, G. 1972. Shear Waves in Plan Infinite Structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, EM 1*, pp. 85-105.
- Lysmer, J. et Drake L. A. 1972. A Finite Element Method for Seismology. *Methods in Computational Physics, Vol II*, pp. 181-216.
- Lytton, R.L. 1989. Backcalculation of Pavement Layer Moduli. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026*, A.J. Bush III et G.Y. Baladi, Édition, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 7-38.
- Lytton, R.L., Gremann, F.P., Chou, Y.J. et Stoffels, S.M. 1990. Determining Asphaltic Concrete Pavement Structural Properties by Nondestructive Testing. NCHRP

- Report 327, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Lytton, R.L., Uzan, J., Frenando, E.G., Roque, R., Hiltunen, D. et Stoffels, S.M. 1993. Development and validation of Performance Prediction Models and Specifications for ASPHALT Binders and Paving Mixes. Report SHRP-A-357, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- Magnuson, A.H. 1988a. Dynamic Analysis of Falling-Weight Deflectometer Data. Research Report 1175-1, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Texas, 82 p.
- Magnuson, A.H. 1988b. Computer Analysis of Falling Weight Deflectometer Data, part I : Vertical Displacement Computations on the Surface of a Uniform (one-layer) half-space due to an oscillating surface pressure distribution. Research report 1215-1F, Texas Transportation Institute, Texas A&M University System, College Station, Texas.
- Magnuson, A.H., Lytton R.L. et Briggs, R. 1991. Comparison of Computer Predictions and Field Data for Dynamic Analysis of Falling Weight Deflectometer Data. Transportation Research Record 1293, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 61-71.
- Mahoney, J. P., Newcomb, D. E., Jackson, N. C. et Pierce, L. M., 1991. Pavement Moduli Backcalculation – Short Course, US Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Maina, J.W. et Yokota, H. 2000. Dynamic Backcalculation et Overlay Based on FWD Data. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Third Volume, ASTM STP 1375, S.D. Tayabji et E.O. Lukanen, Eds., American Society for Testing and Materials, West Conshohochen, PA, pp. 413-426.
- Marina J.W. et Matsui, K. 2004. Developing Software for Elastic Analysis of Pavement Structure Responses to Vertical and Horizontal Surface Loadings. Transportation Research Record 1896, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., pp. 107-118.
- Mamlouk, M.S. 1985. Use of Dynamic Analysis in Predicting Field Multilayer Pavement Moduli. Transportation Research Record 1043, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 113-121.
- Mamlouk, M.S. 1987. Dynamic Analysis of Multilayered Pavement Structures – Theory, Significance and Verification. Sixth International Conference on the Structural

- design of Asphalt Pavements, Université du Michigan, Ann Arbor, Vol. 1, pp. 466-474.
- Martinček, G. 1994. Dynamics of Pavement Structures. E & FN Spon and Ister Science Press, Bratislava, Slovénie.
- Marquardt, D.W. 1963. An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parametres. SIAM Journal on Applied Mathematics, Vol. 11, pp. 431-441.
- Mase, G.T. et Mase, G.E. 1999. Continuum Mechanics for Engineers. Second Edition, CRC Press LLC, New York.
- Matsui, K., Kikuta, Y., Nishizawa, T. et Kasahara, A. 2000. Comparative Studies of Backcalculated Results from FWDs with Different Loading Duration. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Third Volume, ASTM STP 1375, S.D. Tayabji et E.O. Lukanen, Eds., American Society for Testing and Materials, West Conshohochen, PA, pp. 470-483.
- Matsui, K., Maina, J.W., Dong, Q. et Sasaki, Y. 2003. A Fast Dynamic Backcalculation of Layer Moduli Using Axi-Symmetric Approach. International Journal of Pavement, Vol. 2, No. 1-2, pp. 75-87.
- Mayhew, H.C. 1983. Resilient Properties of Unbound Road Base under Repeated Triaxial Loading. Laboratory Report 1088, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, U.K.
- Medani, T.O., Huurman, M. et Molenaar, A.A.A. 2004. On the Computation of Master Curves for Bituminous Mixes. 3rd Eurasphalt & Eurobitume Congress, 12-14 mai, Vienne, 8 p.
- Meier, R.W. 1995. Backcalculation of Flexible Pavement Moduli from Falling Weight Deflectometer Data Using Artificial Neural Networks. Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technology.
- Meier R.W. et Rix, G.J. 1994. Backcalculation of Flexible Pavement Moduli Using Artificial Neural Networks. Transportation Research Record 1448, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 75-82.
- Meier R.W. et Rix, G.J. 1995. Backcalculation of Flexible Pavement Moduli from Dynamic Deflection Basins Using Artificial Neural Networks. Transportation Research Record 1473, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 72-81.
- Meier, R et Marshall, C. 2002. Genetic Algorithms Coupled With Neural Networks Present New Possibilities for Backcalculation. FWD / Backcalculation Workshop 3, 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, railways and Airfields, Cascais, Portugal.

- Menke, W. 1984. *Geophysical Data Analysis : Discrete Inverse Theory*. Academic Press, inc., Orlando, 260 p.
- Mestat. P. 1993. *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Série géotechnique GT 52, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ministère de l'Équipement, du Logement et des Transport, Paris. 193 p.
- Michalak, C.H. et Scullion, T. 1995. *MODULUS 5.0 User's Manual*. Research Report 1987-1, Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System, College Station, Texas, Etats-Unis, 87 p.
- Miller, G. G. et Pursey, H. 1955. *On the Partition of Energy Between Elastic Waves in a Semi-infinite Solid*. Proceeding of the Royal Society, London, Part A, Mathematical and Physical Sciences, Vol. 223, pp. 55-59.
- Mitra, M. 1964. *Disturbance Produced in an Elastic Half-Space by Impulsive Normal Pressure*. Proc. Camb. Phil. Soc. Math. Phys. Sci., Vol. 60, pp. 683-696.
- MTQ 2005. *Rapport annuel de gestion, 2004 – 2005*. Ministère des Transports du Québec, Gouvernement du Québec, 187 p.
- NCHRP 2004. *Guide for Mechanical-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final Report, national Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, <http://www.trb.org/mepdg/guide.htm>.
- Nazarian, S. et Chai Y.E. 1992. *Comparison of Theoretical and In Situ Behaviors of a Flexible Pavement Section*. Transportation Research Record 1377, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 172-182.
- Nazarian, S., Baker, M. R. et Crain, K. 1993. *Development and Testing of a Seismic Pavement Analyzer*. SHRP-H-375, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC, 165 p.
- Nazarian, S. et Boddapati K.M. 1995. *Pavement-Falling Weight Deflectometer interaction Using Dynamic Finite-Element Analysis*. Transportation Research Record 1482, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 33-43.
- NCHRP 2004. *Guide for Mechanical-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final Report, national Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, <http://www.trb.org/mepdg/guide.htm>.
- OCDE 1991. *Essai OCDE en vraie grandeur des superstructures routières*. Organisation de coopération et de développement économique, Recherche en matière de routes

et de transports routiers, Paris, France. OCDE 1991. Essai OCDE en vraie grandeur des superstructures routières. Organisation de coopération et de développement économique, Recherche en matière de routes et de transports routiers, Paris, France.

- Ong, C.L., Newcomb, D.E. et Siddharthan, R. 1990. Comparison of Dynamic and Static Backcalculation Moduli for Three-Layer Pavements. Transportation Research Record 1293, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 86-92.
- Partl, M.N. et Francken, L. 1998. Background of Rilem Interlaboratory Tests. Basic Elements of a Testing Methodology for Bituminous Pavement Materials and Significant Features for Testing. Bituminous Binders and Mixes, Rilem Report 17, E & FN Spon, Londre, Grande-Bretagne, pp. 1-10.
- Parvini, M. 1997. Pavement Deflection Analysis Using Stochastic Finite Element Method. Thèse de Doctorat, McMaster University, Ontario, Canada.
- Parvini, M, Stolle, D.F.E. 1998. Interpretation of Pavement Deflection Measurement Data Using an Elastodynamic Stochastic Approach. Canadien Journal of Civil Engineering, Vol. 25, No. 1, pp. 151-160.
- Patera , A.T. 1984. A Spectral-Element Method for Fluid Dynamic : Laminar Flow in a Channel Expansion. Journal of Computational Physics, Vol. 54, pp. 468-488.
- Pekeris, C.L. 1955. The Seismic Surface Pulse. Proceedings of the National Academic of Science, États-Unis, Vol. 41, pp. 469-480.
- Pezo, R. F., et Hudson, R. 1994. Predictive Models of Resilient Modulus for Nongranular Materials. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 17, No. 3, pp. 349-355.
- PLAXIS 2004, PLAXIS 2D Version 8 – Dynamics Manual, Édité par R.B.J. Brinkgreve, W.Broere et D.Waterman, Delft, Hollande.
- Poeter, E.P. et Hill, M.C. 1998. Documentation of UCODE, A Computer Code for Universal Inverse Modeling. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations, Report 98-4080, 116 p.
- Quinlan, P.M. 1953. The Elastic Theory of Soil Dynamics, ASTM STP 156, Symposium on Dynamic Testing of Soils, pp. 3-34.
- Ramberg, W. et Osgood, W.R. 1943. Description of Stress-Strain Curves By Three Parameters. National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note No. 902., Washington, Etats-Unis.
- Raymond, G.P., Gaskin, P.N. et Addo-Abedi, F.Y. 1979. Repeated Compressive Loading of Leda Clay. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 16, No. 1, pp. 1-10.

- Richart, Jr., F.E., Hall, Jr., J.R. et Woods, R.D. 1970. *Vibration of Soils and Foundations*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Rizzi, S.A. 1989. *A Spectral Analysis Approach to Wave Propagation in Layered Solids*. Thèse de doctorat, Université de Purdue, États-Unis.
- Rizzi, S.A. et Doyle, J.F. 1992. A Spectral Element Approach to Wave Motion in Layered Solids. *Journal of Vibration and Acoustic*, Vol. 114, pp 569-577.
- Robnett, Q.L. et Thomson, M.R. 1979, Resilient Properties of Subgrade Soils. *Transportation Engineering Journal*, ASCE, Vol 105, No. 1, pp. 71-89.
- Roësset, J. 1987. Computer Program UTFWIBM, The University of Texas at Austin, Austin.
- Roësset, J.M. et Shao, K.-Y. 1985. Dynamic Interpretation of Dynaflect and Falling Weight Deflectometer Tests. *Transportation Research Record 1022*, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp 7-16.
- Roësset, J.M., Stokoe II, K.H. et Seng, C.-R. 1995. Determination of Depth to Bedrock from Falling Weight Deflectometer Test Data. *Transportation Research Record 1504*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 68-78.
- Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B. et Daily, W.D. 1998. Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 396-405.
- Rocha S., Tandon, V. et Nazarian, S., 2004. Falling Weight Deflectometer Fleet : Repeatability and Reproducibility. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 5, No. 2, pp. 215-238.
- Rohde, G.T. et Scullion, T. 1990. MODULUS 4.0 : Expansion and Validation of the MODULUS Backcalculation System. Research Report 1123-3, Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System, College Station, Texas, États-Unis, 117 p.
- Rowe, P.W. 1962. The Stress-Dilatancy relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, Vol. 269, No. 1339, pp. 500-527.
- Saada, A.S. 1974. *Elasticity: Theory and Applications*. Pergamon Press, New York.
- Saad, B., Mitri, H. et Poorooshasb, H. 2005. Three-Dimensional Dynamic Analysis of Flexible Conventional Pavement Foundation. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 6, pp.460-469.

- Sabaaly, B., Davis, T.G. et Mamlouk, M.S. 1985. Dynamics of Falling Weight Deflectometer. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, pp. 618-632.
- Scales, L.E. 1985. *Introduction to Non-Linear Optimization*. Springer-Verlag, New-York, Inc., 243 p.
- Scarpas, A. 1992. CAPA-3D Finite Elements System – User's Manual, Part I, II and III. Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering TU-Delft, Delft, Hollande.
- Scarpas, A., Blaauwendraad, J., de Bondt, A.H. et Molenaar, A.A.A. 1993. CAPA : A Modern Tool for the Analysis and Design of Pavement. Reflective Cracking in Pavements – State Of The Art And Design Recommendations. *Proceedings of the 2nd International RILEM Conference*, Liege, Belgique, pp. 121-128
- Scarpas, A., van Grup, C.A.P.M., Al-Khoury, R. & Erkens, S.M.J.G. 1997. Finite Element Simulation of Damage Development in Asphalt Concrete Pavements. *Proceedings of the Eighth International Conference on Asphalt Pavements*, August 10-14, 1997, Seattle, Washington, Volume 1: 673-692.
- Scrivner, F.H., Swift, G. et Moore, W.M. 1966. A New Research Tool for Measuring Pavement Deflection. *Highway Research Record* 129, National Research Council, Highway Research Board, Washington, D.C., pp. 1-11.
- Scullion, T. 1988. Incorporating a Structural Strength Index Into the Texas Pavement Evaluation System. *Research Report 409-3F*, Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System, College Station, Texas, Etats-Unis, 65 p.
- Scullion, T. 1989. Use of the Multidepth Deflectometer for Deflection Measurements. *Proceedings of the State of the art of Pavement Response Monitoring Systems for Road and Airfields*, U.S. Army CRREL, Special Report 89-23, Hanover, New Hampshire, p. 186-196.
- Sebaaly, B. 1987. *Dynamic Models for Pavement Analysis*. Thèse de doctorat, Arizona State University, Texas, Etats-Unis, 269 p.
- Sebaaly, B., Davis, T.G. et Mamlouk, M.S. 1985. Dynamic of Falling Weight Deflectometer. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 111, No. 6, pp. 618-632.
- Sebaaly, B., Mamlouk, M.S. et Davis, T.G. 1986. Dynamic Analysis of Falling Weight Deflectometer Data. *Transportation Research Record* 1070, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 63-68.

- Seed, H.B., Chan, C.K. et Lee, C.E. 1962. Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements. Proceedings of the International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, États-Unis, pp 611-636.
- Seed, H.B. et Idriss, I.M. 1969. Influence of Soil Condition on Ground Motion During Earthquakes. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, no 95, pp. 99-137.
- Seed, H.B., Mitry, F.G., Monismith, C.L. et Chan, C.K. 1967. Prediction of Pavement Deflection from Laboratory Repeated Load Tests. NCHRP Report 35, Transportation Research Board, Washington D.C.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. et Tokimatsu, K. 1986. Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 112, pp. 1016-1032.
- Sharma, J. et Stubstad, R.N. 1980. Evaluation of Pavement in Florida by Using the Falling-Weight Deflectometer. Transportation Research Record 755, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 42-48.
- Sharpe G.W., Deen, R.C. et Southgate, H.F. 1981. Dynamic Pavement Deflections. Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol. 107, No. 2 March/April, pp. 167-181.
- SHRP 1993a. Falling Weight Deflectometer Relative Calibration Analysis. Report SHRP-P-652, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington D.C.
- SHRP 1993b. SHRP Procedure for Temperature Correction of Maximum Deflections. SHRP-P-654, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- SHRP 1993c. SHRP's Layer Moduli Backcalculation Procedure. SHRP-P-655, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- SHRP 1993d. Manual for FWD Testing in the Long-Term Pavement Performance Program. SHRP-P-661, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- SHRP-LTPP 1993. SHRP LTPP Manual for FWD Testing Operational Field Guidelines, Version 1. Report SHRP-LTPP-OG-002, Strategic Highway research Program, National Research Council, Washington, D.C.
- Sørensen, A. et Hayven, M. 1982. The DYNATEST 8000 Falling Weight Deflectometer Test System. International Symposium on Bearing Capacity of Roads and

- Airfields, Volume 1, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norvège, 23-25 juin, pp. 464-470.
- St-Laurent, D. 1995. Évaluation structurale de chaussées souples dans un contexte climatique nordique. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, Canada.
- St-Laurent, D. 2000. A Simple Rational Approach for Temperature Correction of Deflection Basins. 2000 FWD User's Group Meeting, Cornell University, Ithaca, 1-3 octobre.
- Stolle, D. et Hein, D. 1989. Parameter Estimates of Pavement Structure Layers and Uniqueness of the Solution. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Second Volume, ASTM STP 1026, A.J. Bush III and G.Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 313-322.
- Stolle, D.F.E. 1991. Modelling of Dynamic Response of Pavements to Impact Loading. Technical Note, Computer and Geotechnics, Vol. 11, pp. 83-94.
- Stolle, D.F.E. et Jung, F.W. 1992. Simplified, Rational Approach to Falling Weight Deflectometer Data Interpretation. Transportation Research Record 1355, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 82-89.
- Stolle, D. et Peiravian, F. 1996. Falling Weight Deflectometer Data Interpretation Using Dynamic Impedance. Journal canadien de génie civil, Vol. 23, No. 1, pp. 1-8.
- Stolle, D.F.E. et Parvini, M. 2001. A Look at Modelling Errors for Falling Weight Deflectometer Backcalculation. 80th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC., 16 p.
- Stolle, D. et Guo, P. 2005. A Practical Approach to Falling-Weight Deflectometer (FWD) Data Réduction. Revue canadienne de géotechnique, Vol. 42, No. 2, pp 641-645.
- Stokoe II, K.H. et Woods, R.D. 1972. In Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. 5, pp. 443-460.
- Storme, M. 2003. Application de la méthode d'analyse spectrale des ondes de surface à l'évaluation des effets du gel sur les infrastructures routières. Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada.
- Stubbs, N., Torpunuri, V.S., Lytton, R.L. et Magnuson, A.H. 1994. A Methodology to Identify Material Properties in Pavements Modeled as Layered Viscoelastic Halfspaces (Theory). Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Second Volume, ASTM STP 1198, H.L. Von Quintas, A.J. Bush III

- et G.Y. Baladi, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 53-67.
- Seyhan, U., Tutumluer, E. et Yesilyurt, H. 2005. Anisotropic Aggregate Base Inputs for Mechanistic Pavement Analysis Considering Effects of Moving Wheel Loads. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 17, No. 5, pp 505-512.
- Szendrei, M.E. et Freeme, C.R. 1967. The Computation of Road Deflections under Impulsive Loads from the Results of Vibration Measurements. Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor.
- Tabatabaee, N., Al-Qali, I.L. et Sebaaly, P.E. 1992. Field Evaluation of Pavement Instrumentation Methods. *Journal of Testing and Evaluation*, JTEVA, ASTM, Vol. 20, No. 2, pp. 144-151.
- Tam, W.S. et Brown S.F. 1989. Back-Analyzed Elastic Stiffnesses : Comparison Between Different Evaluation Procedures. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, ASTM STP 1026, Édition A. J. Bush III et G. Y. Baladi, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 189-200.
- Tandon, V. 1990. Development of an Absolute Calibration System for Nondestructive testing Devices. Thèse de maîtrise, Université du Texas à El Paso, Texas.
- Tandon, V. et Nazarian, S. 1992. Comprehensive Evaluation of Five Sensors Used to Measure Pavement Deflection. *Transportation Research Record 1355*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 27-36.
- Tavenas, F. et Leroueil, S. 1979. Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Revue française de géotechnique*, No. 6, pp. 27-49.
- Tholén, O. 1982. Falling Weight Deflectometer KUAB 50. *International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Volume 1*, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norvège, 23-25 juin, pp. 446-450.
- Thom, N.H. et Fleming, P.R. 2002. Experimental and Theoretical Comparison of Dynamic Plate Testing Methods. *Proceedings of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Volume 1*, Correia & Branco (eds), Lisbon, Portugal, pp. 731-740.
- Thomsen, T.M. 1982. Phønix Falling Weight Deflectometer and Registration Equipment. *International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Volume 1*, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norvège, 23-25 juin, pp. 457-463.

- Thomson, W. T. 1950. Transmission of Elastic Waves Through a Stratified Solid Medium. *Journal of Applied Physics*, Vol. 21, n° 2, pp. 82-93.
- Thompson, M.R., Tutumluer, E. et Bejarano, M. 1998. Granular Material and Soil Moduli : Review of the Literature. Final Report. Department of Civil Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana, Illinois.
- Torpunuri, V.S., Stubbs, N., Lytton, R.L. et Magnuson, A.H. 1994. Field Validation of a Methodology to Identify Material Properties in Pavements Modeled as Layered Viscoelastic Halfspaces. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Second Volume, ASTM STP 1198*, H.L. Von Quintas, A.J. Bush III et G.Y. Baladi, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 159-169.
- Touma, B.E., Croveti, J.A. et Shahin, M.Y. 1990. Effet of Various Load Distributions on Backcalculated Moduli Values in Flexible Pavements. *Transportation Research Record 1293*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 31-41.
- TRB 1999. Use of Artificial Neural Networks in Geomechanical and Pavement Systems. *Trnsportation Research Circular Number E-C012*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 18 p.
- Turliyyah, G. 2004. Feasibility of Backcalculation Procedures Based on Dynamic FWD Response Data. Université de Washington, Washington, États-Unis.
- Tutumluer, E. 1995. Predicting Behavior of Flexible Pavements with Granular Bases. Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technologie.
- Tutumluer E. et Thompson M.R. 1997. Anisotropic Modeling of Granular Bases in Flexible Pavements. *Transportation Research Record 1577*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 18-26.
- Tutumluer, E., Little, D.N. et Kim, S.H. 2003. A Validated Model for Predicting Field Performance of Aggregate Base Courses. 82rd Annual Meeting (CD-ROM), Transportation Research Board, 12-16 janvier, Washington D.C., 27 p.
- Uddin, W. Meyer, A.H., Hudson, W.R. et Stokoe II, K.H. 1985. A Structural Evaluation Methodology for Pavements Based on Dynamic Deflections. Research Report 387-1, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering research, The University of Texas at Austin, 396 p.
- Uddin, W. Meyer, A.H. et Hudson W.R. 1986. Rigid Bottom Considerations for Nondestructive Evaluation of Pavements. *Transportation Research Record 1070*, TRB. National Research Council, Washington, D.C., pp. 21-29.

- Uddin, W. et Marzougui, D. 1998. Simulation of an Impact Testing Device for Nondesctructive Evaluation of Highway and Airport Pavements. 5th International LS-DYNA Users Conference, 21-22 spetembre, Southfield, Michigan, 10 p.
- Uddin, W. 2002. Finite Element Modeling and Simulation of FWD Dynamic Load Tests. FWD/Backcalculation Workshop 3, 6th International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, 24-26 June, 2002, Lisbon, Portugal.
- Uddin, W. et Garza, S. 2002. In Situ Material Characterization of Pavement-Subgrade System Using FWD Data and Validation by 3D-FE Simulations. CD Proceedings, 2002 Federal Aviation Administration Technology Transfer Conference, Atlantic City, New Jersey.
- Ullidtz, P. 1987. Pavement Analysis. Elsevier Science, New-York, 318 p.
- Ullidtz, P. et Larsen, H.J.E. 1989. State-fo-the-Art: Stress, Strain and Deflection Measurments. Proceedings of the State of the art of Pavement Response Monitoring Systems for Road and Airfields, U.S. Army CRREL, Special Report 89-23, Hanover, New Hampshire, p. 148-161.
- Ullidtz, P., Krarup, J. et Wahlman, T. 1994. Verification of Pavement Response Models. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, Second Volume, ASTM STP 1198, H.L. Von Quintas, A.J. Bush III et G.Y. Baladi, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 143-158.
- Ullidtz, P., Askagaard, V. et Sjølin, F.O. 1996. Normal Stresses in a Granular Material Under Falling Weight Deflectometer Loading. Transportation Research Record 1540, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 24-28.
- Ullidtz, P., Askagaard, V. et Sjølin, F.O. 1996. Normal Stresses in a Granular Material Under Falling Weight Deflectometer Loading. Transportation Research Record 1540, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 24-28.
- Ullidtz, P. 1998. Modelling Flexible Pavement Response and Performance. Polyteknisk Forlag, Danemark, 205 p.
- Ullidtz, P., Zhang, W. et Baltzer, S. 1999. Validation of Pavement Response and Performance Models. Accelerated Pavement Testing. 1999 International Conference, 18-20 Octobre, Reno, Nevada, Danish Road Institute, Report 98, Danemark, pp. 28-47.
- Uzan, J. 1985. Characterisation of Granular Materials. Transportation Research Record 1022, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 52-59.

- Uzan, J., Lytton, R.L. et Germann, F.P. 1989. General Procedure for Backcalculating Layer Moduli. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, ASTM STP 1026, A.J. Bush III and G.Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 217-228.
- Uzan, J. et Lytton, R.L. 1990. Analysis of Pressure Distribution under Falling Weight Deflectometer Loading. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 2, pp. 246-250.
- Uzan, J., Witczak M.W., Scullion, T. et Lytton, R.L. 1992. Development and Validation of Realistic Response Models. *Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavements*, Université de Nottingham, Angleterre, Vol. 1, pp. 334-349.
- Uzan, J. 1994a. Advanced Backcalculation Techniques. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, Second Volume, ASTM STP 1198, H.L. Von Quintas, A.J. Bush III et G.Y. Baladi, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 3-37.
- Uzan, J. 1994b. Dynamic Linear Back Calculation of Pavement Material Parameters. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol. 120, n^o. 1, pp. 109-126.
- Valkering, C.P. 1972. Pavement Evaluation by Measuring Deflection and Shape of Deflection Bowl. *3th International Conference on the Structural Desing of Asphalt Pavements*, Volume 2, Londre, pp. 353-356.
- Van Cauwelaert, F.J., Alexander, D.R., White, T.D. et Barker, W.R. 1989. Multilayer Elastic Program for Backcalculating Layer Moduli in Pavement Evaluation. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, ASTM STP 1026, Édition A. J. Bush III et G. Y. Baladi, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 171-188.
- Vucetic, M. 1994. Cyclic Threshold Shear Strains in Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ACES, Vol. 120, No 12, pp. 2208-2228.
- Wan. R.G. et Guo, P.J. 1998. A Simple Constitutive Model for Granular Soils : Modified Stress-Dilatancy Approach. *Computers and Geotechnics*, Vol. 22, No. 2, pp. 109-133.
- Watson, L.T. 1989. Globally Convergent Homotopy Methods: A Tutorial. *Applied Mathematics and Comutation*, Vol. 31, pp. 369-396.
- Witczak, M. W. et Uzan, J. 1988. The Universal Airport Pavement Design System, Report I of IV: Granular Material Characterization. University of Maryland, College Park, MD.

- Witczak, M.W., Qi, X. et Mirza, M.W. 1995. Use of Nonlinear Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedure. *Journal of the Transportation Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 3, pp. 273-282.
- Wood, R. D. 1968. Screening of Surface Waves in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, SM 4, pp. 951-979.
- XLSTAT 2006. XLSTAT 2006 Version 2006.06, Addinsoft. <http://www.xlstat.com>.
- Yang, W.-S. 1988. Mechanistic Analysis of Nondestructive pavement Deflection Data. Thèse de doctorat, Université de Cornell, États-Unis, 249 p.
- Yau, A. et Von Quintus, H.L. 2002. Study of LTPP Laboratory Resilient Modulus Test Data and Response Characteristics. Final Report, Publication No. FHWA-RD-02-051, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- Yoder, E.J. et Witczack, M.W. 1975. *Principales of Pavement Design*. Second edition, John Wiley & Sons Inc., New-York.
- Yue, Z.Q. 1994. VIEM100 User Guide. Pavements Research Laboratory, National Research Council of Canada, Ottawa.
- Zaghloul, S. et White, T. 1993. Use of a Three-Dimensional, Dynamic Finite Element Program for Analysis of Flexible Pavement. *Transportation Research Record* 1388, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 60-69.
- Zaghloul, S.M., White, T.D., Drnevich, V.P. et Coree, B. 1994a. Dynamic Analysis of FWD Loading and Pavement Response Using a Three-Dimensional Dynamic Finite Element Program. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, Second Volume, ASTM STP 1198, H.L. Von Quintas, A.J. Bush III and G.Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 125-138.
- Zha, X. et Xiao, Q. 2003. Homotopy Method for Backcalculation of Pavement Layer Moduli. *The International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering NDT-CE 2003*, Berlin.

Annexe A

Site expérimental et méthodes d'essais

Construction et contrôle de la qualité des planches d'essais

Site : Sablière des Entreprises P.E.B. Ltée.

Opérations de construction

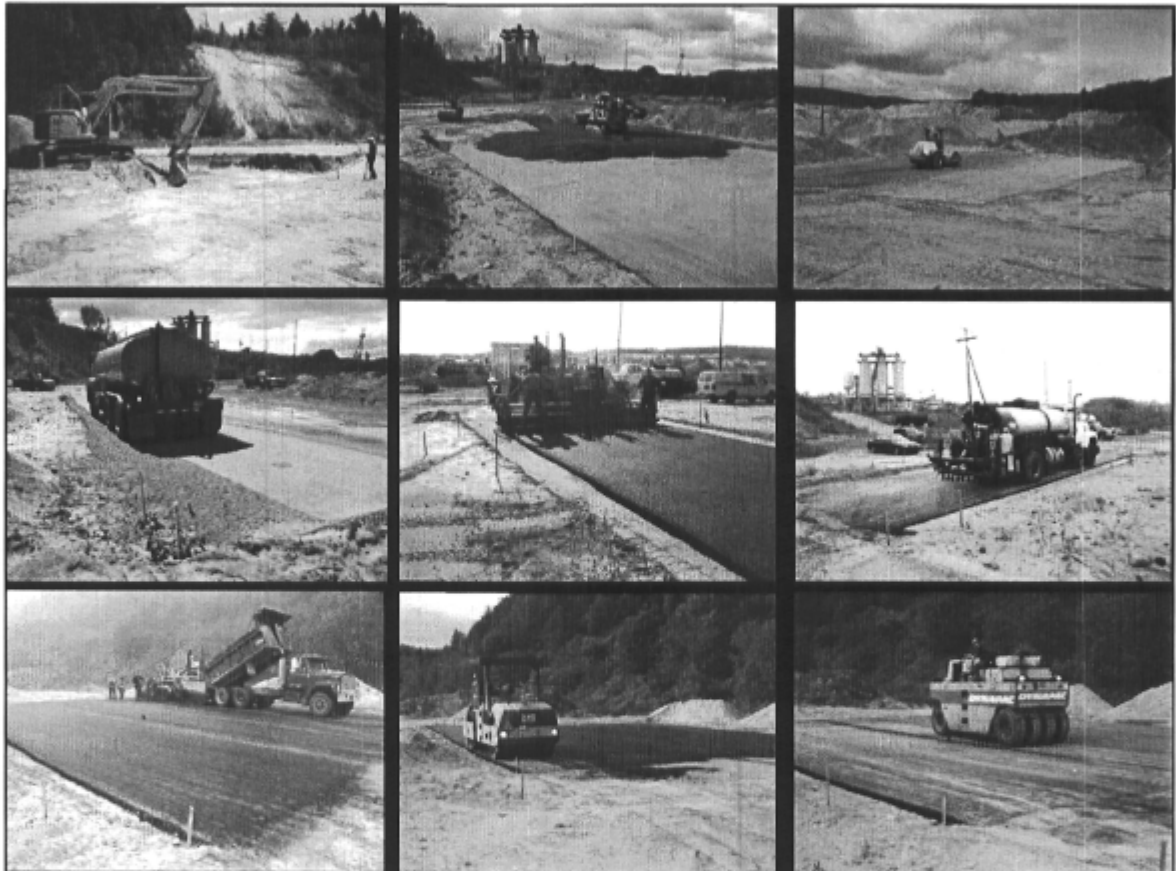


Figure A-1 : Opération de construction des planches d'essais, de gauche à droite et de bas en haut : excavation de la planche 1, mise en place deuxième couche de fondation sur la planche 1, compactage de la fondation de la planche 1, arrosage en vu du compactage final de la planche 1, pose de la première 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.

Structure de la chaussée

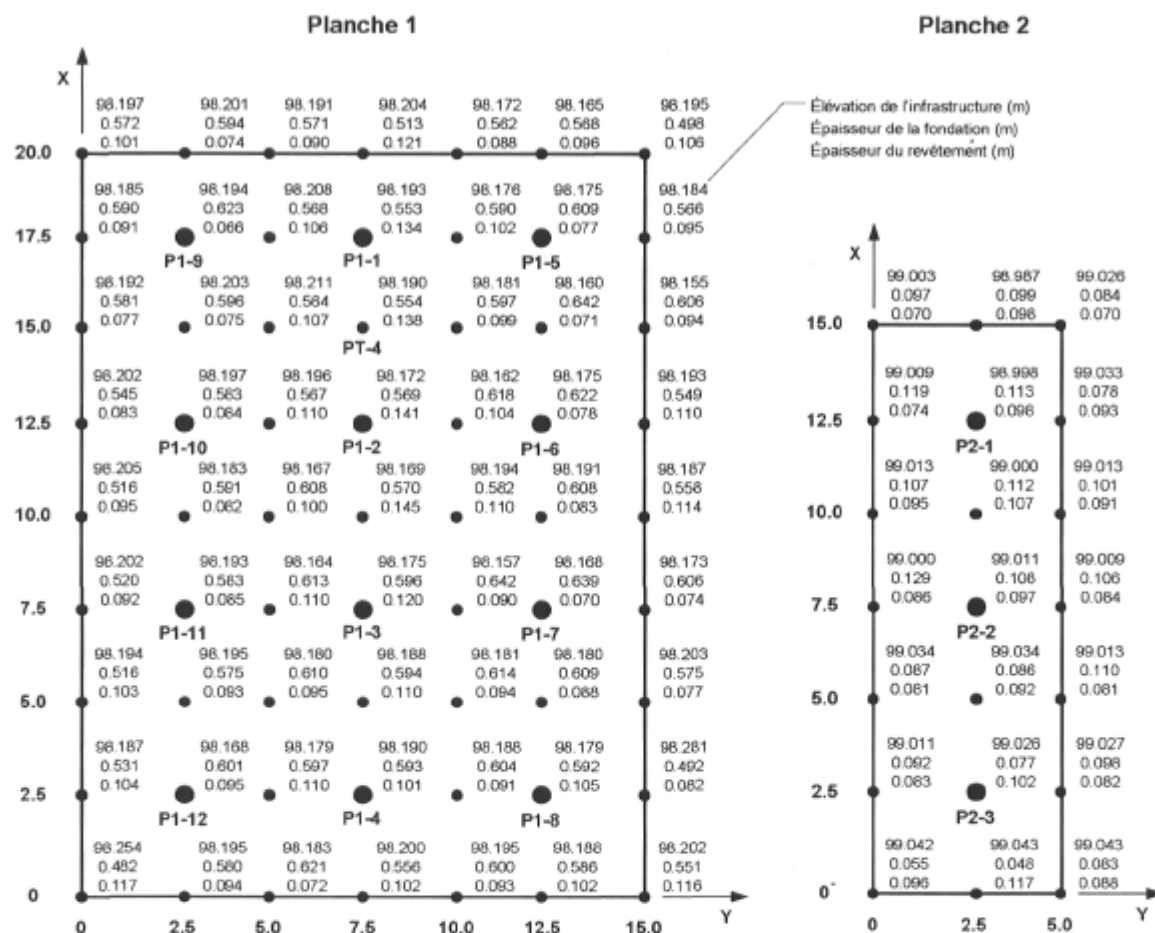


Figure A-2 : Élévation de la ligne d'infrastructure et épaisseur des couches de matériaux.

Tableau A-1 : Épaisseur des couches des chaussées.

Statistiques	Planche 1		Planche 2	
	Fondation	Revêtement	Fondation	Revêtement
Nombre de données	63	63	35	35
Épaisseur moyenne (mm)	579.1	97.9	95.3	92.1
Médiane (mm)	583	95	97	92
Écart type (mm)	35.72	18.04	20.26	11.15
Coefficient de variation (%)	6.17	18.43	21.26	12.11
Min (mm)	482	66	48	70
Max (mm)	642	145	129	117

Carottage du revêtement**Tableau A-2 :** Carottage du revêtement sur la planche 1.

Échantillon	Coordonnées (m)		Épaisseur (mm)		
	X	Y	Couche 1	Couche 2	Totale
1	2.5	3.5	54	48	102
2	10	1.5	57	38	95
3	17.5	3.5	43	41	84
4	16	7.5	80	57	137
5	7.5	7.5	67	48	115
6	1	7.5	60	46	106
7	17.5	11.5	32	46	78
8	10	13.5	58	43	101
9	2.5	11.5	57	49	106
Épaisseur moyenne (mm)			56.4	46.2	102.7
Médiane (mm)			57.0	46.0	102.0
Écart type (mm)			13.54	5.43	17.2
Coefficient de variation (%)			23.98	11.74	16.8
Min (mm)			32	38	78
Max (mm)			80	57	137

Tableau A-3 : Carottage du revêtement sur la planche 2.

Échantillon	Coordonnées (m)		Épaisseur (mm)		
	X	Y	Couche 1	Couche 2	Totale
1	2.5	3.5	57	39	96
2	10	1.5	55	40	95
3	17.5	3.5	71	41	112
Épaisseur moyenne (mm)			61.0	40.0	101.0
Médiane (mm)			57.0	40.0	96.0
Écart type (mm)			8.7	1.0	9.5
Coefficient de variation (%)			14.29	2.50	9.44
Min (mm)			55	39	95
Max (mm)			71	41	112

Masse volumique et teneur en eau des matériaux de la chaussée

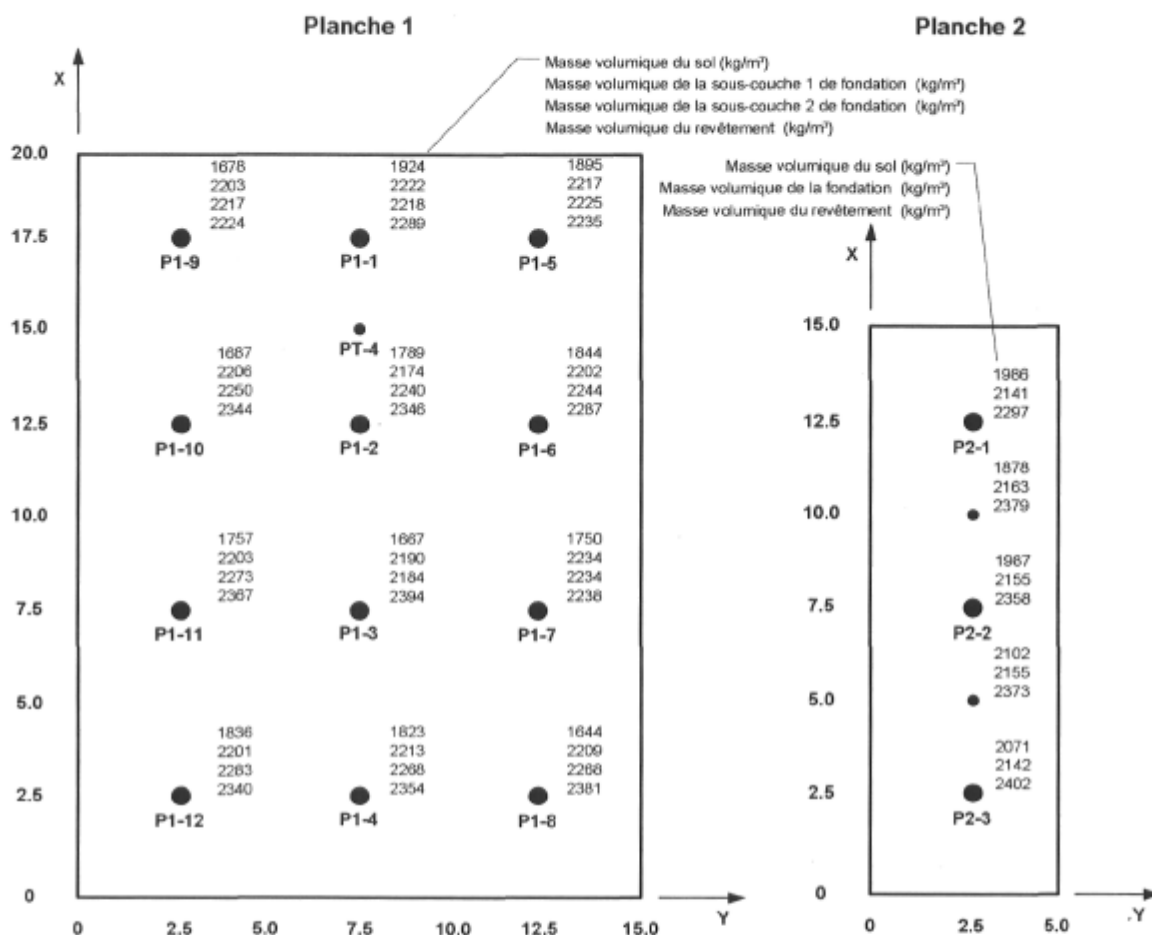


Figure A-3 : Masse volumique des matériaux mesurée au nucléodensimètre.

Tableau A-4 : Masse volumique (ρ) des matériaux des couches des chaussées.

Statistiques	Planche 1			Planche 2		
	Sol d'infra.	Fondation ¹	Revêt.	Sol d'infra.	Fondation	Revêt.
Nombre de données	12	12	12	5	5	5
Masse volumique moyenne (kg/m ³)	1775	2224	2318	2005	2155	2362
Médiane (kg/m ³)	1773	2223	2342	1987	2155	2373
Écart type (kg/m ³)	92.7	21.68	56.7	87.4	14.7	39.5
Coef. de variation (%)	5.2	0.97	2.4	4.4	0.7	1.7
Min (kg/m ³)	1644	2187	2224	1878	2141	2297
Max (kg/m ³)	1924	2243	2394	2102	2176	2402

Note ¹ : Masse volumique moyenne pondérée des sous-couches 1 (300 mm) et 2 (280 mm) de la fondation selon l'épaisseur.

Tableau A-5 : Masse volumique des matériaux secs (ρ_d) des couches des chaussées.

Statistiques	Planche 1		Planche 2	
	Sol d'infra.	Fondation ¹	Sol d'infra.	Fondation
Nombre de données	12	12	5	5
Masse volumique moyenne du matériau sec (kg/m^3)	1690	2172	1839	2155
Médiane (kg/m^3)	1691	2173	1831	2155
Écart type (kg/m^3)	62.0	21.7	70.6	14.7
Coefficient de variation (%)	3.7	1.0	3.8	0.7
Min (kg/m^3)	1600	2130	1748	2141
Max (kg/m^3)	1782	2206	1931	2176

Note ¹ : Masse volumique moyenne pondérée du matériau sec des sous-couches 1 (300 mm) et 2 (280 mm) de la fondation selon l'épaisseur.

Tableau A-6 : Teneur en eau (w_n) des matériaux des couches des chaussées.

Statistiques	Planche 1		Planche 2	
	Sol	Fondation ¹	Sol	Fondation
Nombre de données	12	12	5	5
Teneur en eau moyenne (%)	4.9	2.4	9.1	2.5
Médiane (%)	4.2	2.4	8.5	2.3
Écart type (%)	2.1	0.3	3.5	0.8
Coefficient de variation (%)	43.2	12.5	39.2	34.3
Min (%)	2.1	1.8	5.6	1.7
Max (%)	8.5	2.8	15	3.9

Note ¹ : Teneur en eau moyenne des sous-couches 1 (300 mm) et 2 (280 mm) pondérée selon leur épaisseur.

Densité relative des matériaux de la chaussée

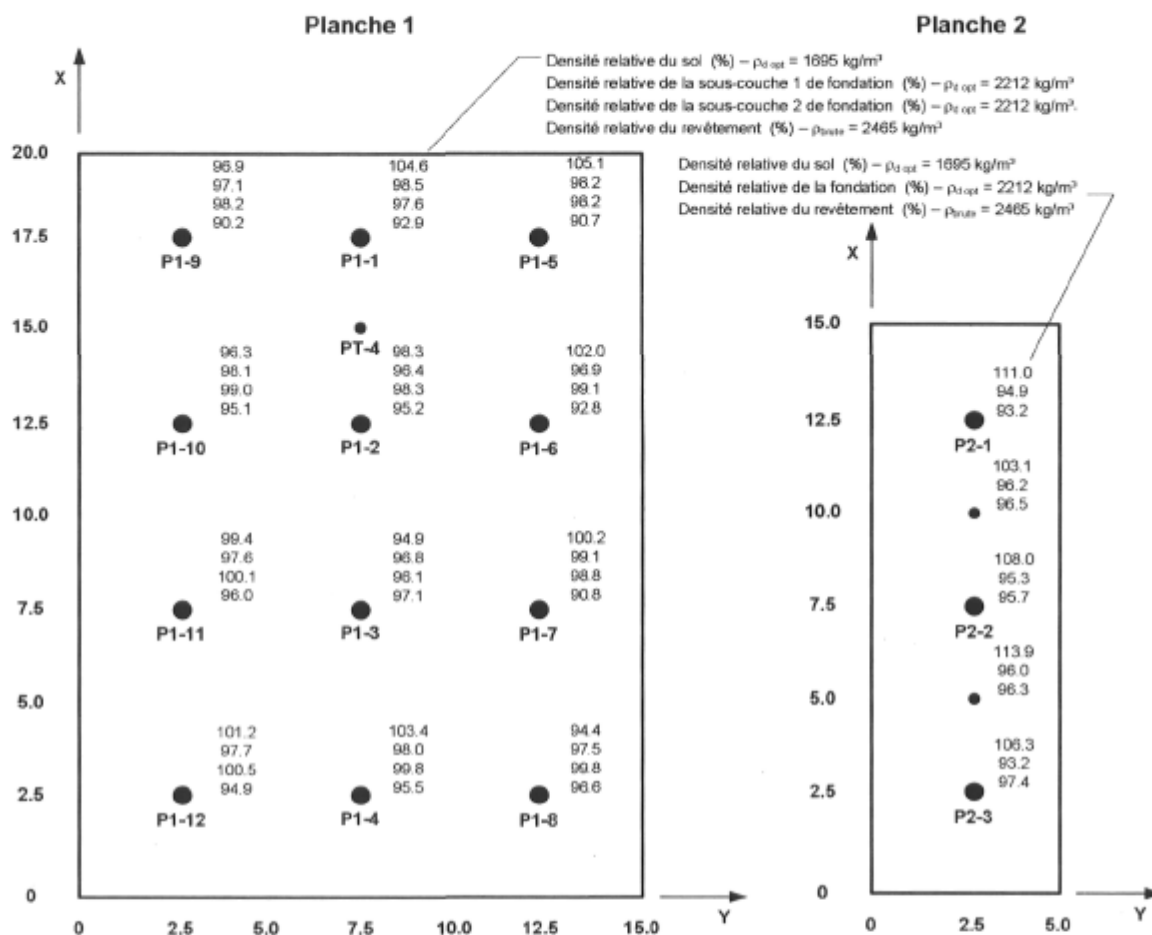


Figure A-4 : Densité relative des matériaux par rapport à l'optimum Proctor modifié.

Sur la planche 1, les valeurs de densité relative de la couche de sol sont plus élevées que 100 % en raison de quelques cailloux et de blocs aux points P1-1, P1-5 et P1-6.

Sur la planche 2, les valeurs de densité relative de la couche de sol sont plus élevées que 100 % en raison de plusieurs cailloux et de blocs sur les premiers 300 à 400 mm.

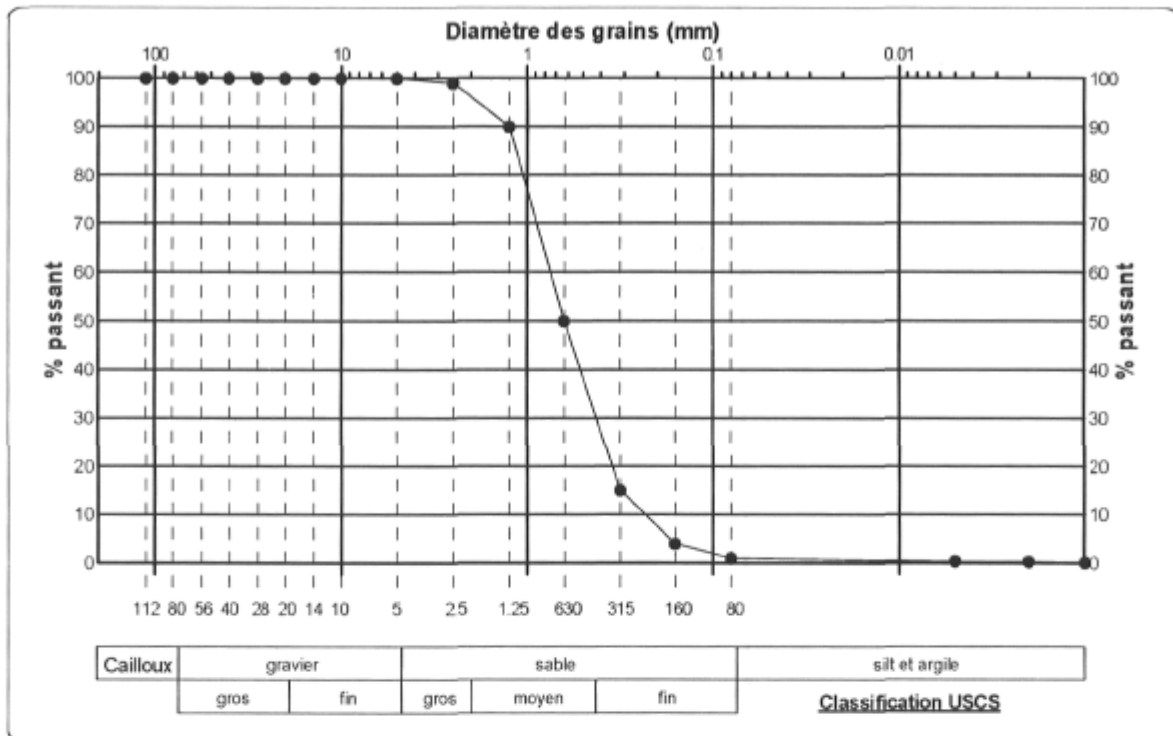


Figure A-5 : Courbe granulométrique du sable d'infrastructure.

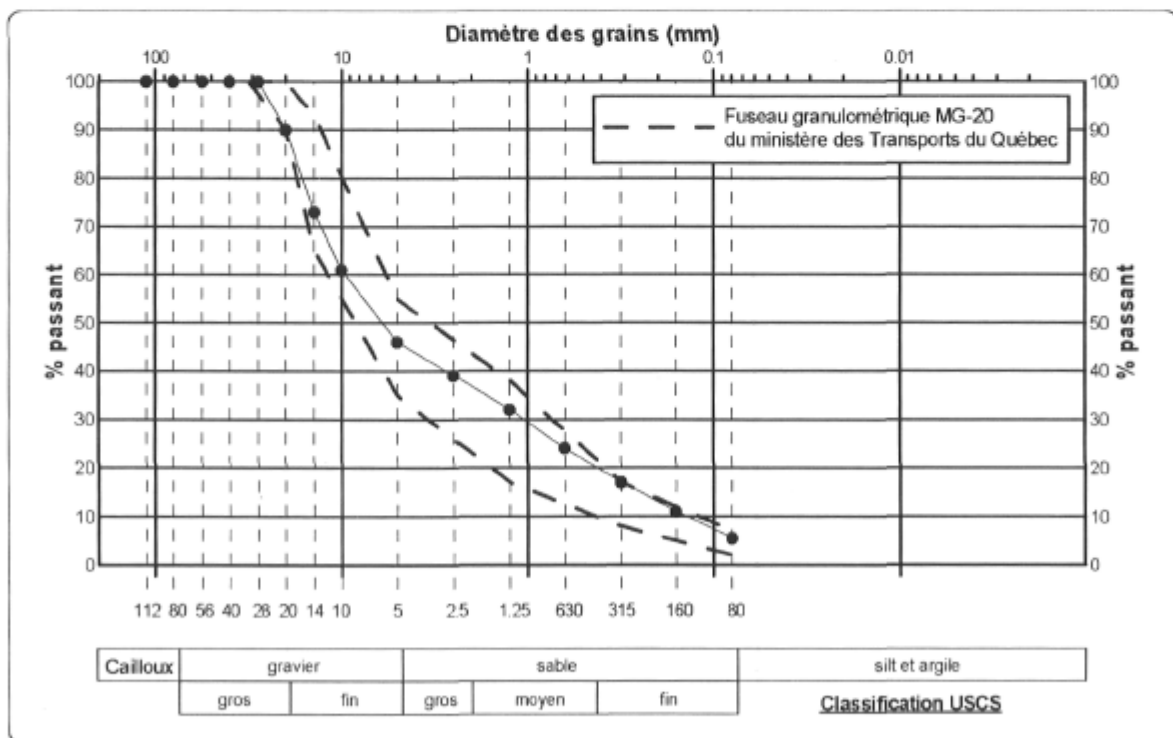


Figure A-6 : Courbe granulométrique du MG-20 de fondation.

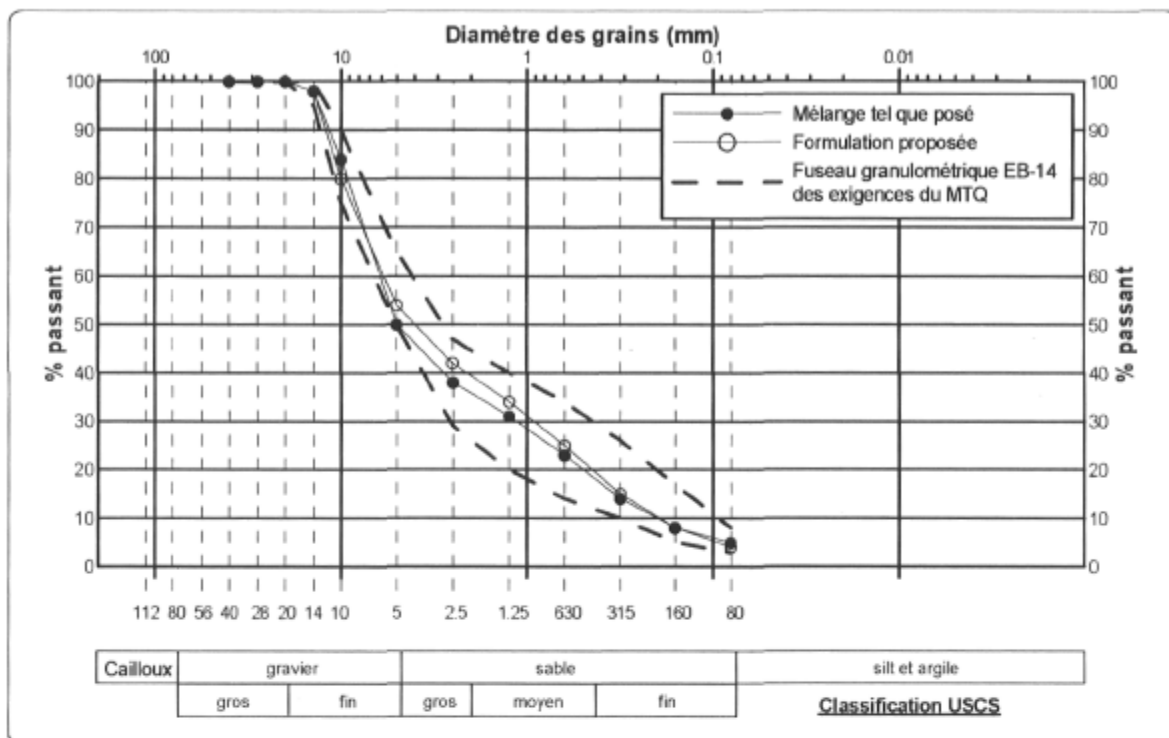



Figure A-7 : Courbe granulométrique des granulats de l'enrobé bitumineux EB-14.

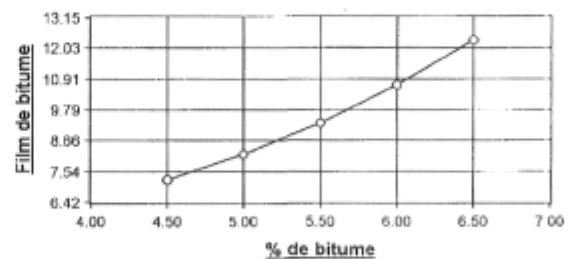
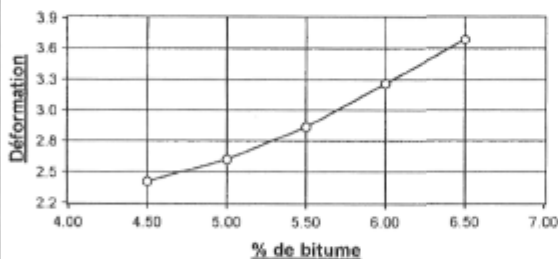
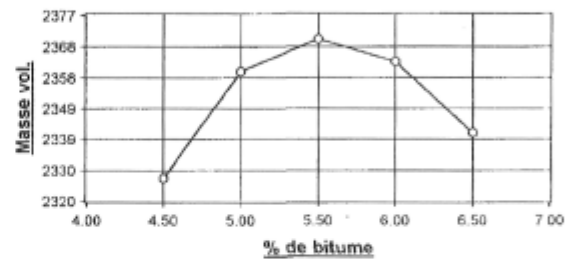
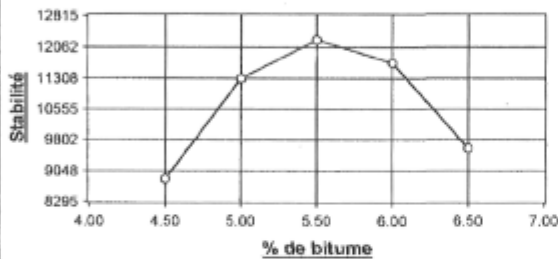
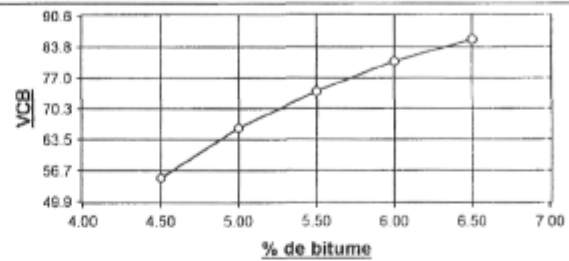
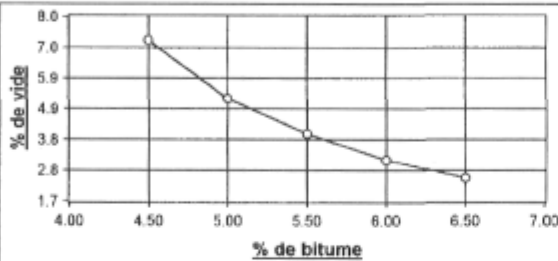
PRÉSENTATION DE FORMULES DE
MELANGE MARSHALL

Projet :	DIVERS PROJETS										N° interne :												
Nom :	Les Entreprises PEB Ltée										Type de mélange : EB-14												
Localisation :	Lac St-Charles										N° de formule : 035834												
N° d'usine :	030										Code de composition: 2B1												
GRANULATS FROIDS																							
Calibre	Ident	C	Provenance				40	28	20	14	10	5.0	2.5	1.25	0.630	0.315	0.160	0.080	% util	DGB	D. app.	% abs	
10-14		P	LAC ST-CHARLES						100	93	20	5	3	3	2	2	2	1.0	20.0	2.654			
5-10		P	LAC ST-CHARLES						100	100	95	14	1	1	1	1	1	0.2	30.0	2.643			
SABLE		S	LAC ST-CHARLES						100	100	100	90	76	60	40	21	9	3.3	25.0	2.647			
0-5		C	LAC ST-CHARLES						100	100	100	100	80	60	45	30	17	9.0	25.0	2.678			
Combiné Granulométrique :									100	99	83	53	40	31	22	13	7	3.3	100.0	2.655			
MÉLANGE																							
Mélange :		Tamis													TG	% Bitume	% Vides	% VCB	Sta- bilité	Défor- mation	Dens. Brute	Dens. Max	
		40	28	20	14	10	5.0	2.5	1.25	0.630	0.315	0.160	0.080										
Formule :																							
Exigences : Min																							
Max																							
Compacité anticipée :		1.11	REMARQUE										RECYCLÉ (VIEUX REVÊTEMENT)										
% de bitume effectif :		4.70											% Bitume: Pénétration:										
% de VAM :		14.6											Présenté à :										
Type de bitume :		PG 58-34											Fonction :										
SST :		5.47											Présenté par : Les Entreprises PEB Ltée										
FBE :		8.89											Représentant : P. Dassylva										
FBE minimum :		6.83	ESSAI À L'ORNIÈREUR										Fonction :										
Tenue à l'eau :			Nombre de cycles :		30000					Date : 03/06/08													
Facteur de justesse (ext.):		0.18	Ornière % :		5.8					Vérifié par : 													
Facteur de justesse (ign.):		0.00	Exigence :		10.0																		

**PRÉSENTATION DE FORMULES DE MÉLANGE MARSHALL
DIAGRAMMES DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES**

Projet : DIVERS PROJETS
Nom : Les Entreprises PEB Ltée
Localisation : Lac St-Charles
N° d'usine : 030

N° interne :
Type de mélange : EB-14
N° de formule : 035834
Code de composition : 2B1



	A	B	C	D	E	F
% de bitume :	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	
% de vides dans le mélange :	7.2	5.2	4.0	3.1	2.5	
% de VAM comblé par le bitume :	55.0	66.0	74.0	80.7	85.5	
Masse volumique :	2327	2360	2370	2363	2341	
Stabilité :	8860	11306	12250	11690	9600	
Déformation :	2.4 mm	2.6 mm	2.9 mm	3.3 mm	3.7 mm	
Film de bitume :	7.26	8.18	9.31	10.69	12.31	
Densité maximum :	2.515	2.498	2.475	2.445	2.409	

Présenté par : P. Dassylva

Date : 03/06/08

Vérifié par :

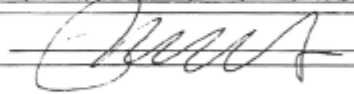
RAPPORT JOURNALIER

Contrat :	DIVERS PROJETS	Projet :	DIVERS CONTRATS	Type de mélange :	EB-14
N° d'usine :	030	Route :		No de formule :	035828
Cliant :	DIVERS ENDROITS	Municipalité :		Facteur de justesse :	(ext.) 0.18 (ign.) 0.00
Fournisseur :	Les Entreprises PEB Ltée	Comté :		Densité des granulats :	2.655
Entrepreneur :	LES ENTREPRISES PEB LTÉE.	Sous-Traitant :		Type de bitume :	PG 58-28

Échantillon				MÉLANGE																						
				Granulométric (% passant)																		Densités		Vide		
No éch.	Date	Chainage	Tonn.	40	28	20	14	10	5.0	2.5	1.25	0.630	0.315	0.160	0.080	TG	SST	% Bit.	FBE	% Vide	% VCB	Stub	Def	Brute	Max	0 g.
3003226	03/09/10			100	100	100	98	84	50	38	31	23	14	8	4.9	451	5.54	4.95	7.44	2.1	82.2			2.465	2.518	

Planche d'essai Université Laval

Moyenne du lot :				100	100	100	98	84	50	38	31	23	14	8	4.9	451	5.54	4.95	7.44	2.1	82.2			2.465	2.518
Formule :				100	100	100	98	80	54	42	34	25	15	8	4.0	460	5.47	5.10	8.89	3.6	75.3	12160	2.7	2.389	2.478
Écart mesuré (cfm) :								4	4	4	3	2	1		0.9	9	0.07	0.15	1.45	1.5	6.9			0.076	0.040
Fuseau :	Minimum :			100	100	100	95	75	50	29	20	14	10	5	3.0			4.70	6.83	2.0		9000	2.0		
	Maximum :			100	100	100	100	90	65	47	40	34	26	17	8.0						5.0	85.0		4.0	

Préparé par :	P. Dassylva	Date :	03/06/11	Véifié par :	
---------------	-------------	--------	----------	--------------	---

Édition M Mesuré

Caractéristiques du bitume PG 58-28 (Performance Grade : -28 à 58 °C)**Raffinerie Jean-Gaulin**

165, Chemin des Îles, C.P. 41055,
Lévis (Québec) G6W 7N1
Téléphone (418) 837-3641 Télécopieur (418) 835-3106

17 004
no 94674

Billet de chargement #: 1752328

BITUME

Attestation de conformité

INFORMATIONS GÉNÉRALES		RECOMMANDATIONS TEMPERATURE D'APPLICATION		
Fabricant: ULTRAMAR LTÉE			Minimale	Maximale
Lieu de fabrication et distribution: SAINT-ROMUALD		Entreposage (°C)	140	175
Classe de bitume: PG58-28 ✓		Malaxage (°C)	143	157
Date de fabrication: 18/Aug/2003				
Lot no.: PG5828-03-02-1501-02-351				
ESSAIS DE CARACTÉRISATION		EXPÉDITION		
Date de caractérisation:	20/Aug/2003	Numéro et nom de la centrale d'enrobage:		
Masse volumique (g/cm ³), 15°C	1.0077			
Masse volumique (g/cm ³), 25°C	1.0056	Transporteur:		
Stabilité au stockage (°C)	0.3 ✓			
BA moyenne (°C)	42.4	No citerie: Date chargement: Quantité livrée:		
Recouvrance d'élasticité (%), 10°C	N/A			
Viscosité Brookfield (Pa's), 135°C	0.327 ✓	REMARQUES		
Viscosité Brookfield (Pa's), 165°C	0.098			
T _g (°C)	60 ✓	UTILISÉ POUR LA PRODUCTION DU 10 SEPTEMBRE 2003		
T _h (°C)	-28.94 ✓			
Module de rigidité S ₀ (MPa)	87.8 ✓	ESPACE RÉSERVÉ AU CLIENT		
Pente m ₁	0.44 ✓			
CONTROLE HEBDOMADAIRE		No du contrat:		
Date du contrôle	27/Aug/2003			
T _c (°C)	61	Prélevé par:		Date:
Module de rigidité S ₂ (MPa)	90.3	No du réservoir à la centrale d'enrobage:		Température
Pente m ₂	0.436	Soumis par: (organisme de contrôle)		
Recouvrance d'élasticité (%), 10°C	N/A			
Préparé par: Gilles Desroches	<i>Gilles Desroches</i>	À l'usage du laboratoire		
CONTROLE JOURNALIER				
Date de contrôle	N/A	<i>[Signature]</i>		
Viscosité Brookfield (Pa's), 135°C	N/A			
Viscosité Brookfield (Pa's), 165°C	N/A	Approuvé par: <i>[Signature]</i> Date: 27 August 2003		

Accéléromètre

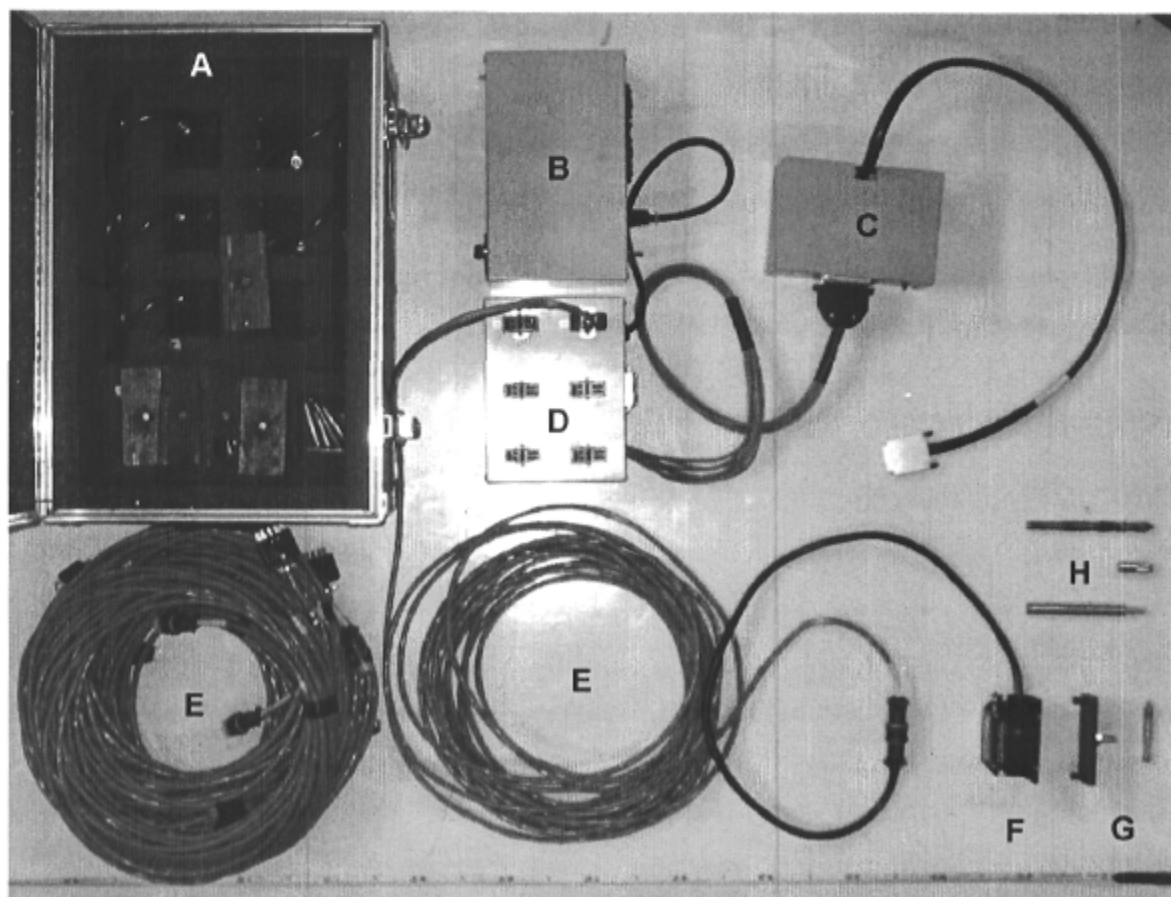


Figure A-8 : Appareillage des accéléromètres; A) Boîte de transport des six accéléromètres et des composants d'acquisition et d'alimentation, B) Unité d'alimentation des accéléromètres, C) Bloc de connexion NI CB-68LP avec câble de connexion NI SHC 68-68 EP vers la carte d'acquisition NI DAQCard-6036E installée sur le portable d'acquisition, D) Boîtier 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.

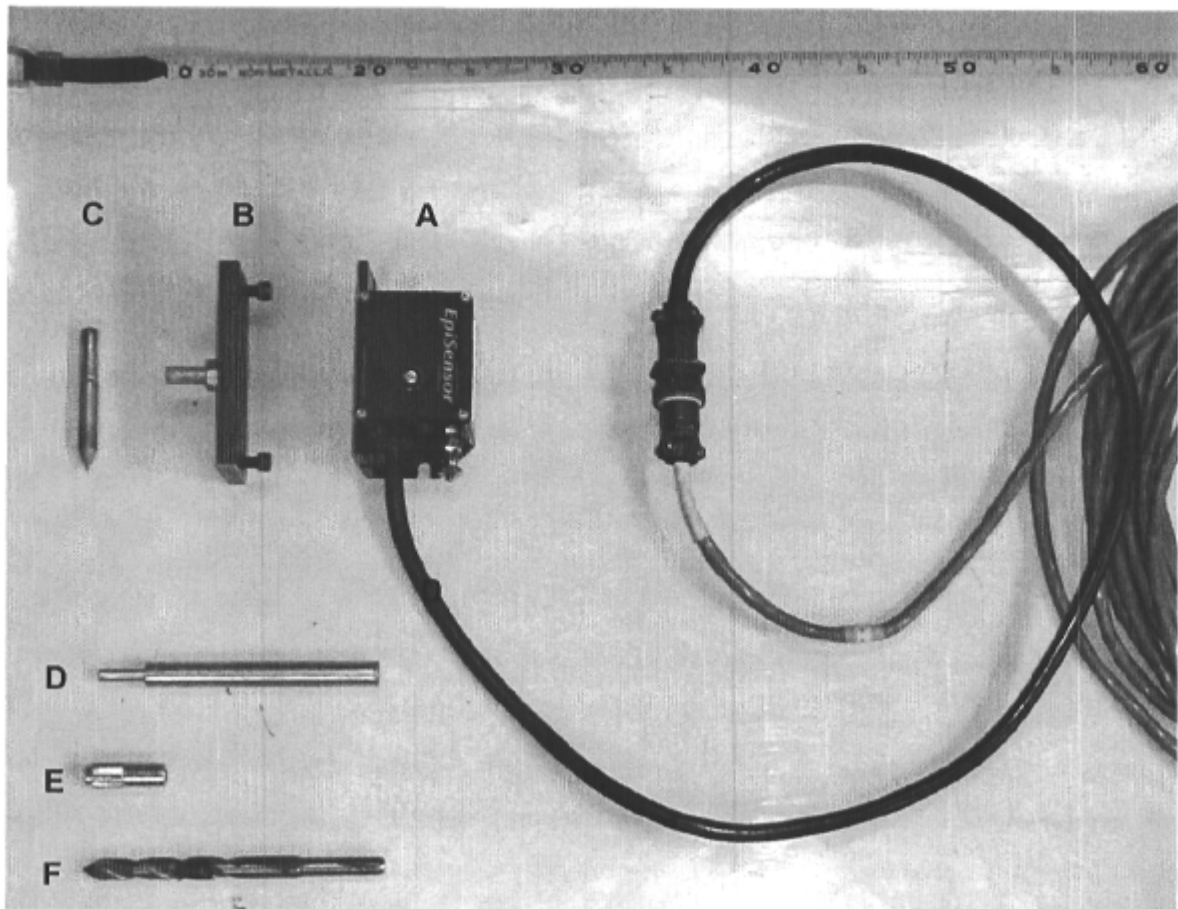


Figure A-9 : A) Accéléromètre EpiSensor modèle FBA ES-U, B) Base s'installation de l'accéléromètre avec tige filetée, C) Pointe de remplacement de la tige filetée pour les sols et matériaux granulaires, D) Outil de mise en place de la cheville, E) Cheville métallique pour ancrer les accéléromètres à la surface du revêtement, F) Mèche à béton pour forer le trou d'insertion de la cheville.

Note : la cheville métallique est en plus collée à l'enrobé bitumineux dans le trou.

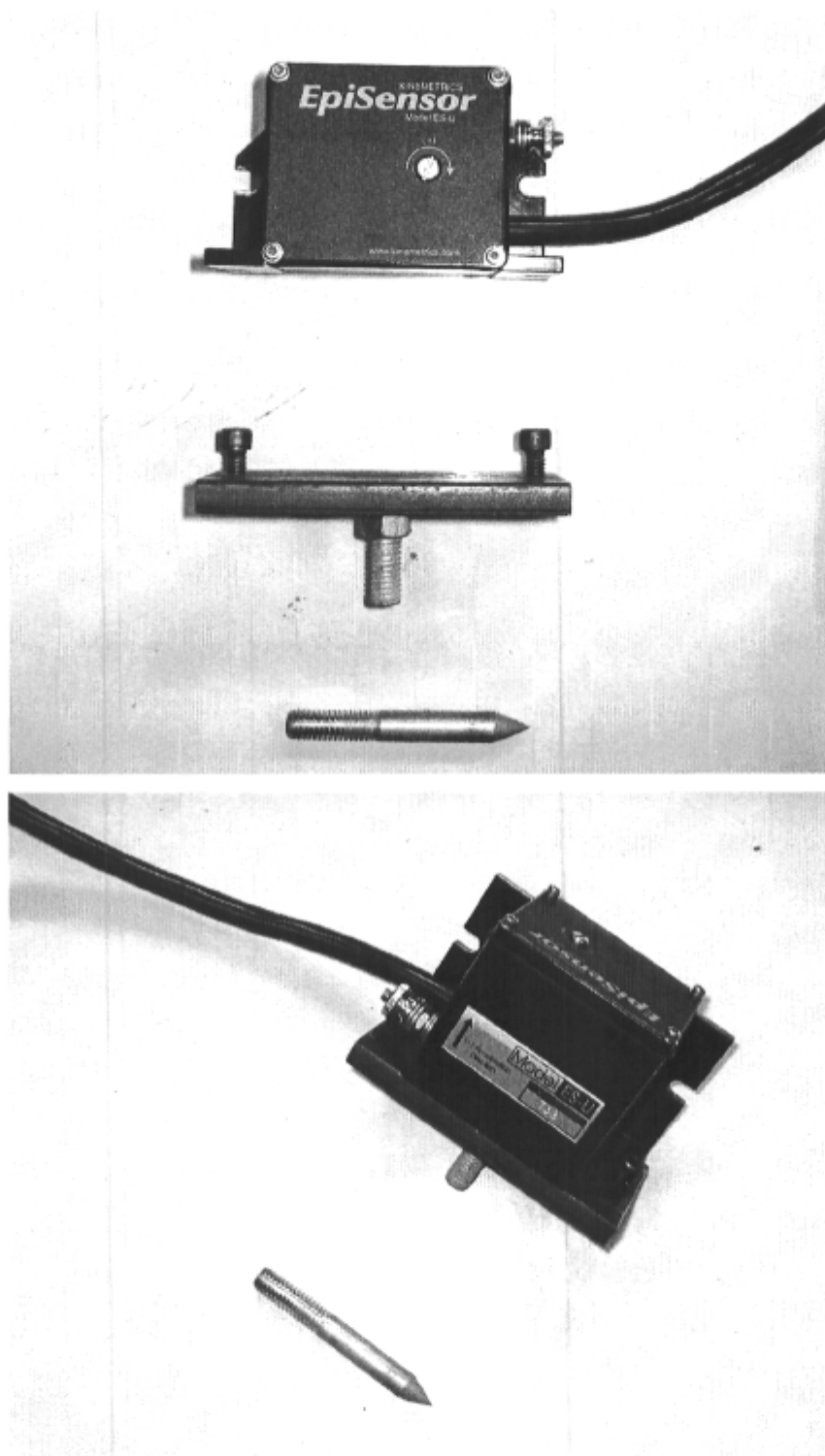


Figure A-10 : Détail de l'accéléromètre, de la base d'installation, de la tige filetée et de la pointe et de l'accéléromètre fixé à la base d'installation.

Tableau A-7 : Spécifications des accéléromètres.

Spécifications	Valeur
Marque et modèle	Kinematics, EpiSensor FBA ES-U
Type	Accélération verticale
Gamme dynamique	145 dB +
Bande passante	DC à 200 Hz
Plage de mesure possible	Sélectionnable à $\pm 0.25g$, $\pm 0.5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ et $\pm 4g$
Voltage de sortie possible	Sélectionnable entre ± 2.5 et ± 10 V asymétrique ou entre ± 5.0 et ± 20 V différentiel
Plage de mesure utilisée	$\pm 2g$
Voltage de sortie utilisé	± 5.0 V
Sensibilité	2.5 V/g
Résolution	0.0005 m/s ²
Alimentation	12 V

Référence

Kinematics, 2002. EpiSensor Force Balance Accelerometer Model FBA ES-U, User Guide. Document 301925, Revision A, Kinematics, Inc., Pasadena, Californie.

Essai cross-hole

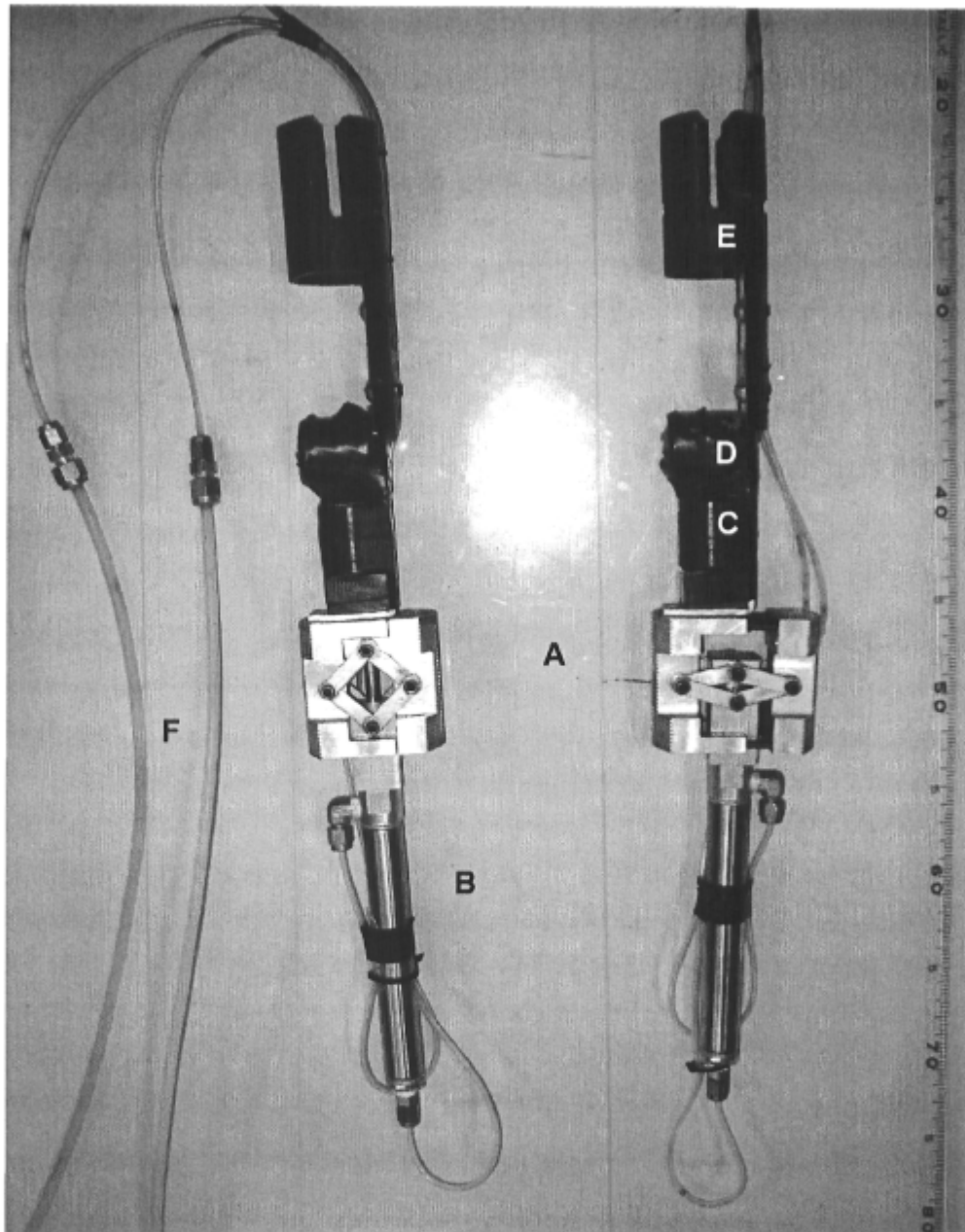


Figure A-11 : Nouvelles sondes d'essais cross-hole : A) système de mâchoires en aluminium actionnés mécaniquement par un cylindre à air comprimée – système fermé à gauche et système ouvert à droite, B) Cylindre à air comprimé, C) Géophone vertical, D) géophone horizontal, E) Support de la sonde sur lequel 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.

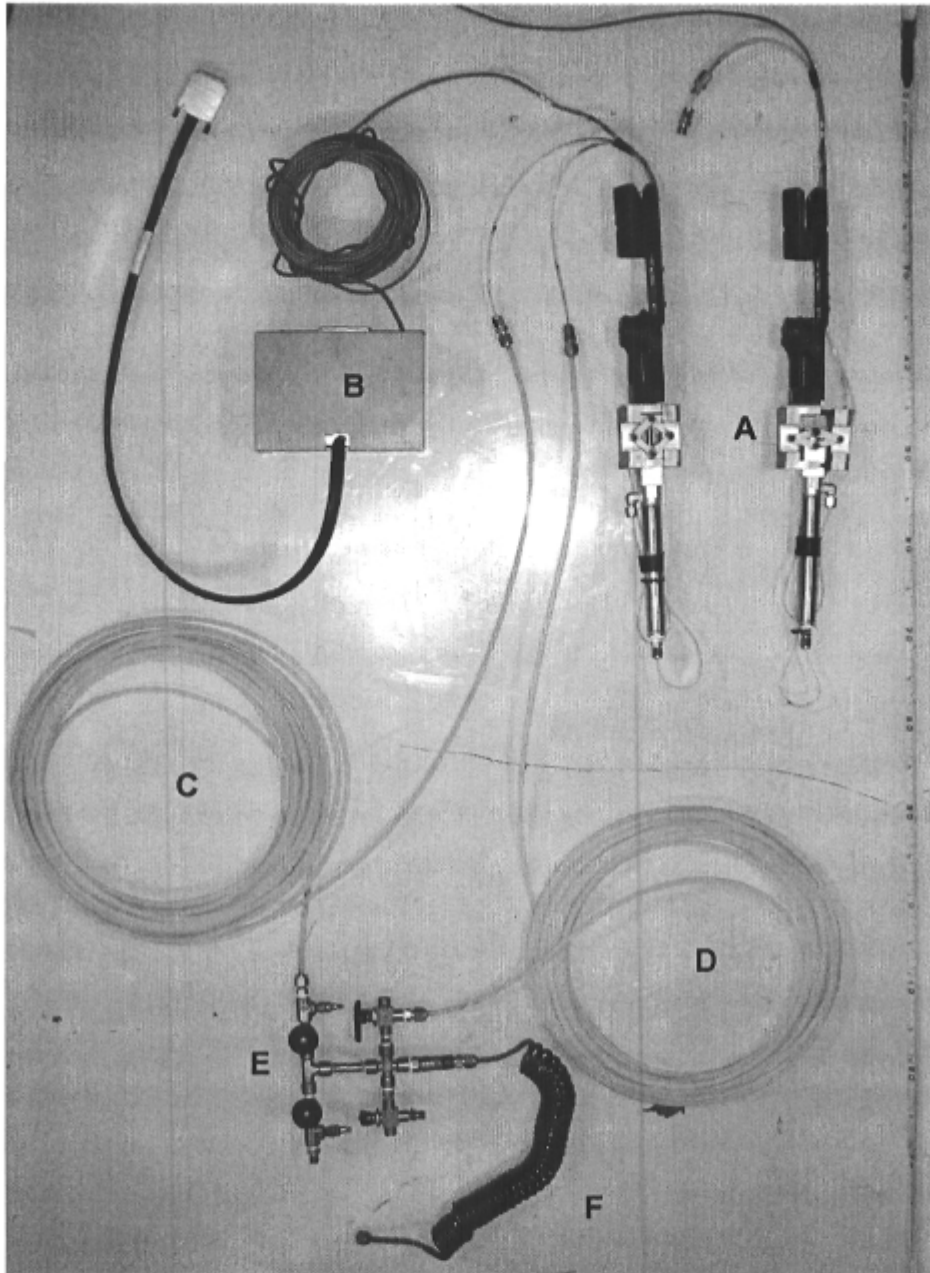


Figure A-12 : Appareillage des essais cross-hole; A) Sondes (fermée à gauche et ouverte à droite), B) Bloc de connexion NI CB-68LP avec câble de connexion NI SHC 68-68 EP vers la carte d'acquisition NI DAQCard-6036E installée dans le portable d'acquisition, C) Boyau pour ouvrir la sonde, D) Boyau pour fermer la sonde, E) Système de valves, F) Boyau de connexion avec le réservoir d'air comprimé.

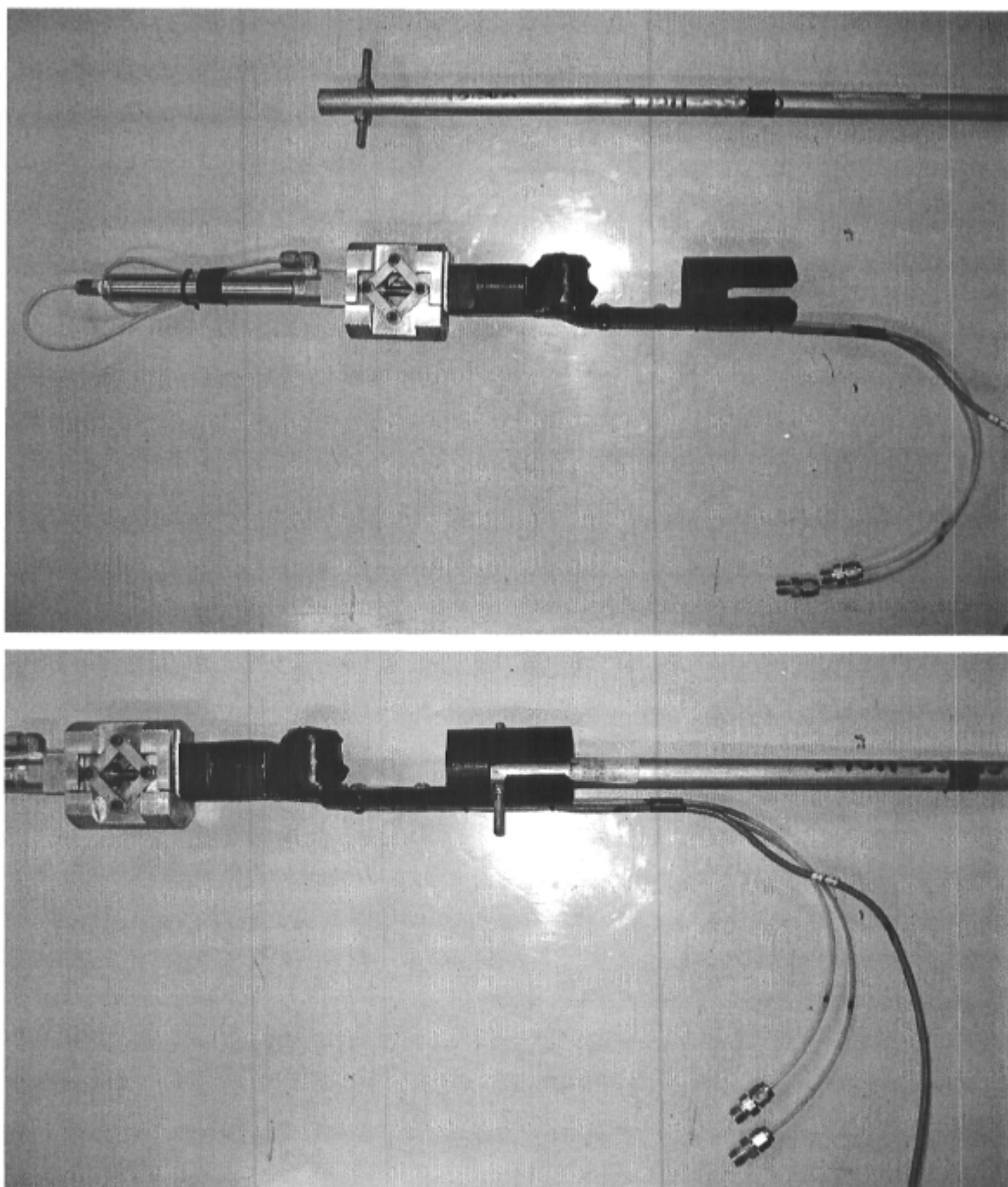


Figure A-13: Système de mise en place des sondes cross-hole dans les tubages à l'aide d'une perche spécialement adaptée.

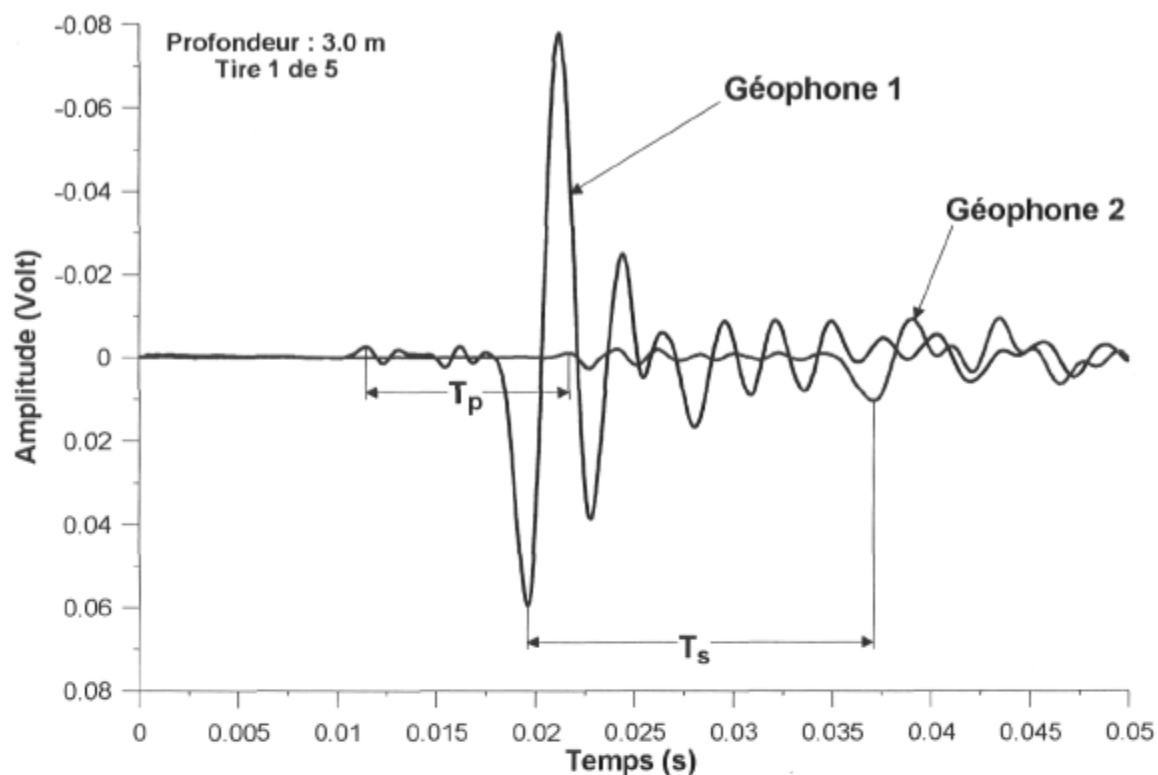


Figure A-14 : Signaux typiques des essais cross-hole dans le dépôt de sable : T_p est le temps de parcours des ondes de compression (qui n'a pas été utilisé lors de l'analyse) et T_s est le temps de parcours des ondes de cisaillement mesurées par les géophones verticaux 1 et 2 respectivement des tubes 2 et 3, la source étant dans le tube 1 (Les tubes sont séparés d'une distance de 4.5 m).

Essai de plaque

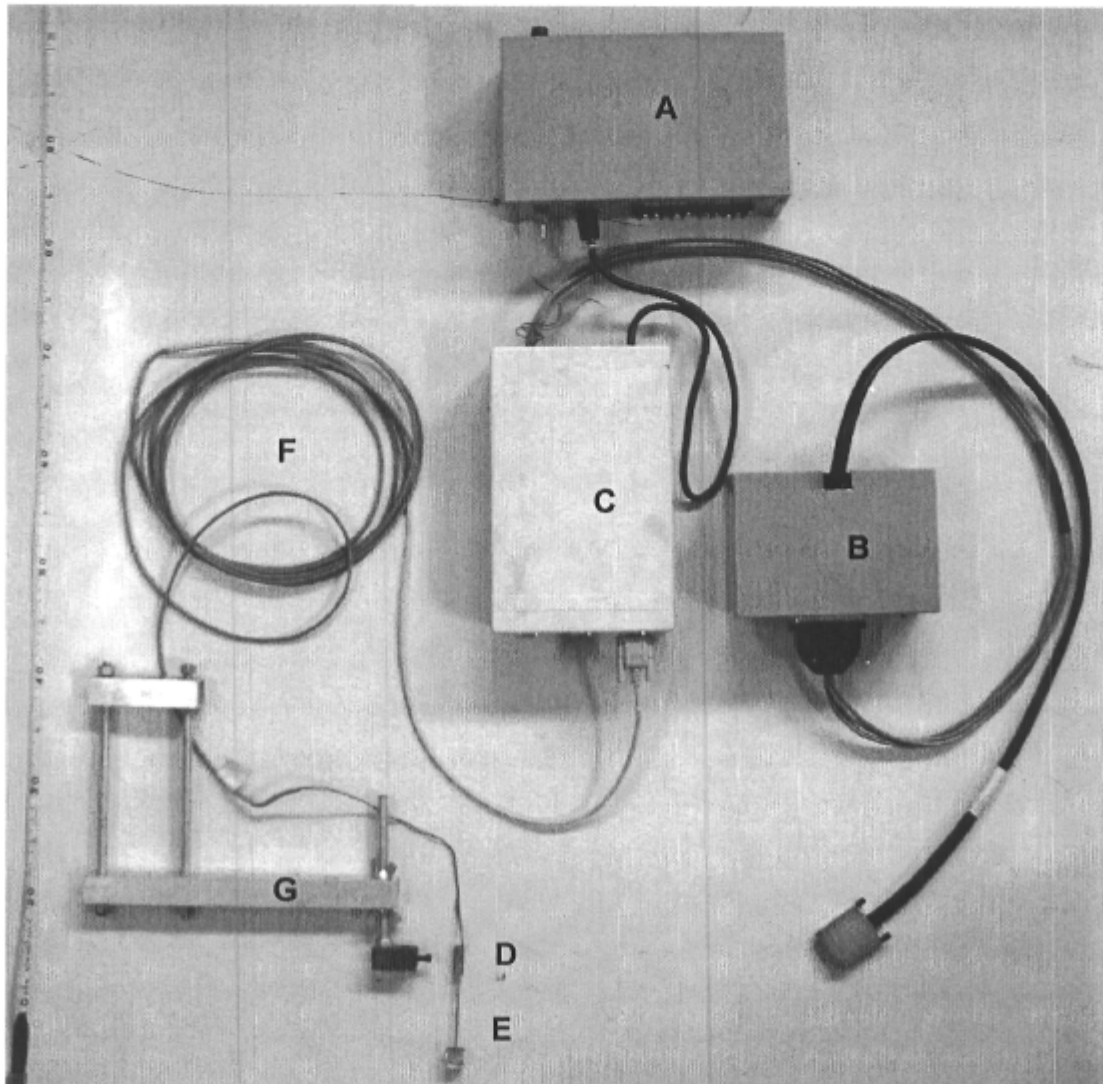


Figure A-15 : Appareillage des essais de plaque; A) Unité d'alimentation des LVDT, B) Bloc de connexion NI CB-68LP avec câble de connexion NI SHC 68-68 EP vers la carte d'acquisition NI DAQCard-6036E installée dans le portable d'acquisition, C) Boîtier des composants électroniques des LVDT comprenant 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.

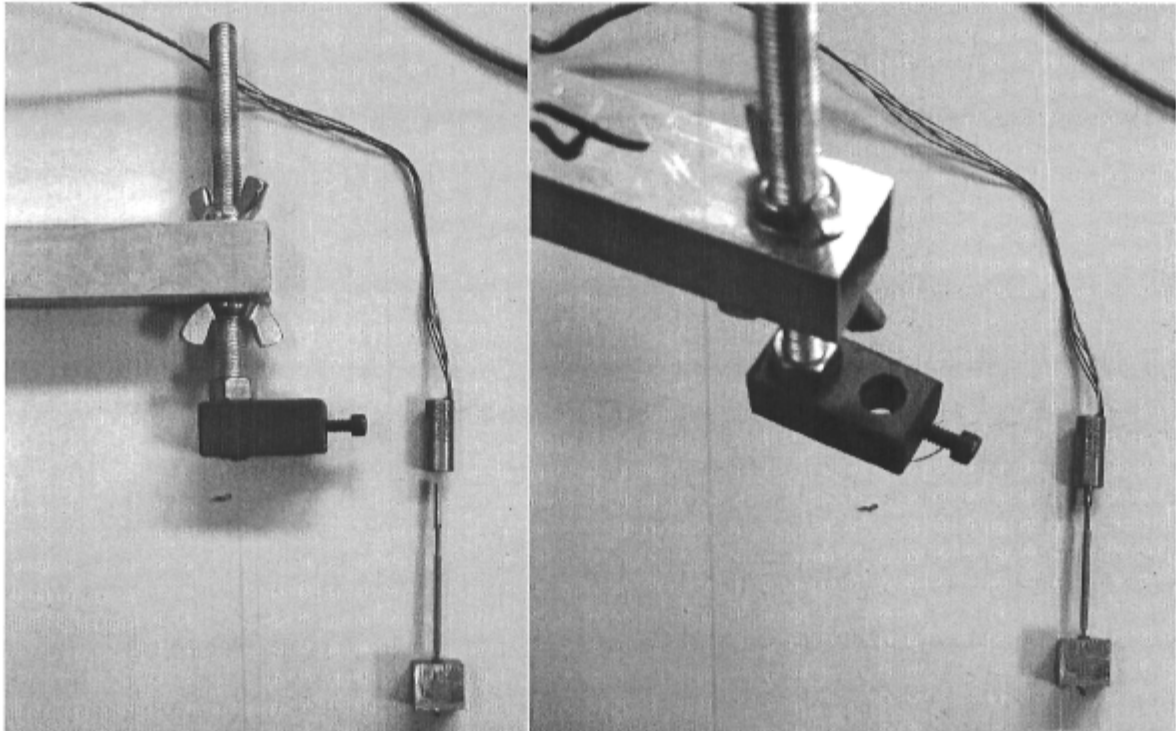


Figure A-16 : Vues rapprochées du LVDT, du support de la bobine, du curseur monté sur une tige filetée et de la pesée en laiton.

Tableau A-8 : Spécifications des LVDT miniatures.

Spécifications	Valeur
Marque, modèle et numéro	Schaevitz Sensors, Serie MHR, 100
Course linéaire nominale	± 2.54 mm
Voltage d'alimentation	3 V rms
Résolution	0.1 μm
Sensibilité	110 mV/V/mm

Tableau A-9 : Spécifications des cellules de charge.

Spécifications	Cellule 10 000 lb	Cellule 20 000 lb
Marque, modèle et numéro	Omega, LCHD-10 K	Strainsert, FL25U-3SG
Plage de mesure	0 – 45 kN	0 – 90 kN
Voltage d'alimentation	10 V DC	10 V DC
Pont de résistance	350 ohms	350 ohms
Linéarité	$\pm 0.1\%$ F.S.	$\pm 0.25\%$ F.S.
Sensibilité	30 mV/V	3 mV/V

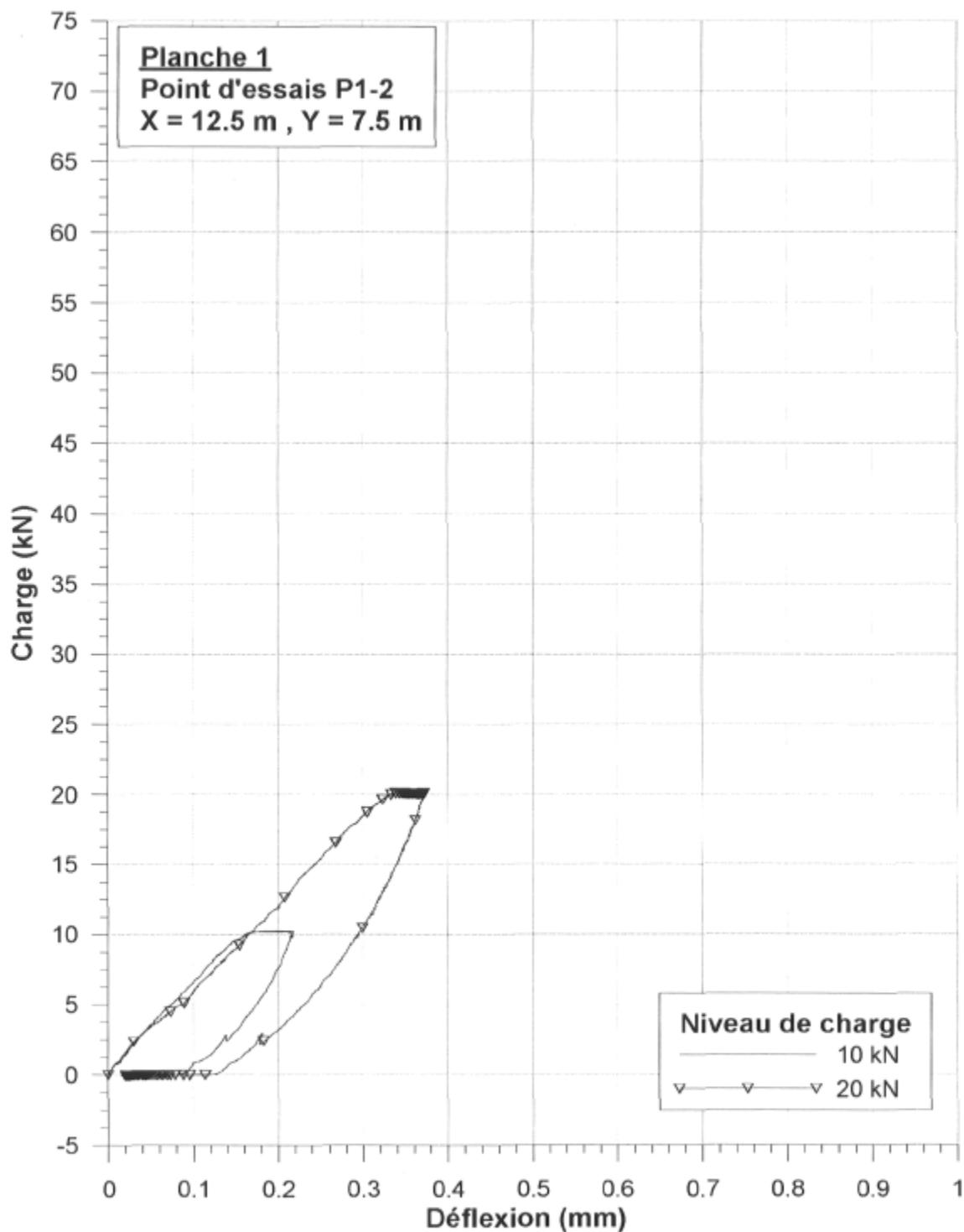


Figure A-17 : Relations charge – déflexion du LVDT 1 au troisième cycle de chargement pour chacun des niveaux de charge au point P1-2 sur la planche 1.

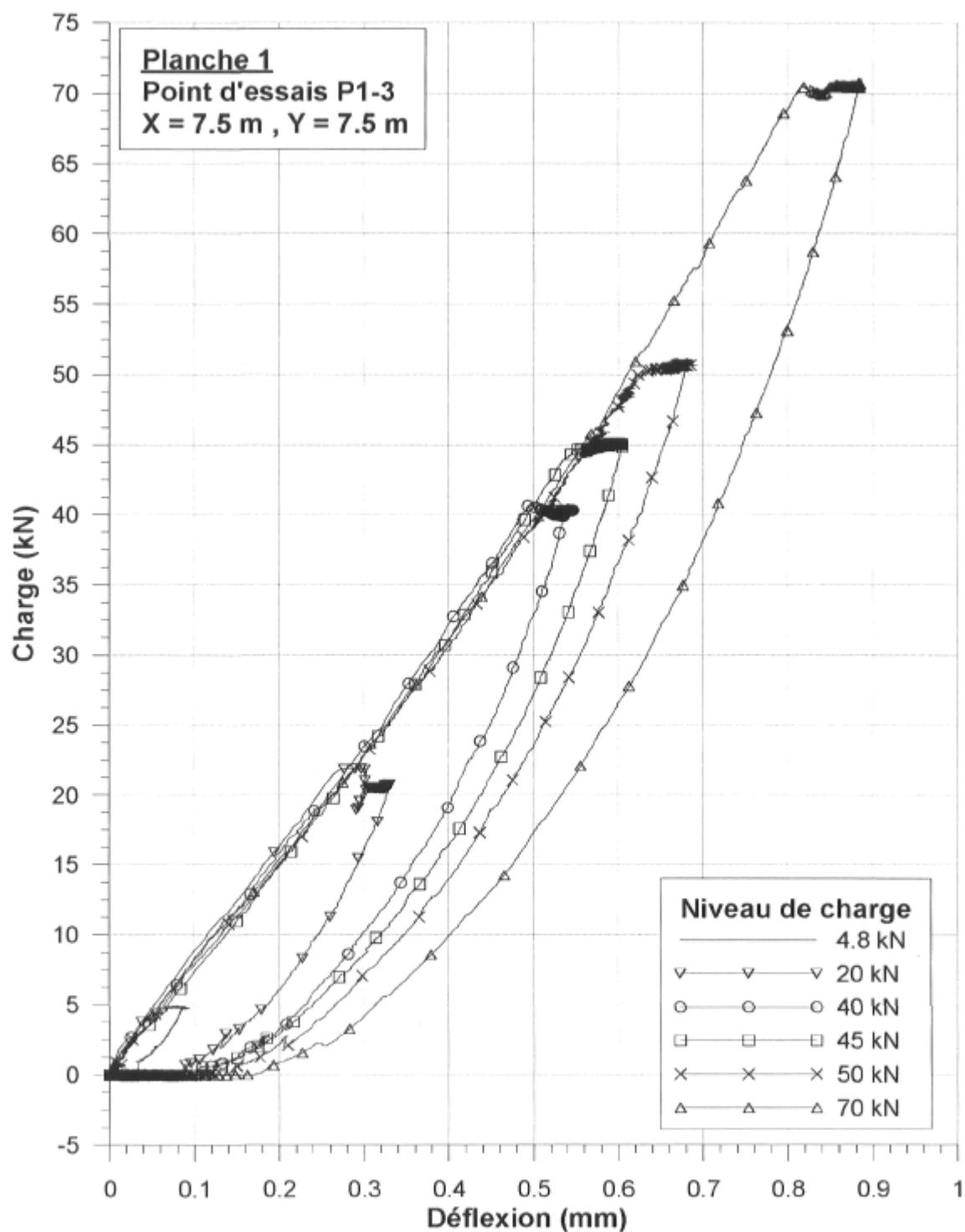


Figure A-18 : Relations charge – déflexion du LVDT 1 au troisième cycle de chargement pour chacun des niveaux de charge au point P1-3 sur la planche 1.

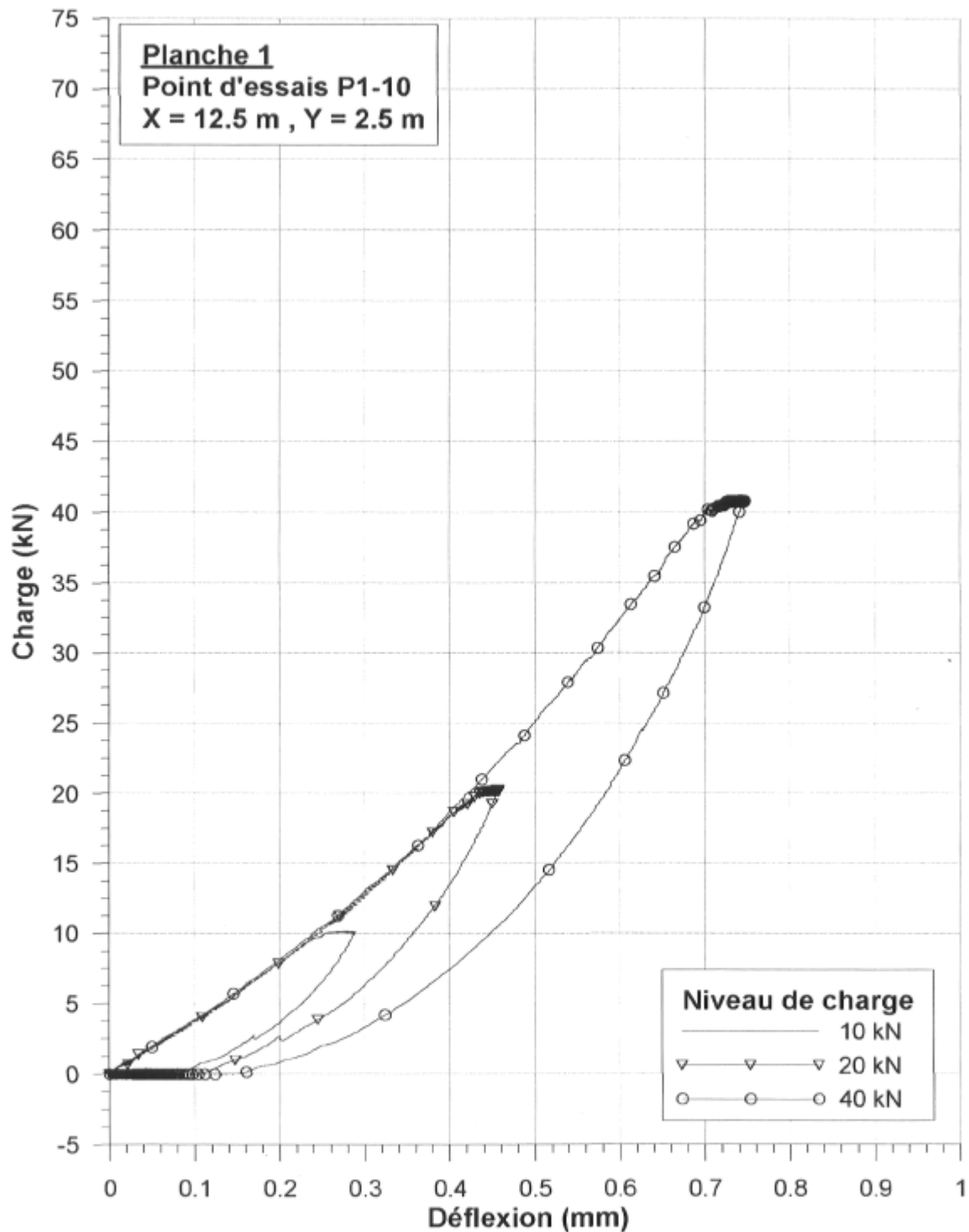


Figure A-19 : Relations charge – déflexion du LVDT 1 au troisième cycle de chargement pour chacun des niveaux de charge au point P1-10 sur la planche 1.

Annexe B

Données de température du revêtement

Sonde de température pour les essais FWD sur chaussée

Correction des températures mesurées

Projet : Site d'essais à la sablière des Entreprises PEB Inc.
 Localisation : Planche 1
 Date : Août, septembre, octobre 2003

Therm n° 1 95 mm Épaisseur du revêtement 102
 Therm n° 2 55 mm
 Therm n° 3 15 mm

Températures mesurées (°C)			Températures corrigées (°C)			Heure	T (°C)
Thermistance			Thermistance				
1	2	3	1	2	3		
Relevés du 2003-09-24							
25.0	26.2	25.3	25.0	26.6	25.8	15:25	25.9
24.7	25.9	24.7	24.7	26.3	25.2	15:31	25.5
24.4	25.2	23.7	24.4	25.6	24.2	15:38	24.8
24.2	24.9	24.2	24.2	25.3	24.7	15:44	24.8
24.1	24.8	24.8	24.1	25.2	25.3	15:47	24.9
23.9	24.5	23.7	23.9	24.9	24.2	15:54	24.4
23.8	24.1	22.8	23.8	24.5	23.3	16:01	23.9
23.7	23.9	23.0	23.7	24.3	23.5	16:08	23.8
23.6	23.7	22.5	23.6	24.1	22.9	16:14	23.6
23.5	23.6	22.5	23.5	24.0	22.9	16:19	23.5
23.4	23.5	22.3	23.4	23.9	22.7	16:28	23.4
23.3	23.2	22.0	23.3	23.6	22.4	16:40	23.1
23.3	23.0	21.0	23.3	23.4	21.4	16:47	22.7
23.2	22.9	21.3	23.2	23.3	21.7	16:52	22.7
23.1	22.7	21.4	23.1	23.1	21.8	16:57	22.6
23.0	22.4	20.3	23.0	22.7	20.7	17:01	22.1
Relevés du 2003-09-25							
20.7	21.6	22.5	20.7	21.9	22.9	12:01	22.0
20.8	21.4	21.6	20.8	21.7	22.0	12:08	21.6
Relevés du 2003-10-08							
9.4	9.4	9.8	9.3	9.6	10.0	10:26	9.7
10.7	11.5	12.9	10.6	11.7	13.2	11:53	11.9
11.4	12.6	14.3	11.3	12.9	14.6	12:28	13.0
13.8	16.8	18.8	13.7	17.1	19.2	13:23	16.9
13.9	16.7	18.3	13.8	17.0	18.7	13:27	16.7
16.1	19.1	20.9	16.0	19.4	21.3	14:30	19.2
17.0	19.6	21.6	17.0	19.9	22.0	15:04	19.9
17.5	19.2	21.1	17.5	19.5	21.5	16:17	19.7
17.5	19.0	19.4	17.5	19.3	19.8	16:26	19.0
17.6	18.8	19.1	17.6	19.1	19.5	16:31	18.8

Températures mesurées (°C)			Températures corrigées (°C)			Heure	T (°C)
Thermistance			Thermistance				Moyenne pondérée
1	2	3	1	2	3		
17.6	18.6	18.7	17.6	18.9	19.1	16:35	18.6
Relevés du 2003-10-10							
9.9	10.5	13.1	9.8	10.7	13.4	9:42	11.4
10.5	11.8	14.9	10.4	12.0	15.2	10:05	12.7
11.3	13.3	17.0	11.2	13.6	17.3	10:26	14.2
12.4	15.0	19.2	12.3	15.3	19.6	10:53	16.0
12.8	15.7	19.7	12.7	16.0	20.1	11:03	16.5
13.1	15.7	18.9	13.0	16.0	19.3	11:10	16.3
13.4	16.2	20.7	13.3	16.5	21.1	11:17	17.2
18.2	22.4	25.0	18.2	22.7	25.5	13:12	22.5
19.1	23.2	27.4	19.1	23.6	27.9	13:26	23.9
19.7	23.7	27.8	19.7	24.1	28.4	13:52	24.4
19.9	23.9	27.9	19.9	24.3	28.5	13:58	24.5
20.8	24.4	26.5	20.8	24.8	27.0	14:30	24.5
21.6	23.0	23.3	21.6	23.4	23.8	16:11	23.0
21.4	22.4	22.6	21.4	22.7	23.1	16:28	22.5
21.2	22.1	22.3	21.2	22.4	22.7	16:37	22.2
Relevés du 2003-10-20							
5.4	5.9	6.9	5.3	6.1	7.1	11:20	6.2
5.5	5.9	6.5	5.4	6.1	6.6	11:22	6.1
5.7	6.2	7.2	5.6	6.4	7.4	11:32	6.5
6.0	6.7	8.2	5.9	6.9	8.4	11:47	7.1
6.3	7.0	7.7	6.2	7.2	7.9	11:58	7.2
6.6	7.0	7.3	6.5	7.2	7.5	12:12	7.1
7.1	7.3	7.1	7.0	7.5	7.3	12:57	7.3
7.3	7.1	6.4	7.2	7.3	6.5	13:23	7.0
7.3	6.9	6.2	7.2	7.1	6.3	13:55	6.9
7.3	6.7	5.8	7.2	6.9	5.9	14:13	6.6
Relevés du 2003-10-23							
4.4	3.9	4.0	4.3	4.1	4.1	9:36	4.1
5.4	5.6	6.4	5.3	5.8	6.5	11:07	5.9
6.3	6.8	7.3	6.2	7.0	7.5	12:05	6.9
6.4	6.9	7.6	6.3	7.1	7.8	12:17	7.1
6.6	7.2	7.8	6.5	7.4	8.0	12:27	7.4
Relevés du 2003-10-24							
6.3	6.5	6.6	6.2	6.7	6.7	13:20	6.6
6.4	6.2	5.9	6.3	6.4	6.0	14:33	6.2
Relevés du 2003-10-28							
6.0	6.1	6.5	5.9	6.3	6.6	12:47	6.3
6.2	6.3	6.7	6.1	6.5	6.8	12:49	6.5
6.3	6.3	6.7	6.2	6.5	6.8	14:34	6.5

Températures mesurées (°C)			Températures corrigées (°C)			Heure	T (°C)
Thermistance			Thermistance				Moyenne pondérée
1	2	3	1	2	3		
6.3	6.4	6.8	6.2	6.6	7.0	14:58	6.6
Relevés du 2003-10-31							
5.3	5.3	5.8	5.2	5.5	5.9	8:54	5.6
5.6	5.9	7.6	5.5	6.1	7.8	9:21	6.5
5.8	6.3	7.6	5.7	6.5	7.8	9:37	6.7
6.0	6.7	8.9	5.9	6.9	9.1	9:47	7.4
6.4	6.7	8.3	6.3	6.9	8.5	10:07	7.3
6.7	7.5	8.9	6.6	7.7	9.1	10:23	7.9
8.4	10.0	10.8	8.3	10.2	11.0	11:58	10.0
8.9	9.8	9.9	8.8	10.0	10.1	12:00	9.7
9.1	9.8	10.1	9.0	10.0	10.3	13:23	9.9
9.2	9.8	10.4	9.1	10.0	10.6	13:41	10.0
9.2	9.9	10.3	9.1	10.1	10.5	14:03	10.0
9.3	9.9	10.6	9.2	10.1	10.8	14:16	10.1
9.3	9.6	9.5	9.2	9.8	9.7	14:30	9.6
8.4	10.0	10.8	8.3	10.2	11.0	14:45	10.0
8.9	9.8	9.9	8.8	10.0	10.1	15:05	9.7
9.1	9.8	10.1	9.0	10.0	10.3	15:18	9.9
Essai de plaque - relevés du 2003-10-14 au P1-2							
11.6	11.2	11.4	11.5	11.4	11.6	11:38	11.5
11.7	11.4	11.8	11.6	11.6	12.0	12:00	11.8
12.0	11.7	12.3	11.9	11.9	12.6	12:35	12.1
12.2	12.1	12.9	12.1	12.3	13.2	13:07	12.6
12.3	12.2	13.1	12.2	12.4	13.4	13:12	12.7
Essai de plaque - relevés du 2003-10-14 au P1-10							
19.2	20.8	21.2	19.2	21.1	21.6	14:10	20.8
19.1	20.3	20.8	19.1	20.6	21.2	14:33	20.4
19.1	20.0	20.6	19.1	20.3	21.0	14:57	20.2
19.1	19.9	20.4	19.1	20.2	20.8	15:17	20.1
Essai de plaque - relevés du 2003-10-30 au P1-3							
5.6	5.3	5.5	5.5	5.5	5.6	11:30	5.5
5.7	5.6	6.2	5.6	5.8	6.3	12:07	5.9
5.9	6.0	6.5	5.8	6.2	6.6	13:00	6.2
6.1	6.1	6.6	6.0	6.3	6.7	13:25	6.4
6.2	6.1	6.5	6.1	6.3	6.6	14:55	6.4

Annexe C

Bassins de déflexion des essais FWD

Liste des tableaux des essais FWD selon les catégories d'essais

Ces tableaux sont compilés dans le fichier EXCEL « EssaisFWD.xls » inclut dans le CD joint au présent document. Les fichiers FWD de tous les essais sont également compilés sur ce CD (données synthèses et d'historiques).

Essais FWD conjoints MTQ et UL sur la couche de fondation

FWD UL

Tableau C-1 : Données brutes des essais FWD sur la couche de fondation entre les chaînages (X) 18.5 m (point 1) et 6.5 m (point 11) (Y = 2.5 m)

Tableau C-2 : Données brutes des essais FWD sur la couche de fondation entre les chaînages (X) 18.5 m (point 1) et 6.5 m (point 11) (Y = 2.5 m)

FWD MTQ

Tableau C-3 : Données brutes des essais FWD sur la couche de fondation entre les chaînages (X) 18.5 m (point 1) et 6.5 m (point 11) (Y = 2.5 m)

Tableau C-4 : Données brutes des essais FWD sur la couche de fondation entre les chaînages (X) 18.5 m (point 1) et 6.5 m (point 11) (Y = 2.5 m)

Essais FWD conjoints MTQ et UL pour les niveaux de charge standards

FWD UL

Tableau C-5 : Données brutes des essais FWD sur le revêtement pour les niveaux de charge de 27, 40, 50 et 73 kN

Tableau C-6 : Données brutes des essais FWD sur le revêtement pour les niveaux de charge de 27, 40, 50 et 73 kN

FWD MTQ

Tableau C-7 : Données brutes des essais FWD sur le revêtement pour les niveaux de charge de 27, 40, 50 et 73 kN

Tableau C-8 : Données brutes des essais FWD sur le revêtement pour les niveaux de charge de 27, 40, 50 et 73 kN

Essais FWD UL de vérification avec les accéléromètres

Tableau C-9 : Données brutes des essais FWD avec les accéléromètres au point PT 4 sur la couche de fondation

Tableau C-10 : Données brutes des essais FWD avec les accéléromètres au point PT 4 sur le revêtement

Tableau C-11 : Données brutes des essais FWD avec les accéléromètres au point P2-1 sur le revêtement

Essais FWD UL de suivi de température au point P1-1

Tableau C-12 : Données brutes des essais FWD lors du suivi de la température au point P1-1 sur la planche 1

Essais FWD UL avec la configuration standard du système de chargement pour des niveaux de charge entre 27 et 75 kN

Tableau C-13 : Données brutes des essais FWD pour des niveaux de charge entre 27 et 75 kN

Tableau C-14 : Données brutes des essais FWD pour des niveaux de charge entre 27 et 75 kN

Essais FWD UL avec la configuration non standard du système de chargement pour des niveaux de charge entre 27 et 150 kN

Tableau C-15 : Données brutes des essais FWD sur le revêtement avec 10 plaques et 8 amortisseurs rigides

Tableau C-16 : Données brutes des essais FWD sur le revêtement avec 10 plaques et 8 amortisseurs rigides

Tableau C-17 : Données brutes des essais FWD avec 7 plaques, 4 amortisseurs mous et 4 amortisseurs rigides

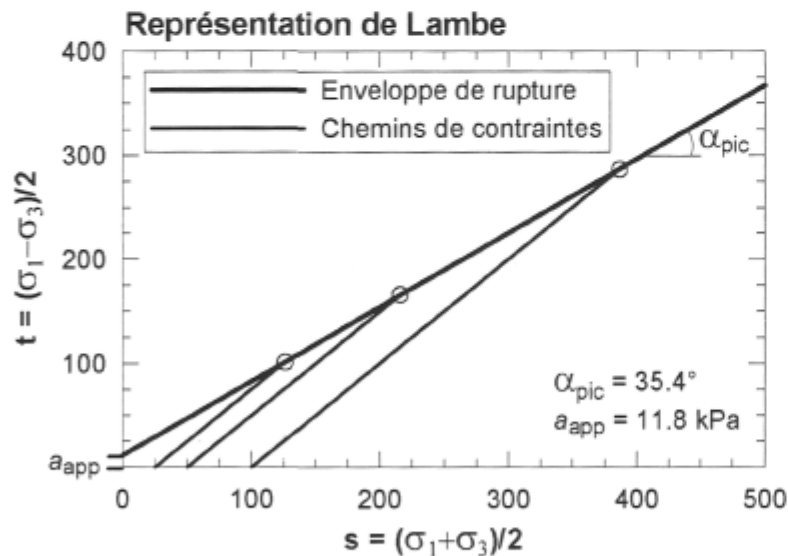
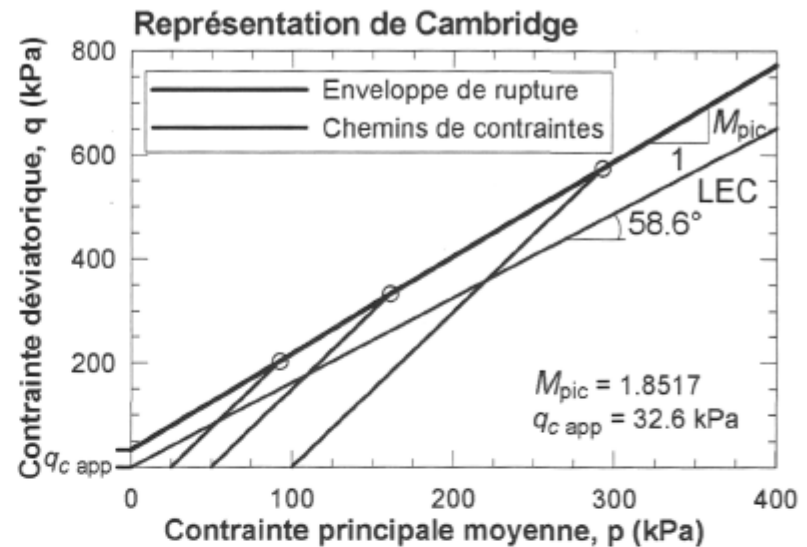
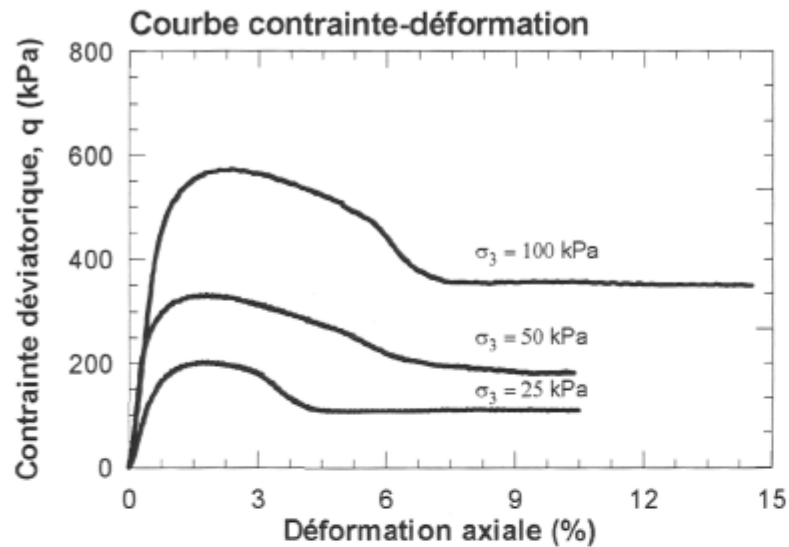
Essais FWD UL avant et après les essais de plaques

Tableau C-18 : Données brutes des essais FWD avant les essais de plaque

Tableau C-19 : Données brutes des essais FWD après les essais de plaque

Annexe D

Résultats des essais mécaniques en laboratoire



Essai de cisaillement n° 1

Mise en place : $w_i = 9.03\%$, $\rho_d = 1.77$ Mg/m³, $w_f = 8.99\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 202.4$ kPa, $\sigma_3 = 25$ kPa

Essai de cisaillement n° 2

Mise en place : $w_i = 9.34\%$, $\rho_d = 1.76$ Mg/m³, $w_f = 8.80\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 332.4$ kPa, $\sigma_3 = 50$ kPa

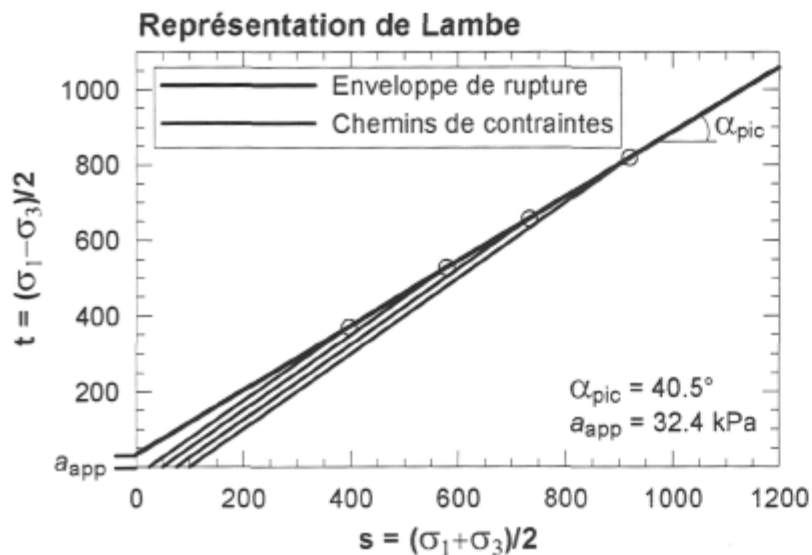
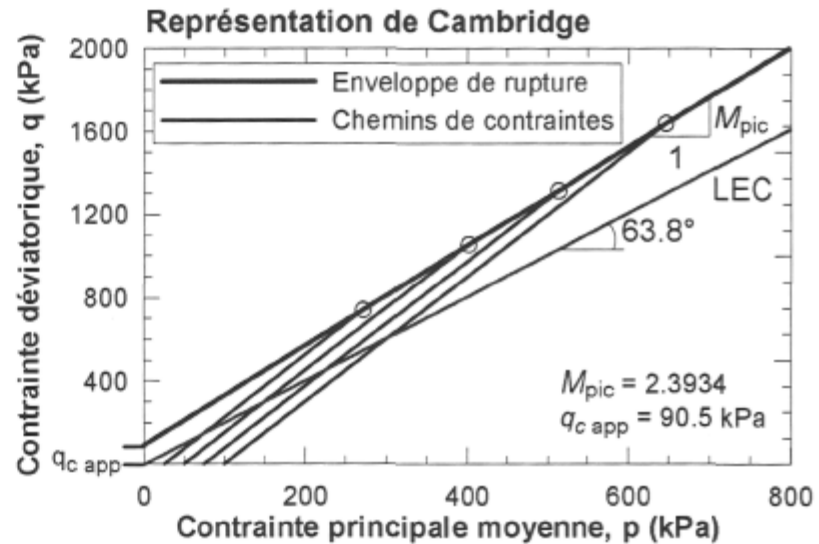
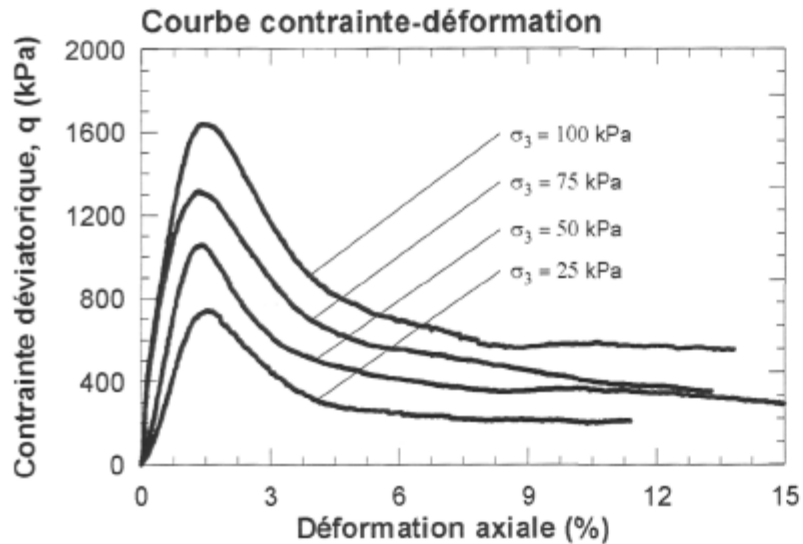
Essai de cisaillement n° 3

Mise en place : $w_i = 9.94\%$, $\rho_d = 1.77$ Mg/m³, $w_f = 8.81\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 573.7$ kPa, $\sigma_3 = 100$ kPa

Paramètres Mohr-Coulomb

Angle de frottement interne de pic : $\phi_{pic} = 45.4^\circ$
 Cohésion apparente : $c_{app} = 16.8$ kPa

Figure D-1 : Essais de cisaillement et enveloppe de rupture pour le sable d'infrastructure.



Essai de cisaillement n° 1
 Mise en place : $w_l = 6.36\%$, $\rho_d = 2.30$ Mg/m³, $w_l = 4.28\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 740.3$ kPa, $\sigma_3 = 25$ kPa

Essai de cisaillement n° 2
 Mise en place : $w_l = 6.01\%$, $\rho_d = 2.32$ Mg/m³, $w_l = 4.31\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 1055.4$ kPa, $\sigma_3 = 50$ kPa

Essai de cisaillement n° 3
 Mise en place : $w_l = 5.92\%$, $\rho_d = 2.32$ Mg/m³, $w_l = 4.32\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 1315.1$ kPa, $\sigma_3 = 75$ kPa

Essai de cisaillement n° 4
 Mise en place : $w_l = 5.7\%$, $\rho_d = 2.33$ Mg/m³, $w_l = 4.48\%$
 Cisaillement drainé : $q_F = 1639.3$ kPa, $\sigma_3 = 100$ kPa

Paramètres Mohr-Coulomb
 Angle de frottement interne : $\phi_{pic} = 58.8^\circ$
 Cohésion apparente : $c_{app} = 62.5$ kPa

Figure D-2 : Essais de cisaillement et enveloppe de rupture pour le matériau granulaire MG-20.

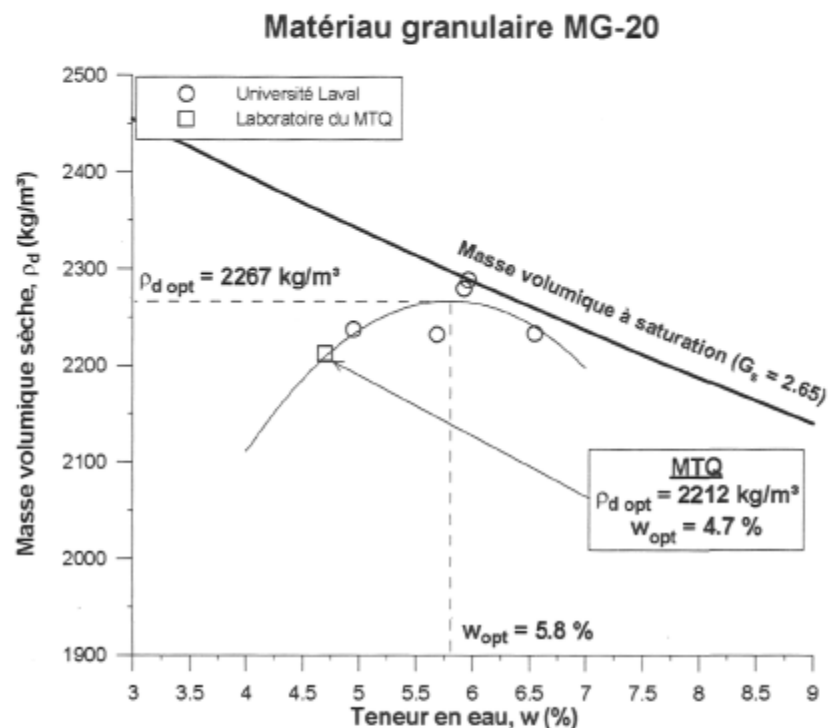
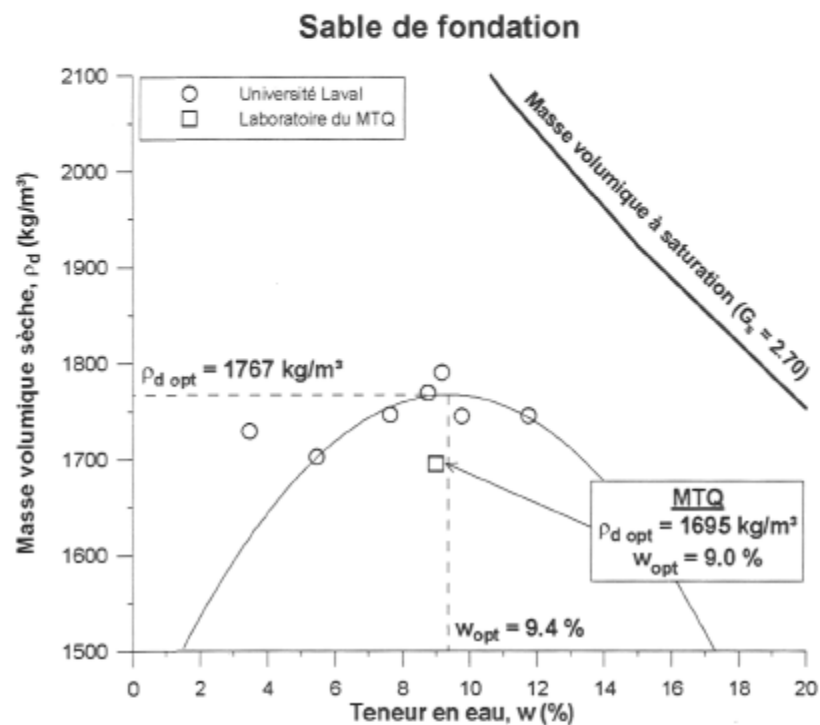


Figure D-3 : Résultats des essais Proctor modifié sur le sable d'infrastructure et sur la matériau granulaire MG-20.

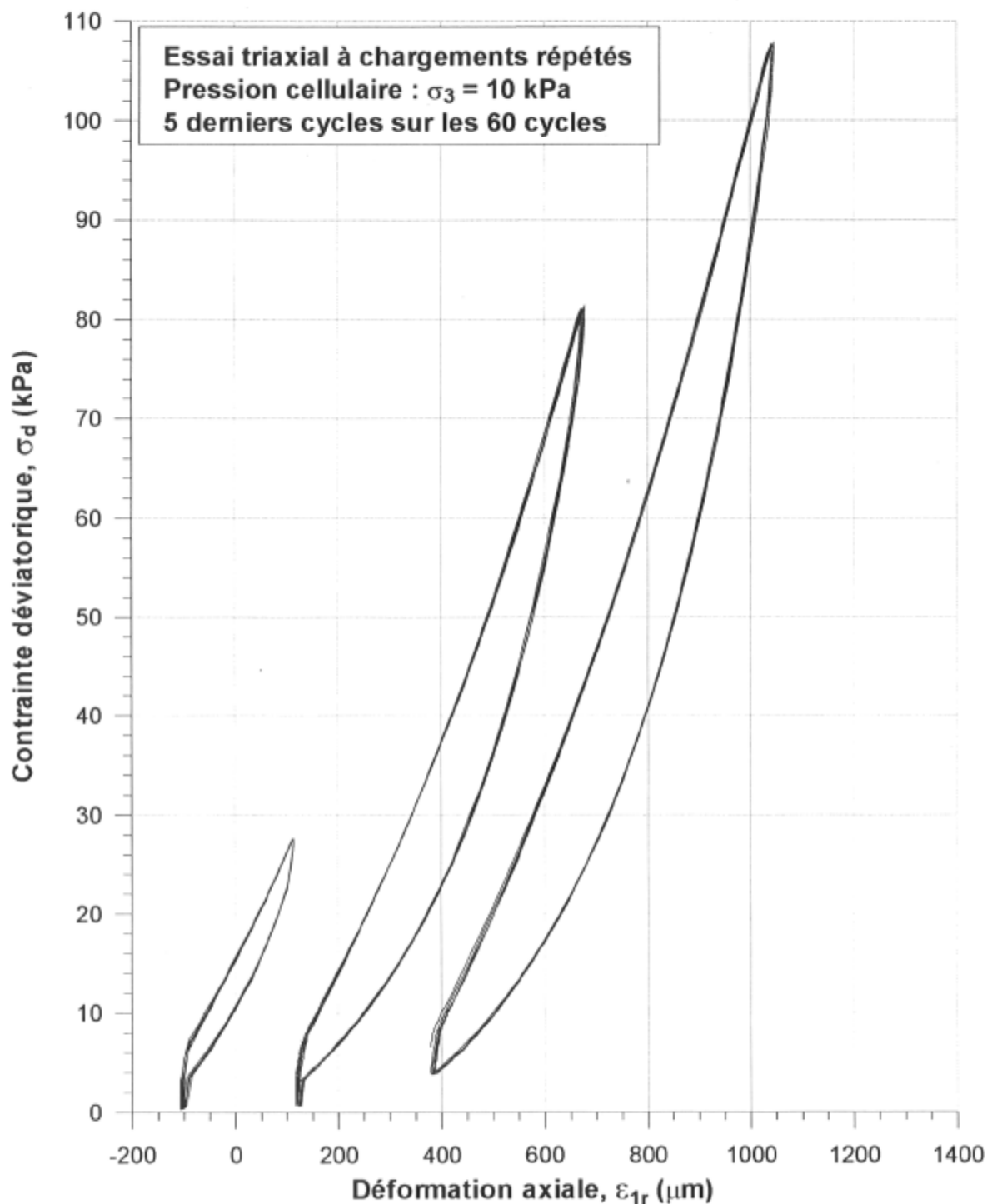
Données des essais triaxiaux à chargements répétés

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.

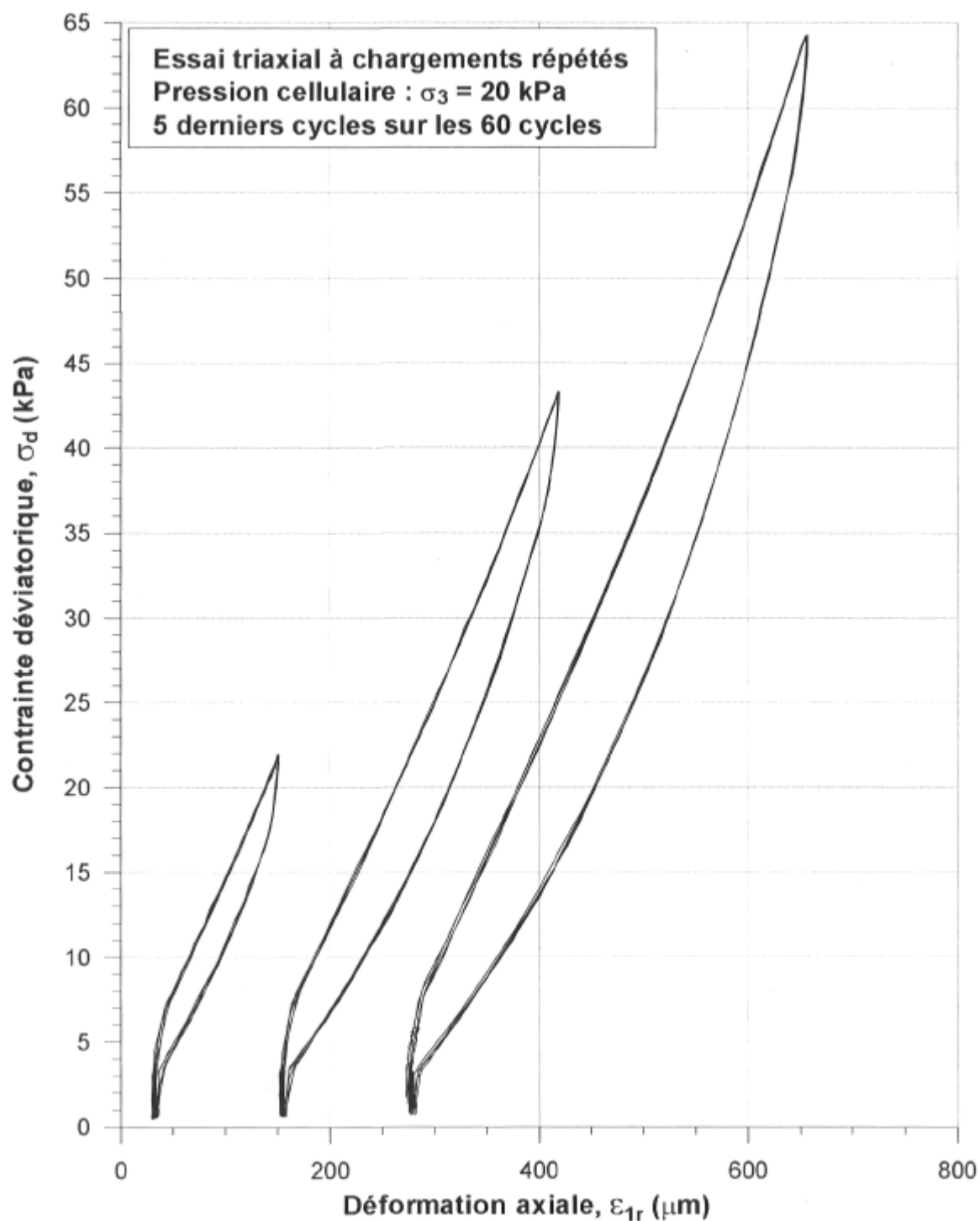


Figure D-5 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 20 kPa pour le sable d'infrastructure.

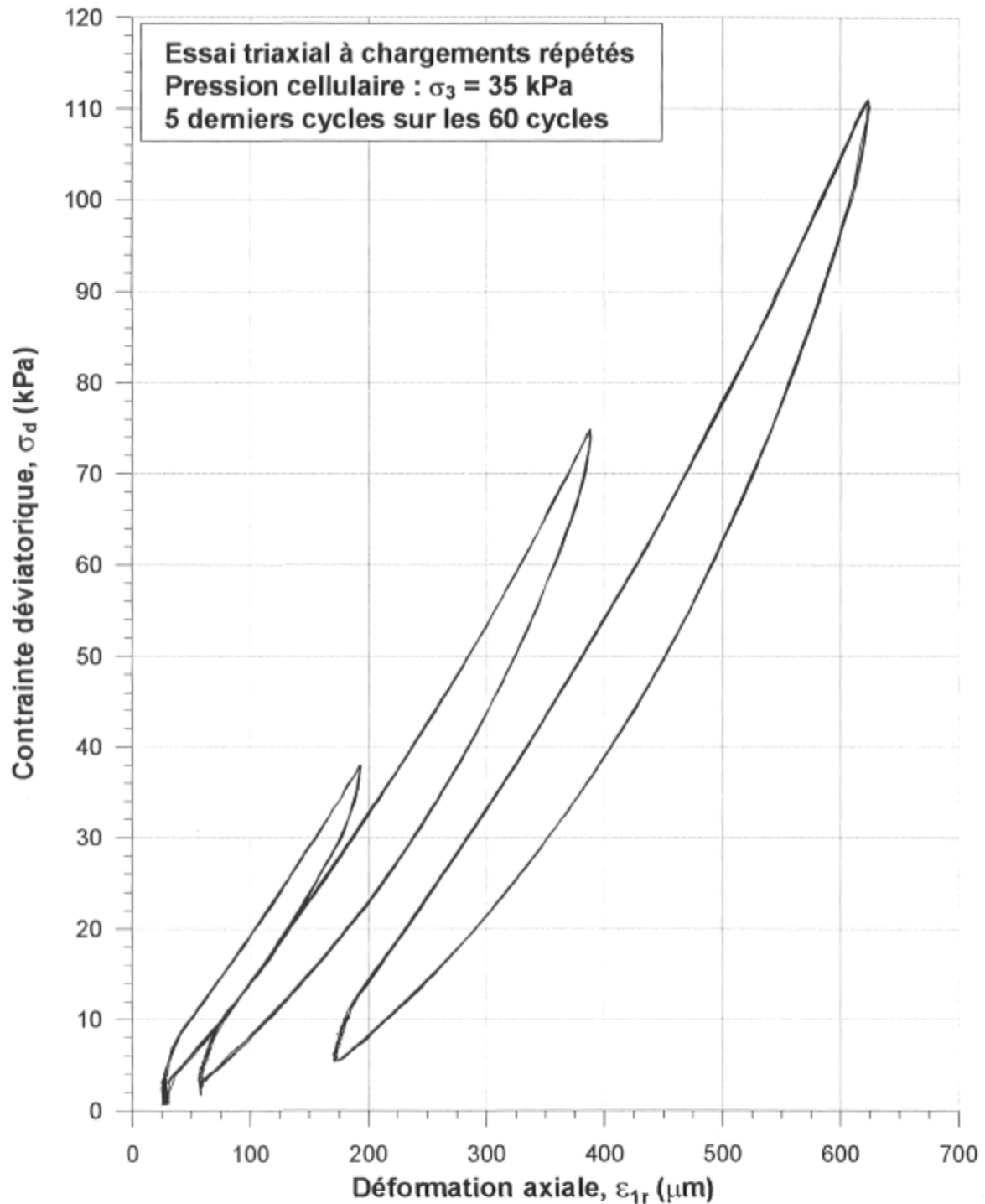


Figure D-6 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 35 kPa pour le sable d'infrastructure.

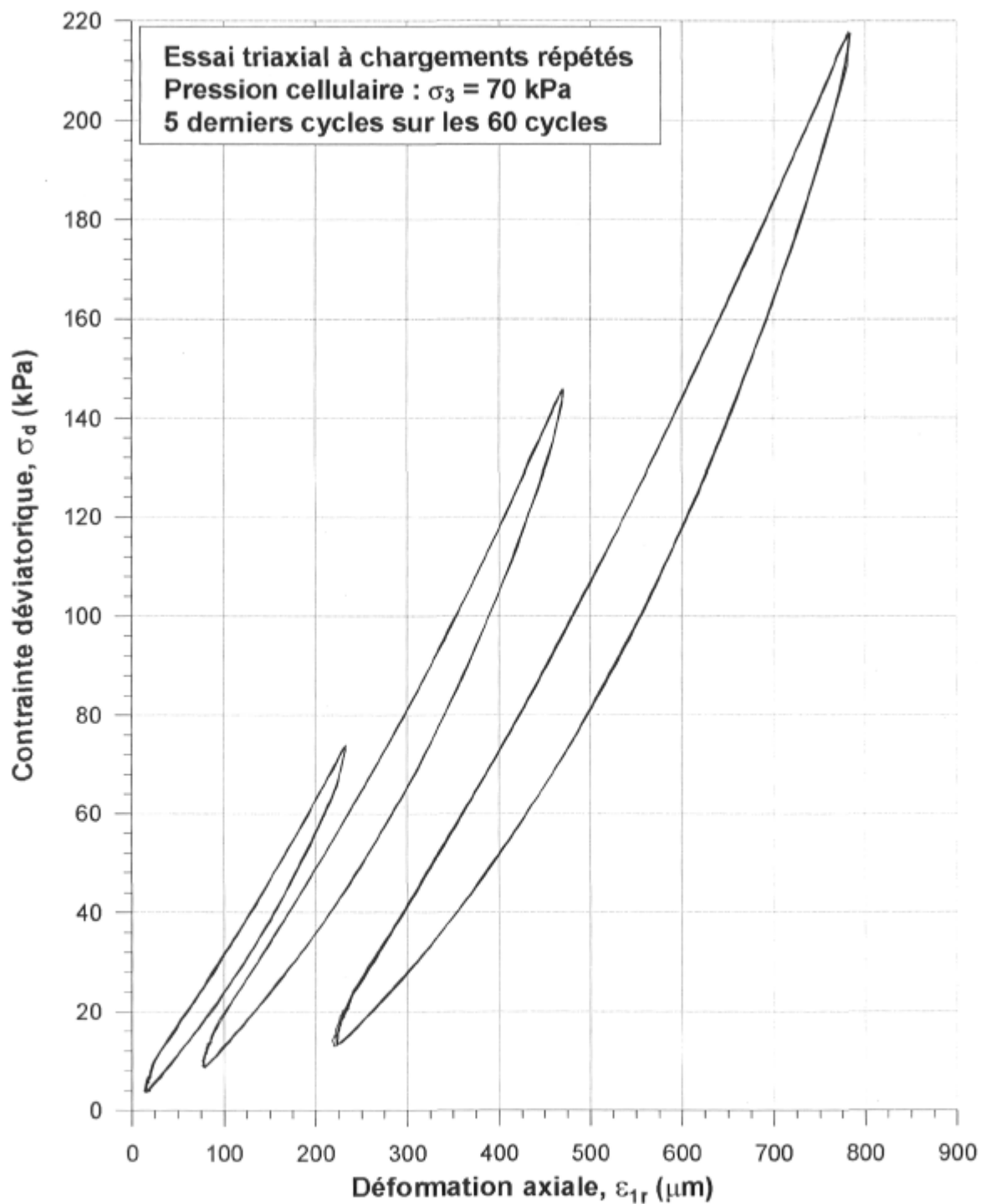


Figure D-7 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 70 kPa pour le sable d'infrastructure.

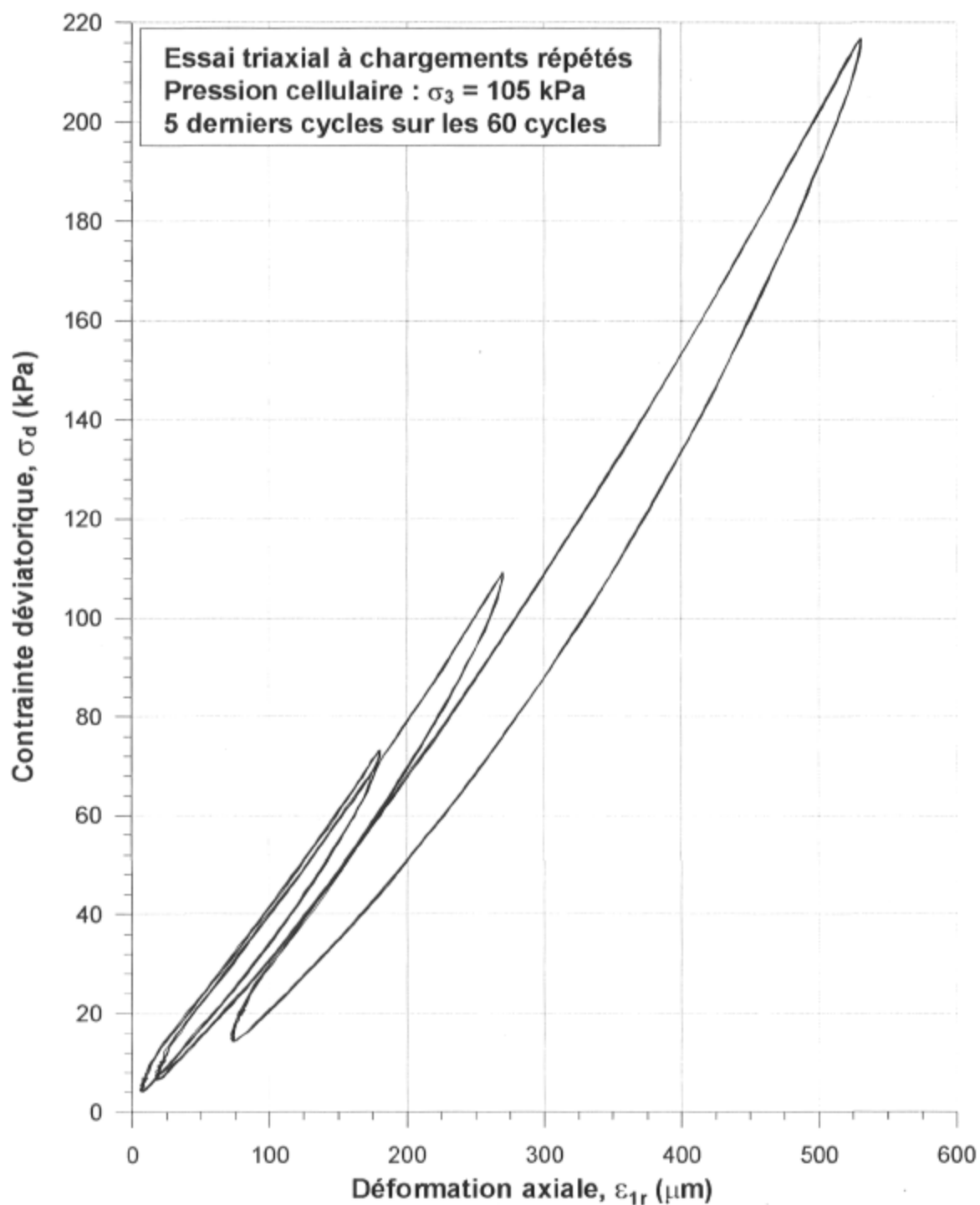


Figure D-8 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 105 kPa pour le sable d'infrastructure.

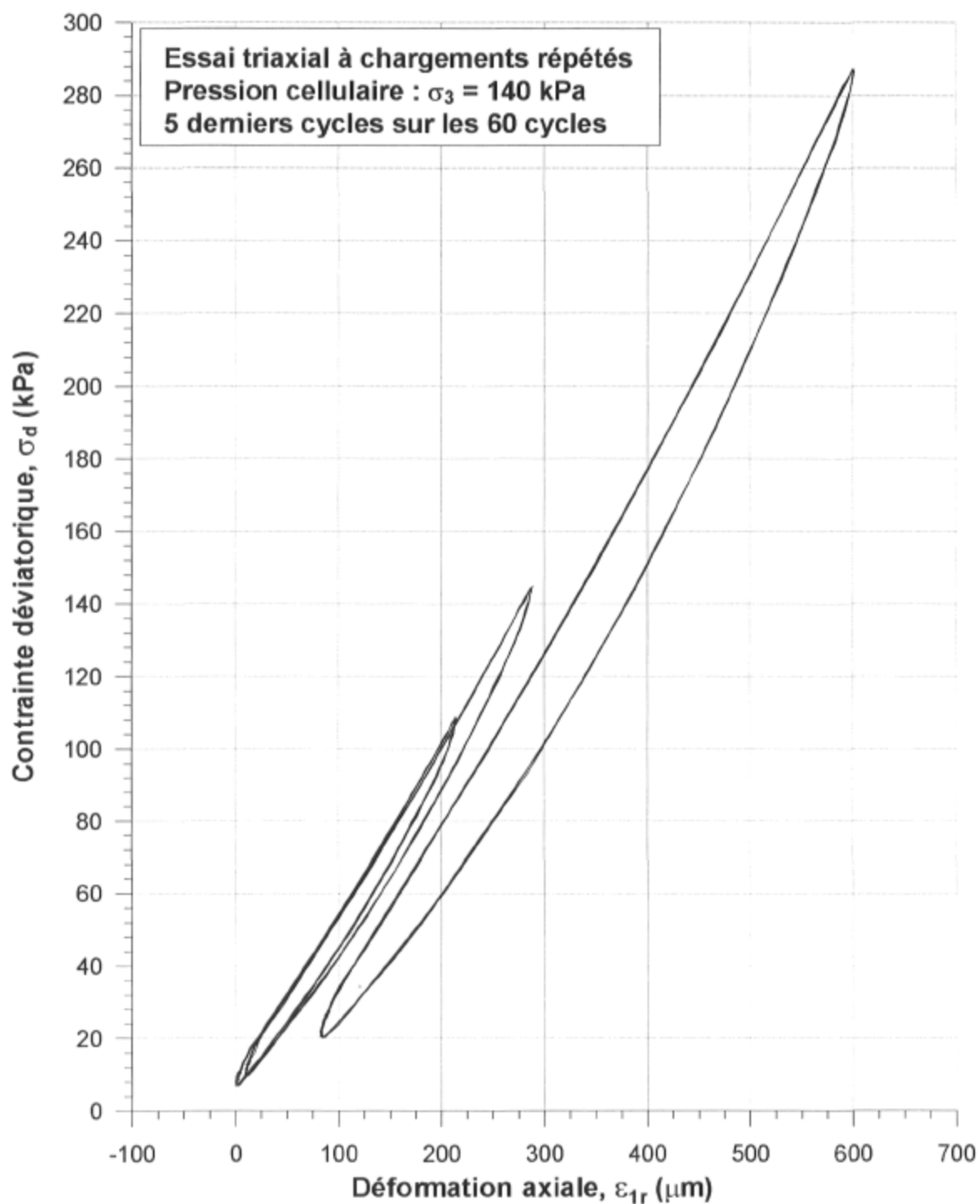


Figure D-9 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 140 kPa pour le sable d'infrastructure.

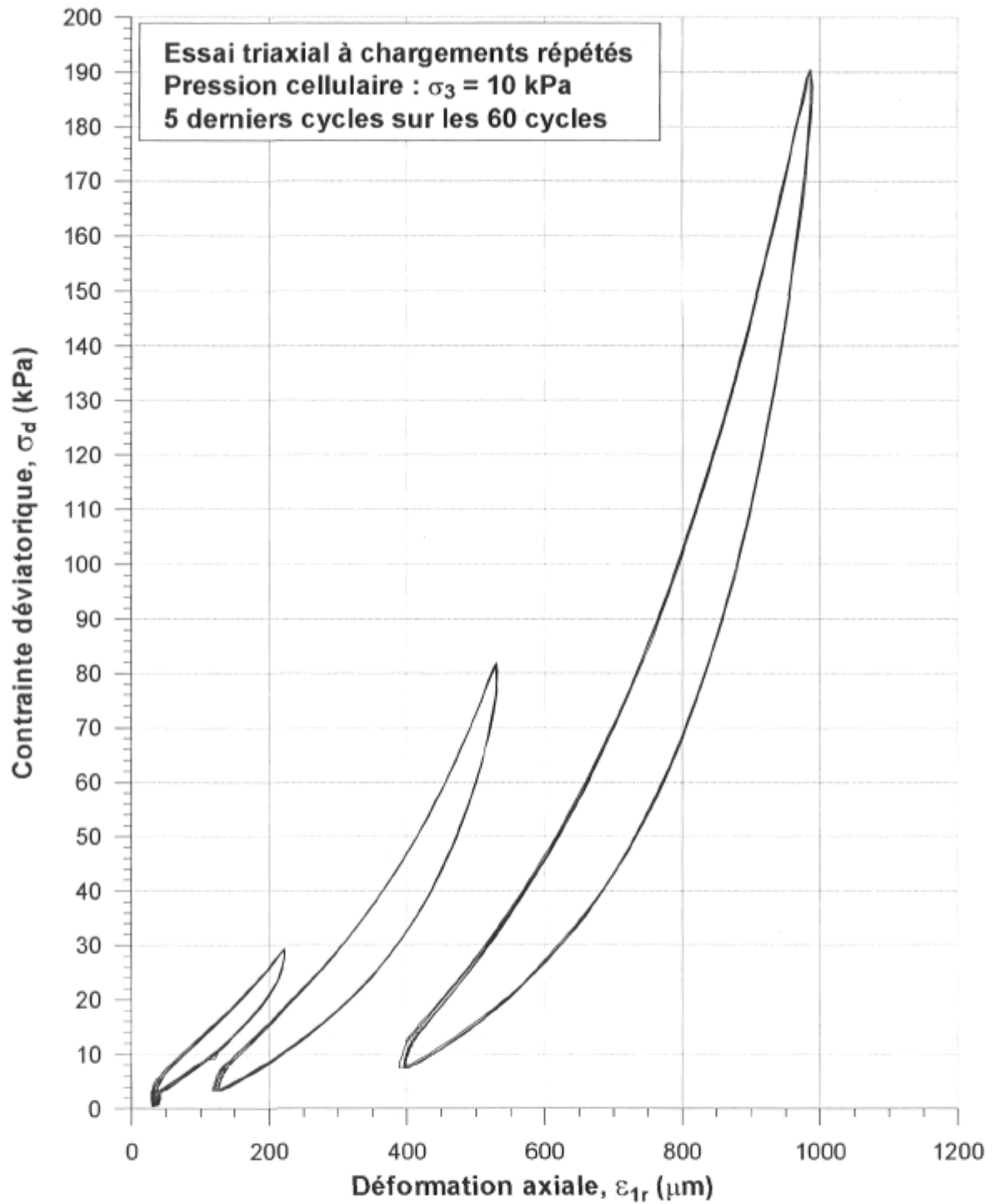


Figure D-10 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques supplémentaires du MTQ à une pression de confinement de 10 kPa pour le matériau granulaire MG-20.

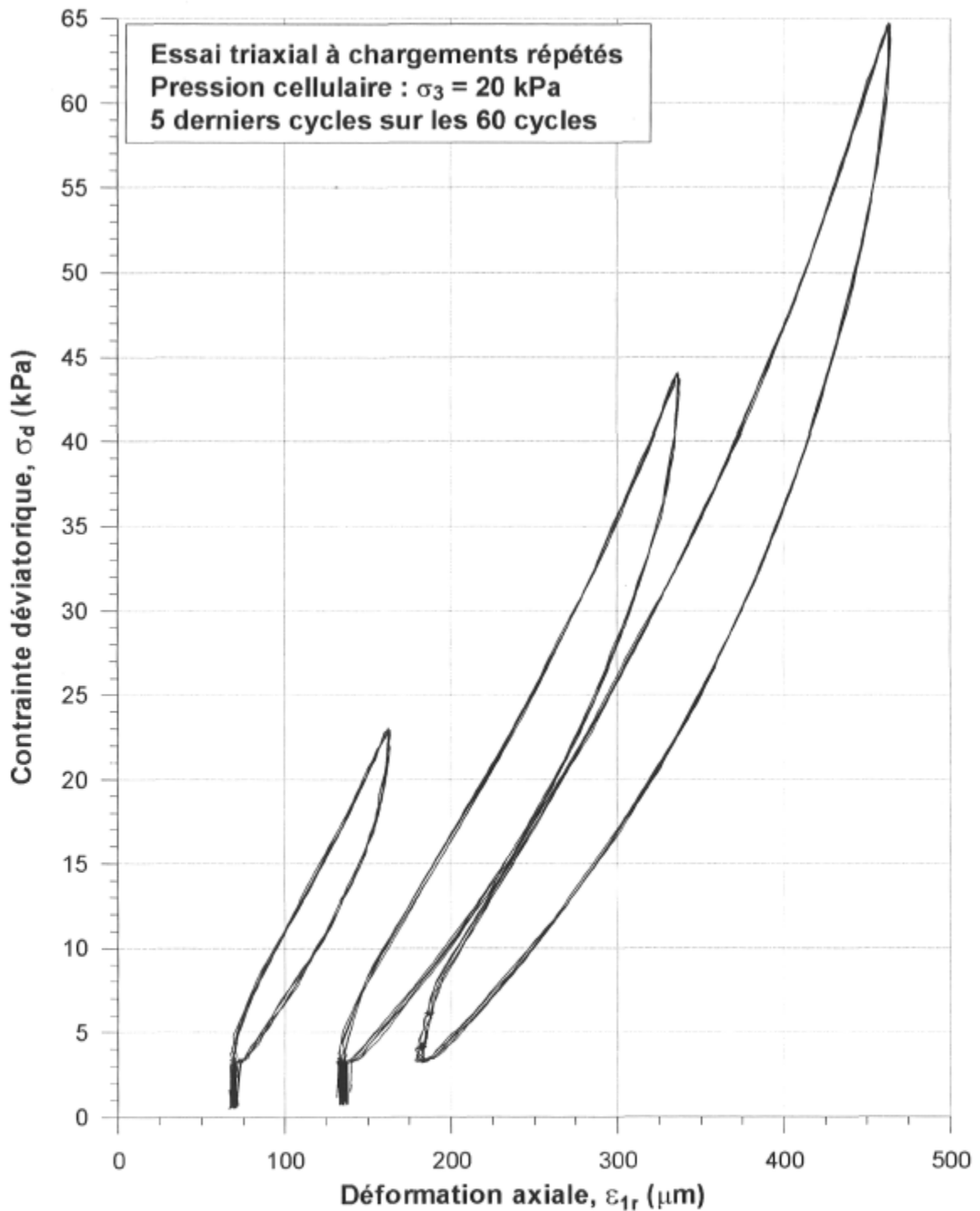


Figure D-11 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 20 kPa pour le matériau granulaire MG-20.

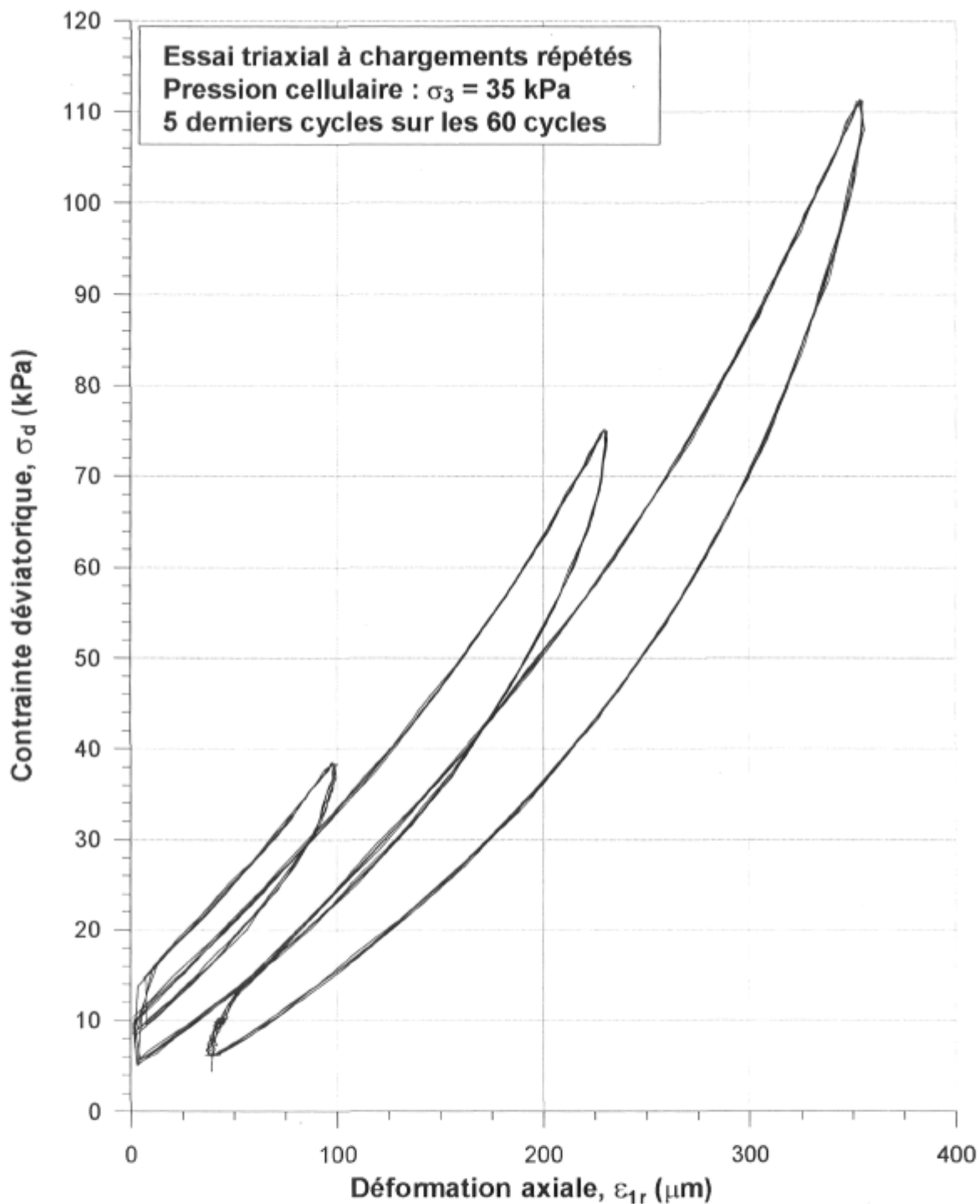


Figure D-12 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 35 kPa pour le matériau granulaire MG-20.

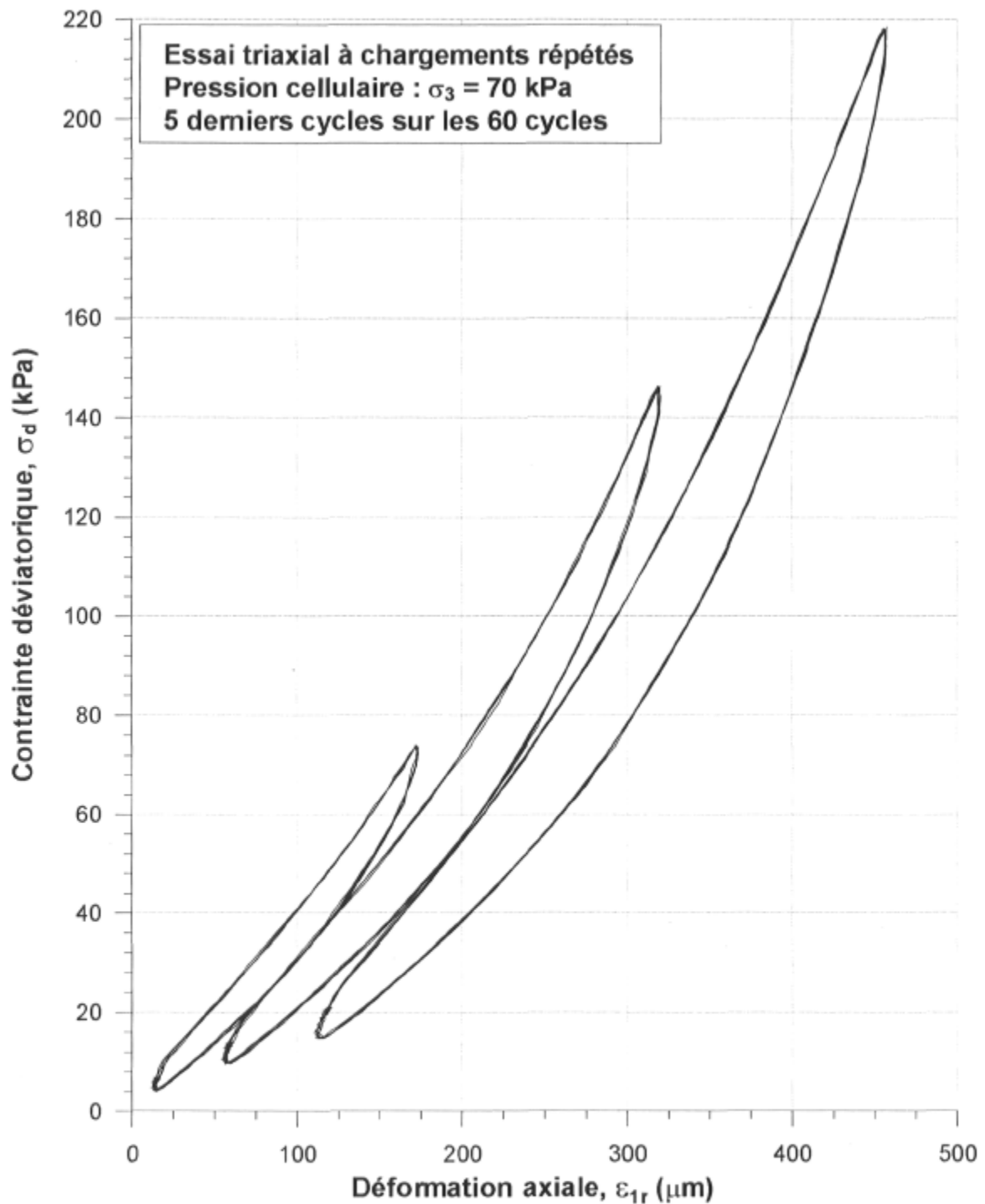


Figure D-13 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 70 kPa pour le matériau granulaire MG-20.

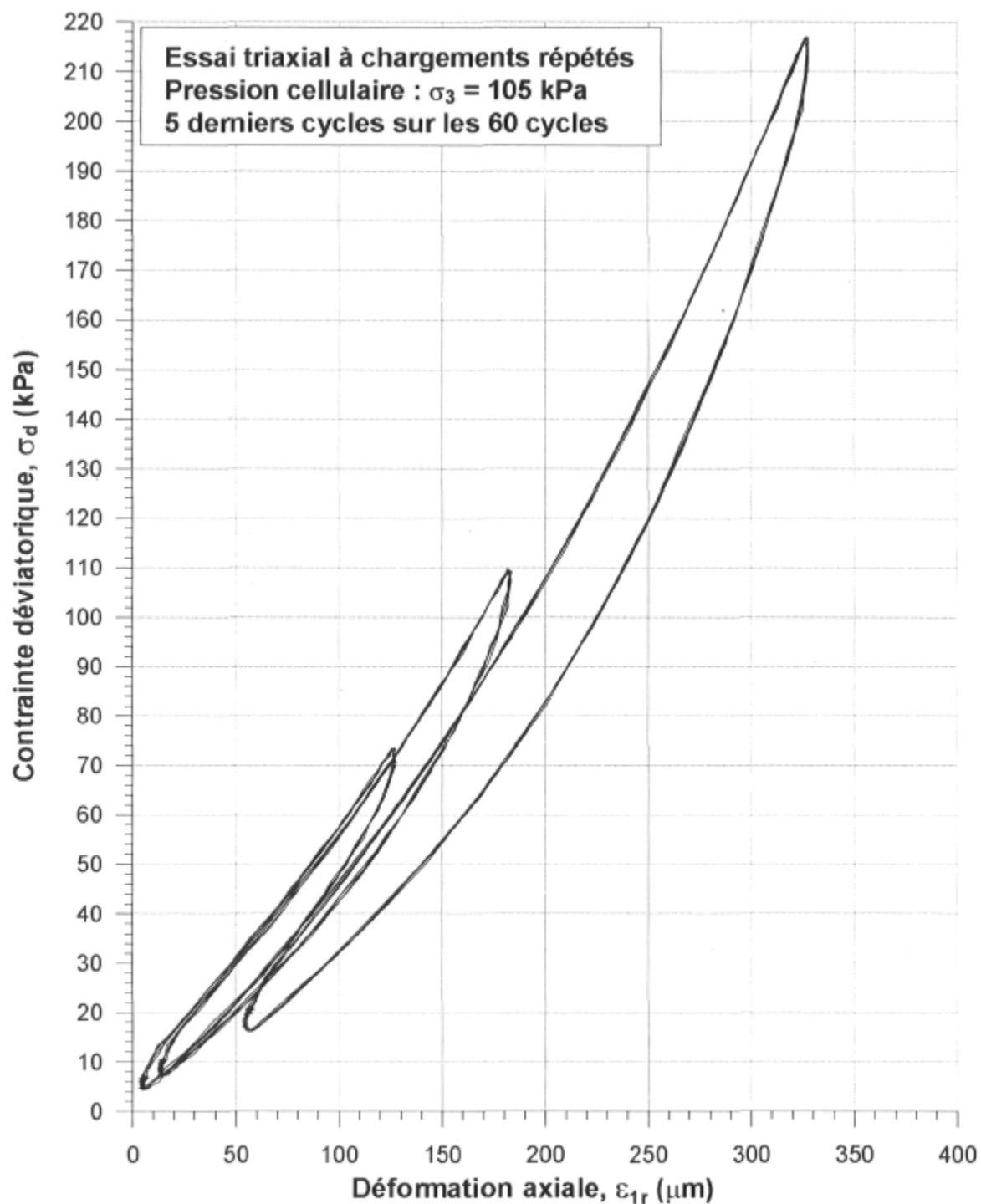


Figure D-14 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 105 kPa pour le matériau granulaire MG-20.

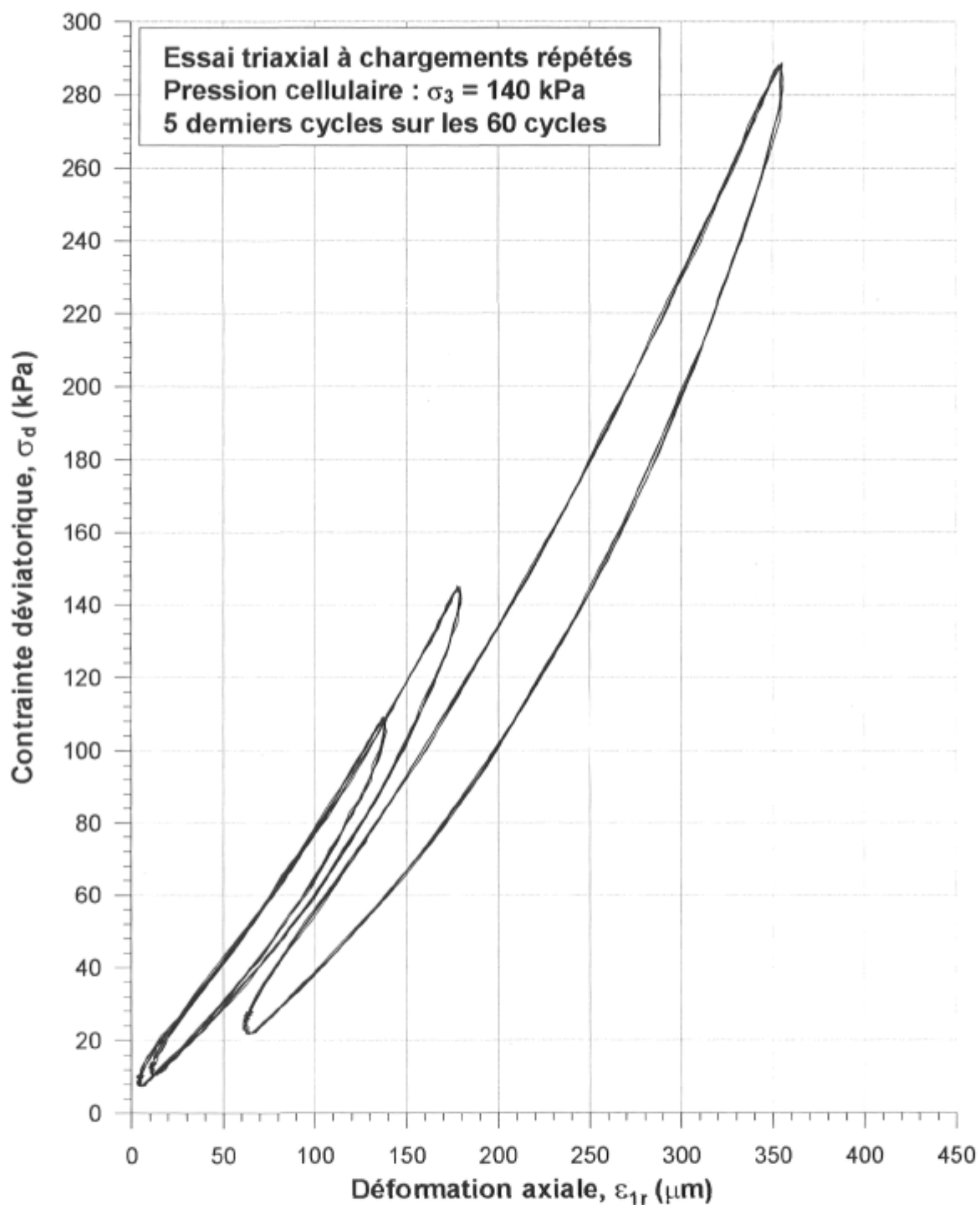


Figure D-15 : Courbes contraintes – déformations des essais triaxiaux cycliques du MTQ à une pression de confinement de 140 kPa pour le matériau granulaire MG-20.

Données des essais de flexion à chargements répétés**Tableau D-1 :** Résultats des essais de flexion sur l'enrobé bitumineux EB-14.

Éprouvette A						Éprouvette B					
T	f	ε_t	σ_t	$ E^* $	ϕ	T	f	ε_t	σ_t	$ E^* $	ϕ
(°C)	(Hz)	(μm)	(kPa)	(MPa)	(°)	(°C)	(Hz)	(μm)	(kPa)	(MPa)	(°)
0.1	0.01	20	50	2522	27.7	0.1	0.01	20	51	2597	28.2
0.2	0.03	20	67	3416	24.9	0.1	0.03	20	70	3537	25.4
0.2	0.1	20	91	4633	22.2	0.1	0.1	20	95	4846	22.5
0.1	0.3	20	117	5947	19.6	0.2	0.3	20	123	6253	20.1
0.2	1	20	152	7513	17.4	0.1	1	20	160	7943	17.2
-0.1	3	20	179	9154	15.6	0.1	3	20	195	9691	16
-0.1	10	20	225	11476	14.2	0.1	10	20	251	12509	13.4
5.2	1	20	10.2	5065	23.8	5.4	1	20	104	5188	23.6
5.1	3	20	129	6526	21.7	5.3	3	19	129	6725	21.3
5.1	10	20	178	8712	17.9	5.2	10	20	179	8985	17.8
10.3	1	20	58	2928	30.6	10	1	20	61	3062	31.2
10	3	19	77	4122	27.4	10.1	3	18	80	4355	28.5
10	10	20	122	6137	26.2	10.1	10	20	131	6578	24.1
10.1	0.01	51	24	472	42.8	10.1	0.01	50	24	475	43.3
10	0.03	51	38	740	40.8	10	0.03	50	39	775	41.2
10.1	0.1	51	62	1219	38.6	10	0.1	50	64	1264	38.8
10	0.3	51	94	1856	36.2	10.3	0.3	51	98	1936	36.5
9.9	1	52	146	2831	32.8	10	1	51	153	2988	33.2
10.2	3	52	210	4063	29.4	10	3	52	221	4252	29.8
10.3	10	50	295	5943	24.8	9.9	10	48	308	6458	25.1
15.1	1	51	77	1509	38.9	15	1	51	82	1598	41.3
15.1	3	52	118	2276	35.7	14.8	3	54	133	2456	38.1
15	10	53	184	3463	31.5	15	10	51	201	3966	36.2
20.2	1	51	40	790	44.6	20.3	1	51	44	868	44
20.1	3	53	68	1278	42	20.1	3	53	74	1396	41.2
20.2	10	53	111	2087	38.4	20	10	52	118	2256	37.3
25.7	1	51	22	430	48.5	25	1	51	23	450	47.9
25.1	3	53	38	720	46.3	25.4	3	54	40	749	46.4
25.1	10	55	67	1222	44	25.6	10	55	71	1283	44.3

Annexe E

Résultats de la vérification de la méthode d'analyse dynamique des essais FWD

Analyse inversion des essais FWD

A) Revêtement élastique linéaire (module élastique E_1 inconnu)

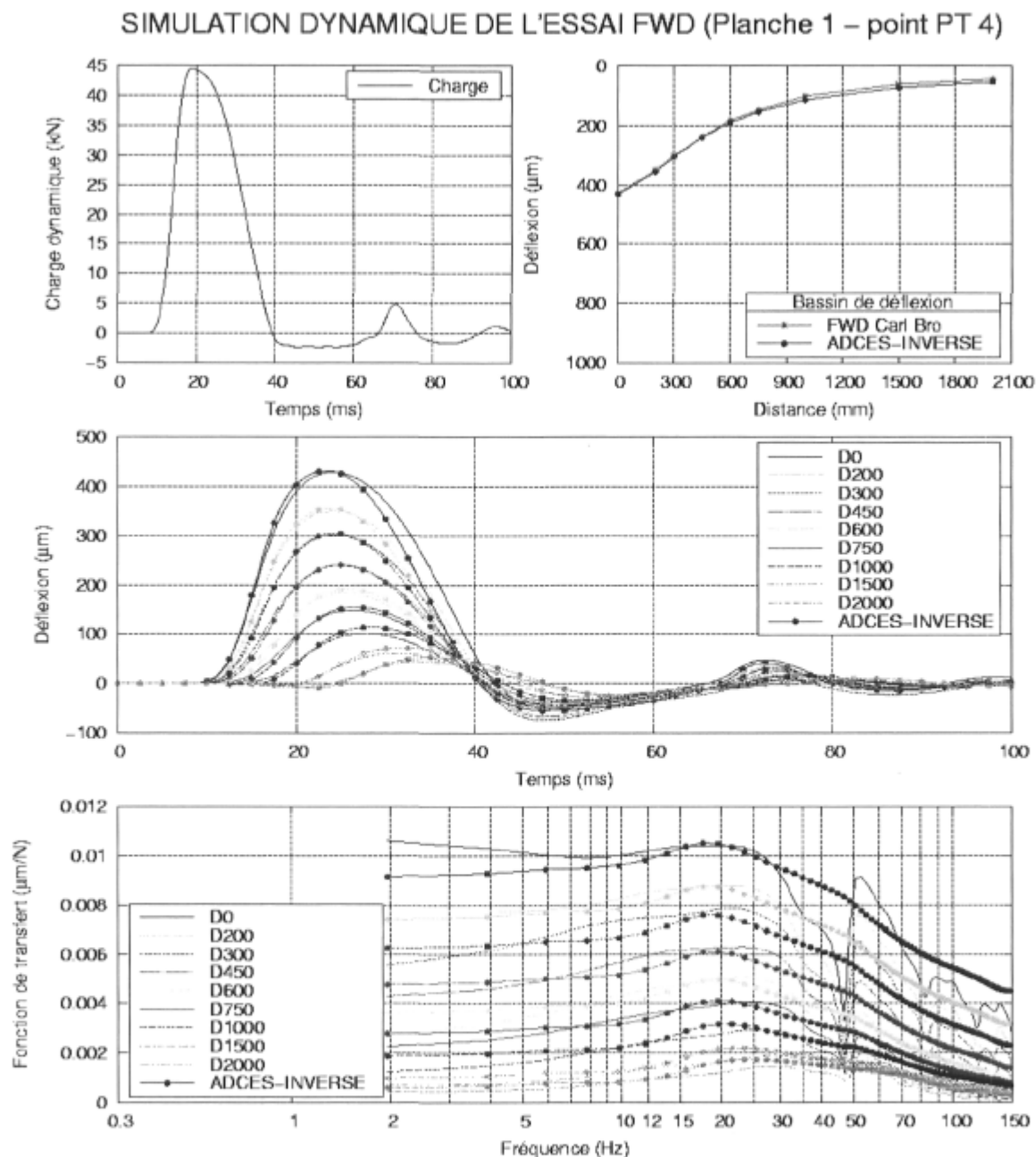


Figure E-1 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

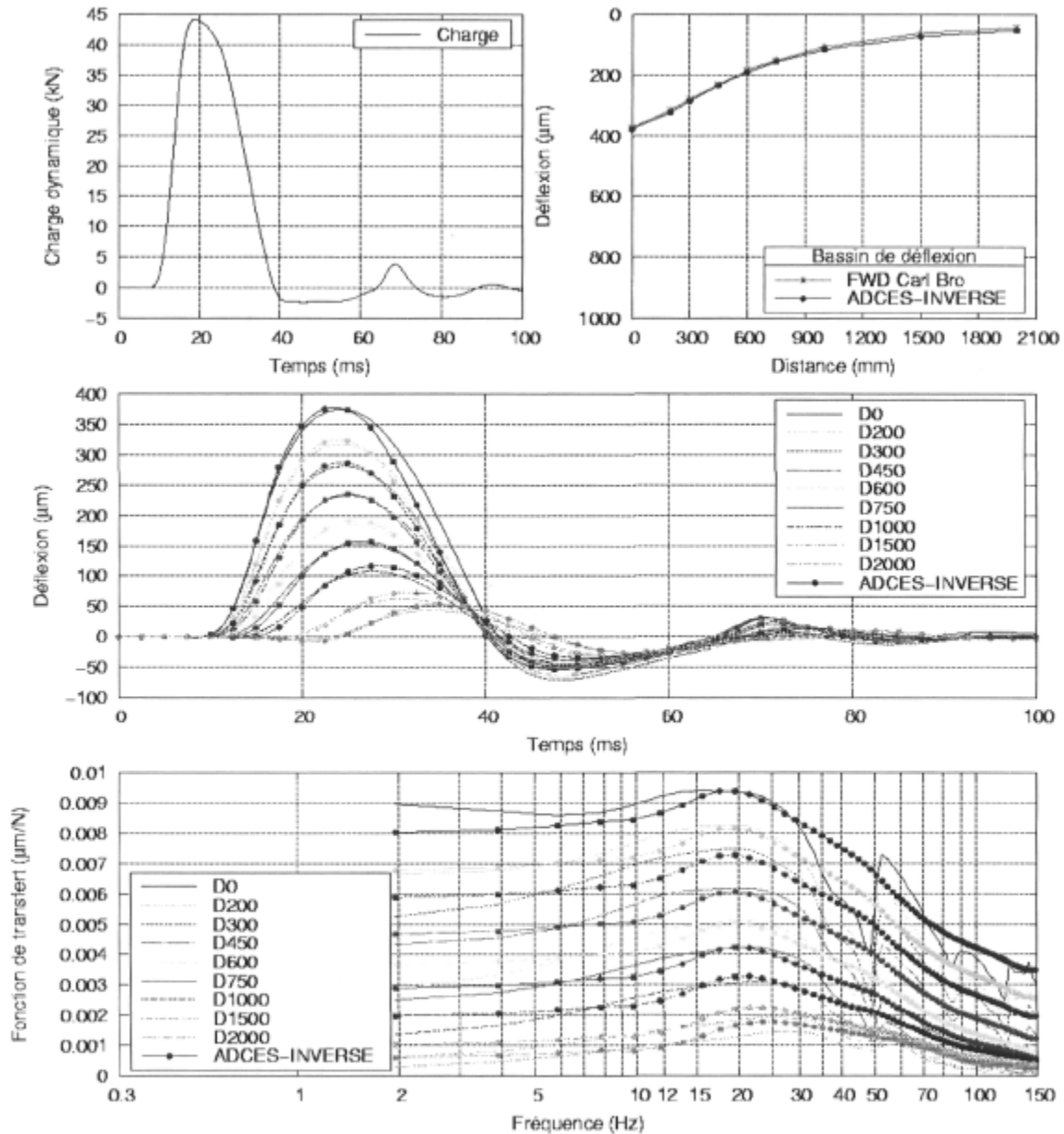


Figure E-2 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

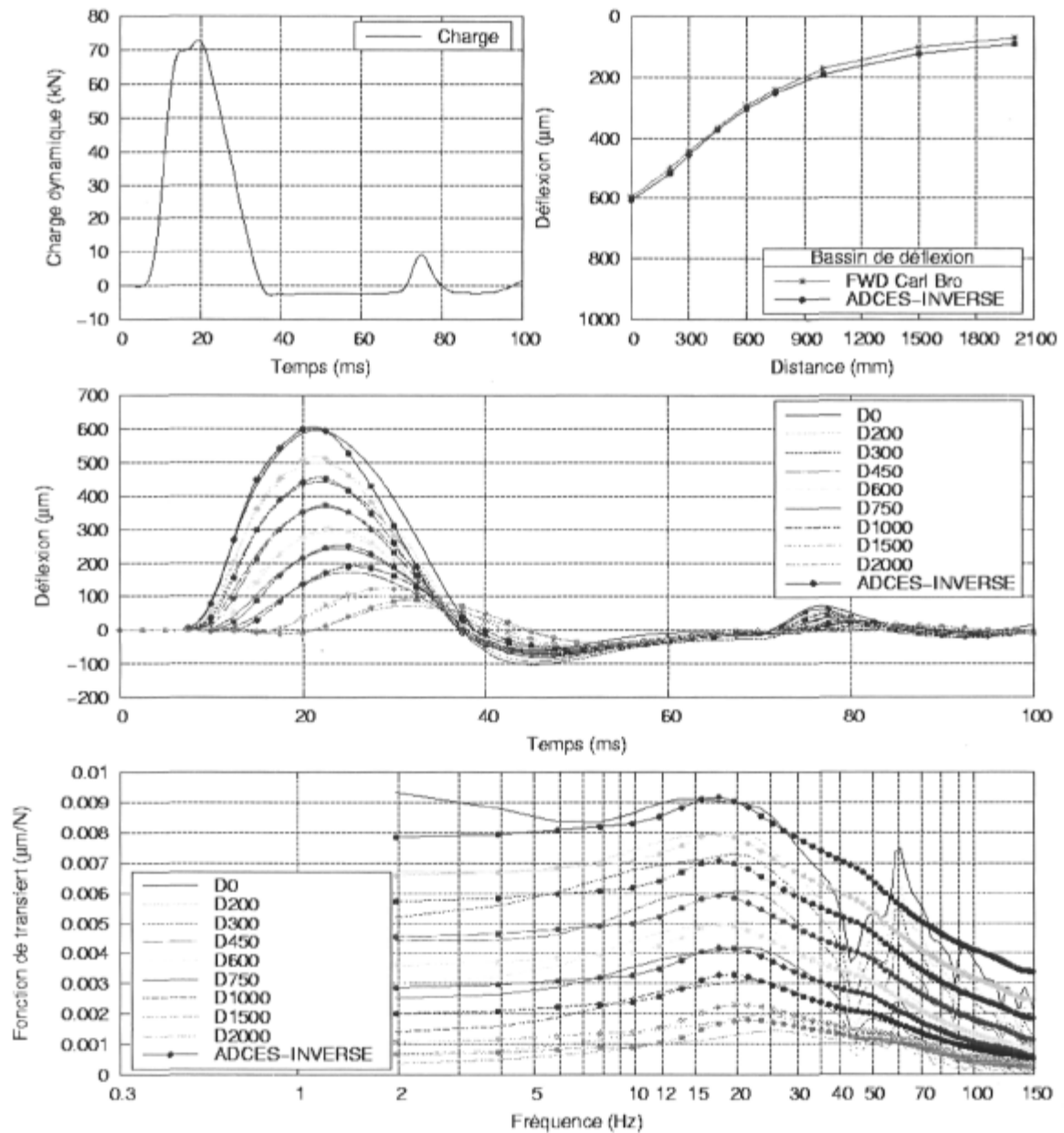


Figure E-3 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

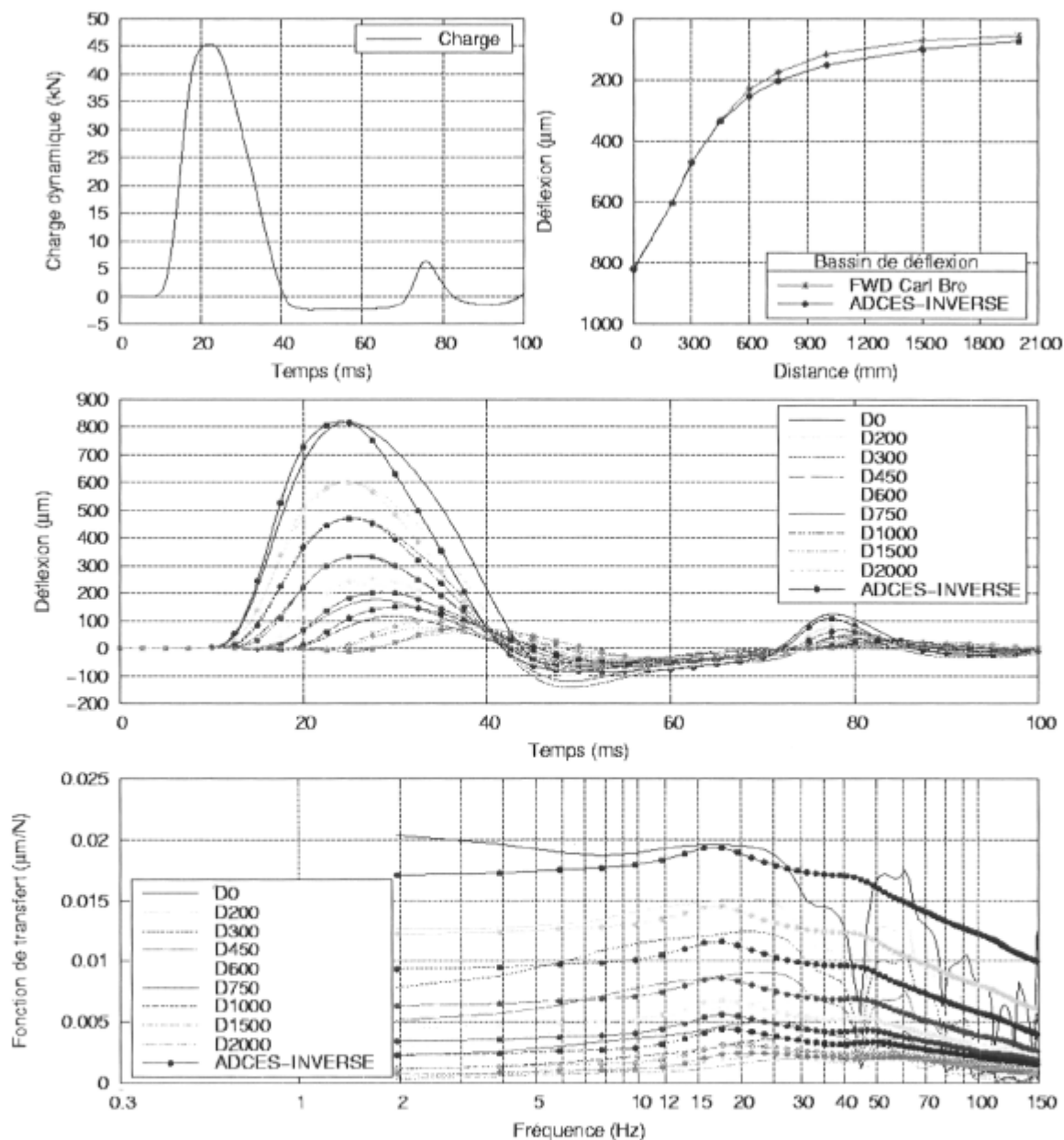


Figure E-4 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

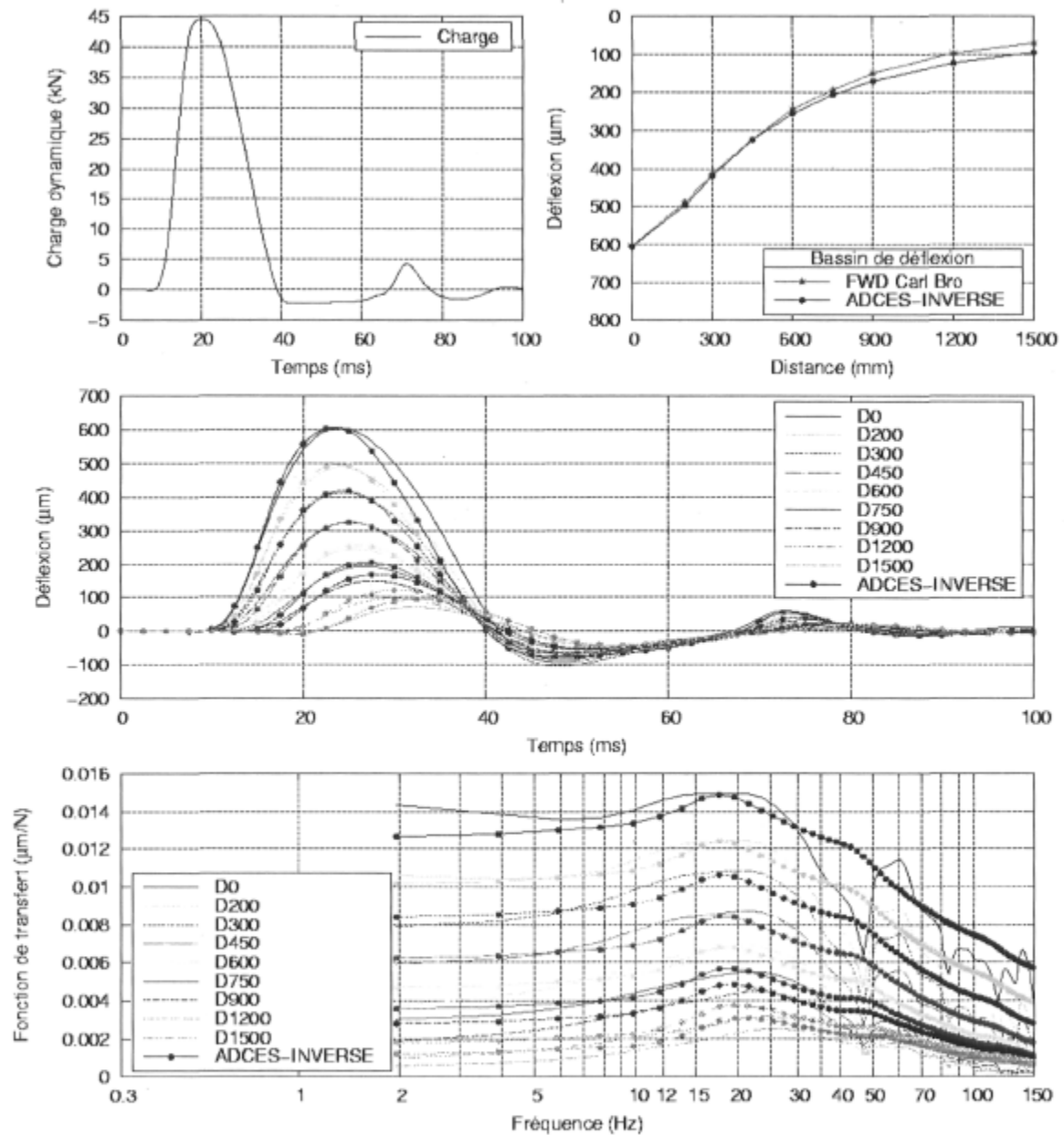


Figure E-5: Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

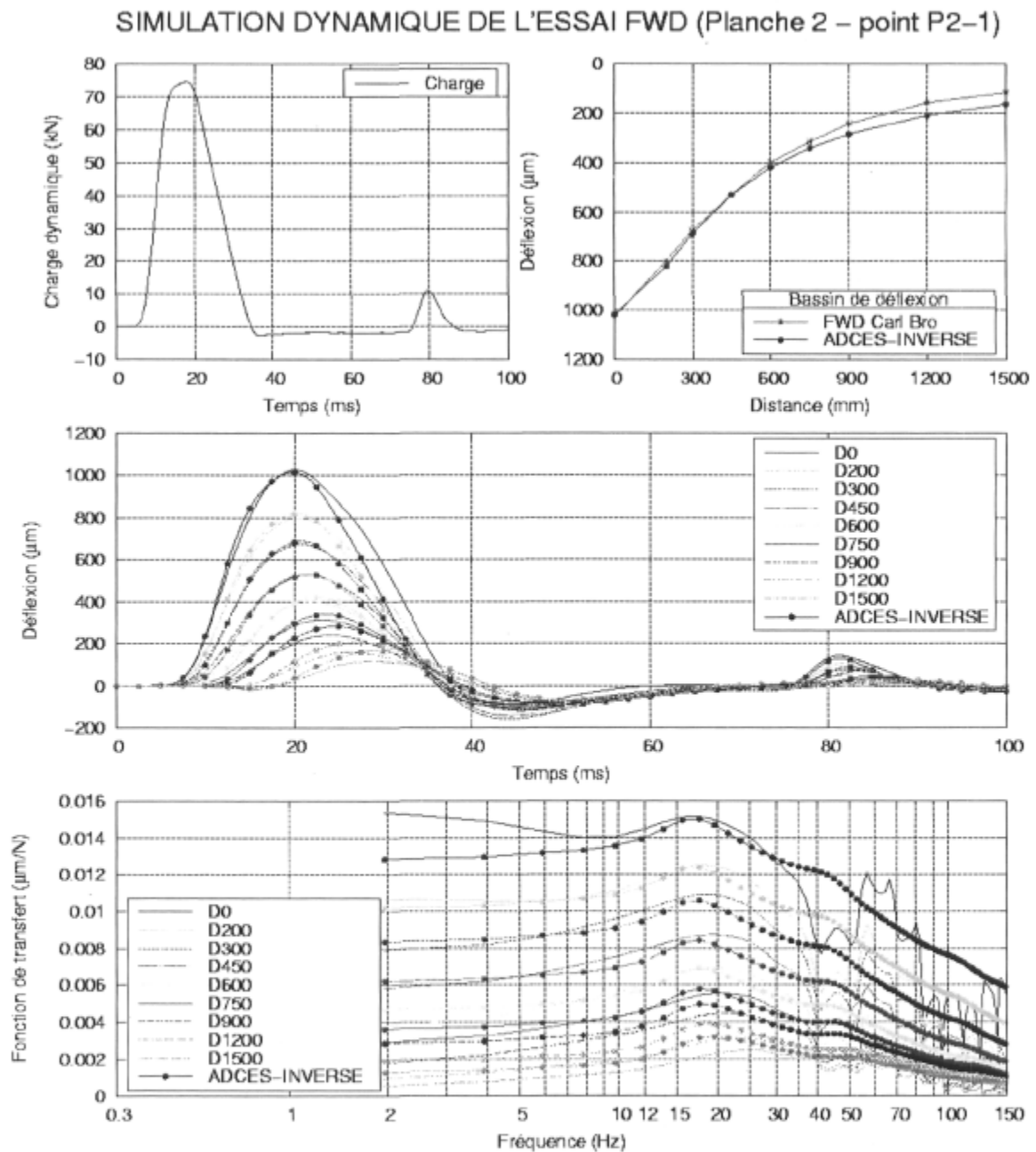


Figure E-6 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine du temps pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

B) Revêtement viscoélastique (module complexe E^* connu)

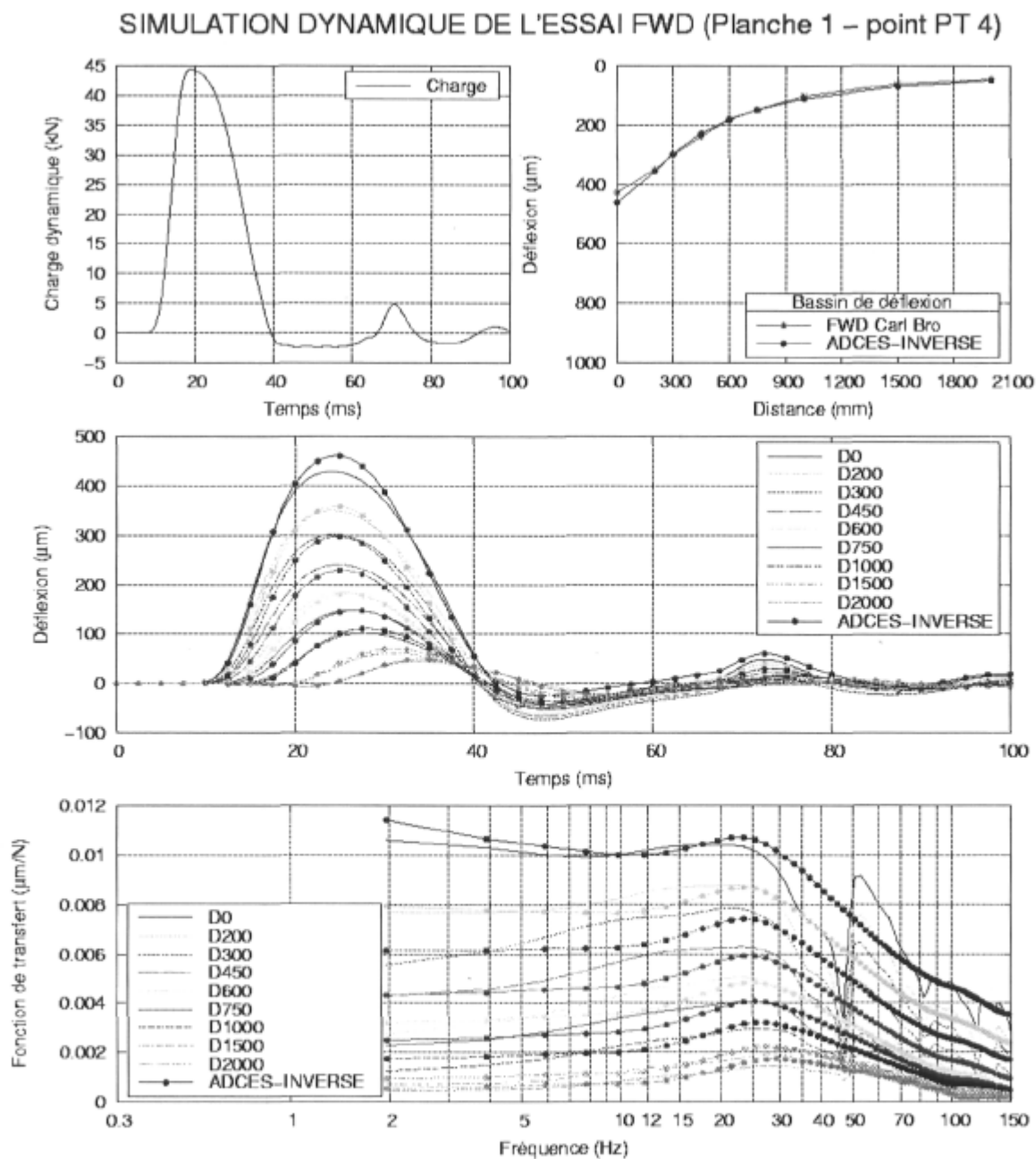


Figure E-7 : Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

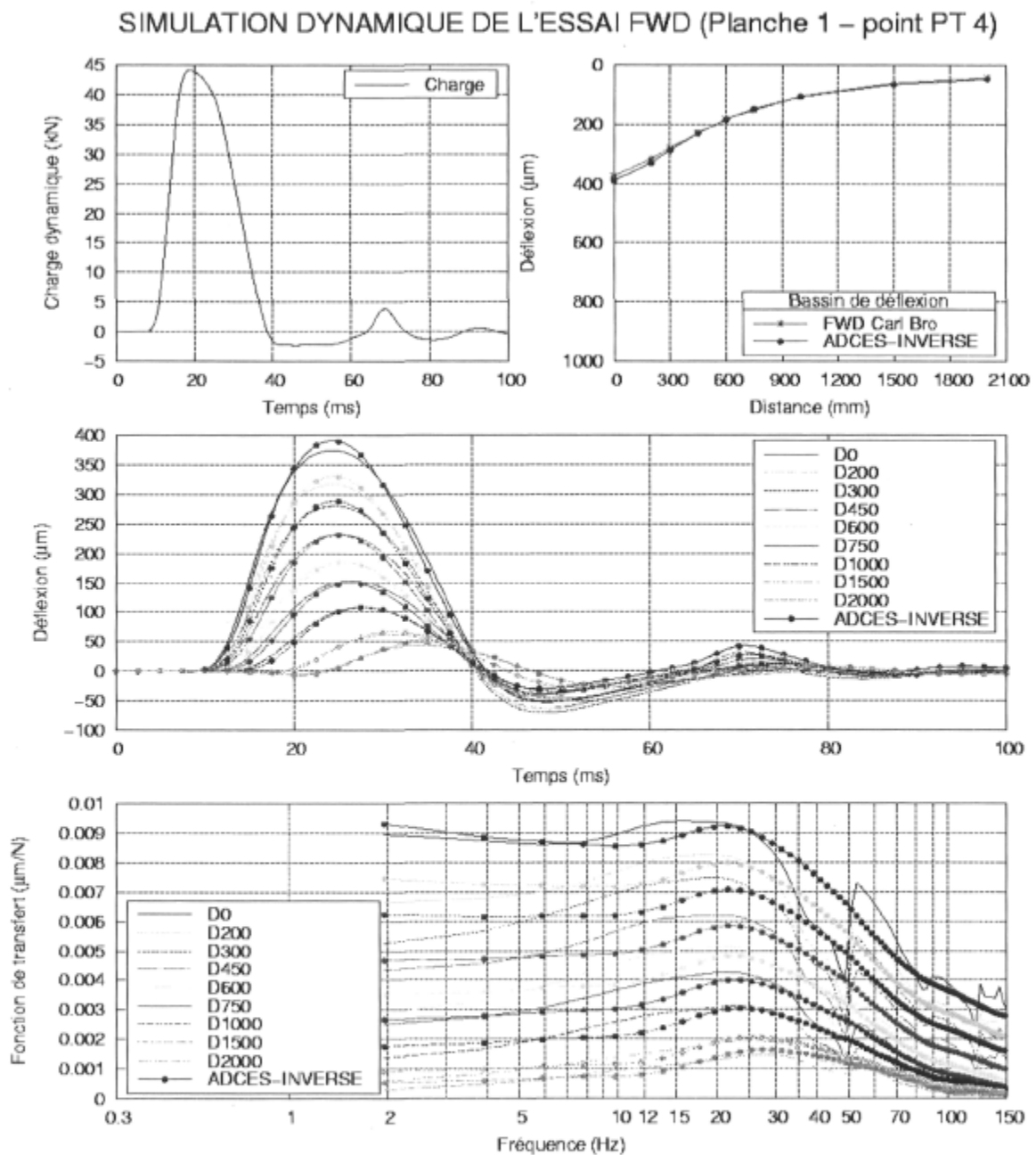


Figure E-8 : Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

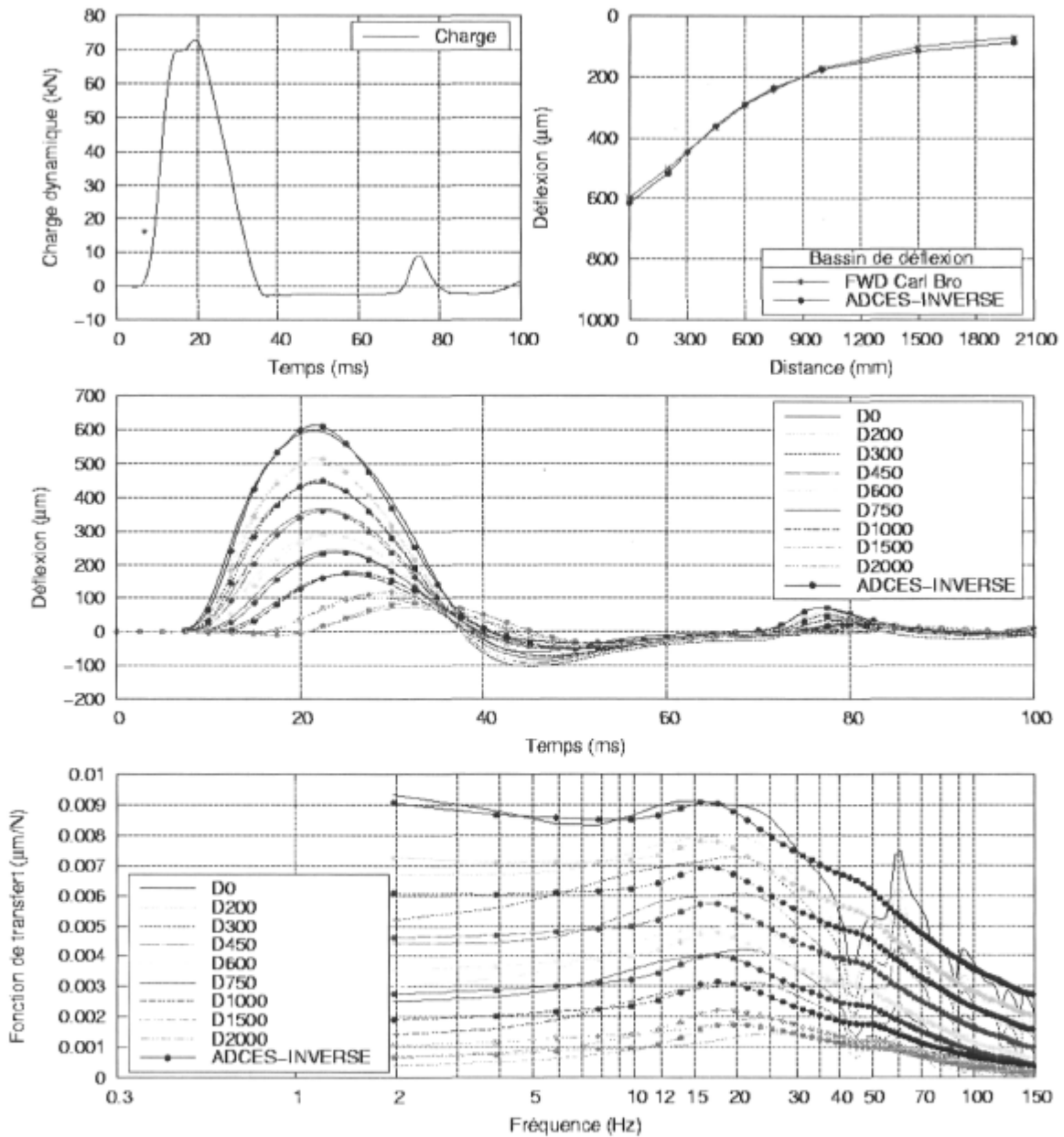


Figure E-9 : Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

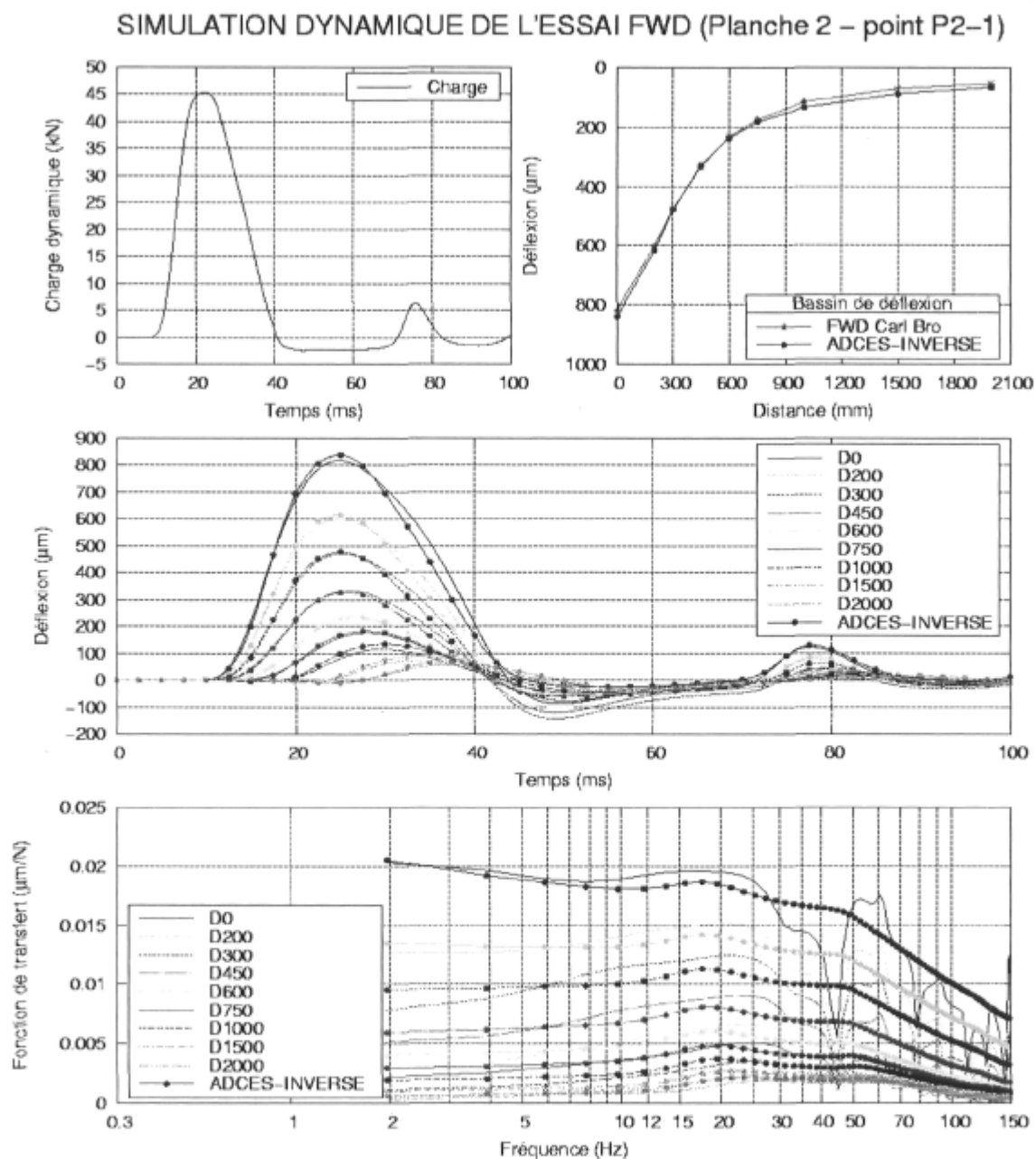


Figure E-10 : Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

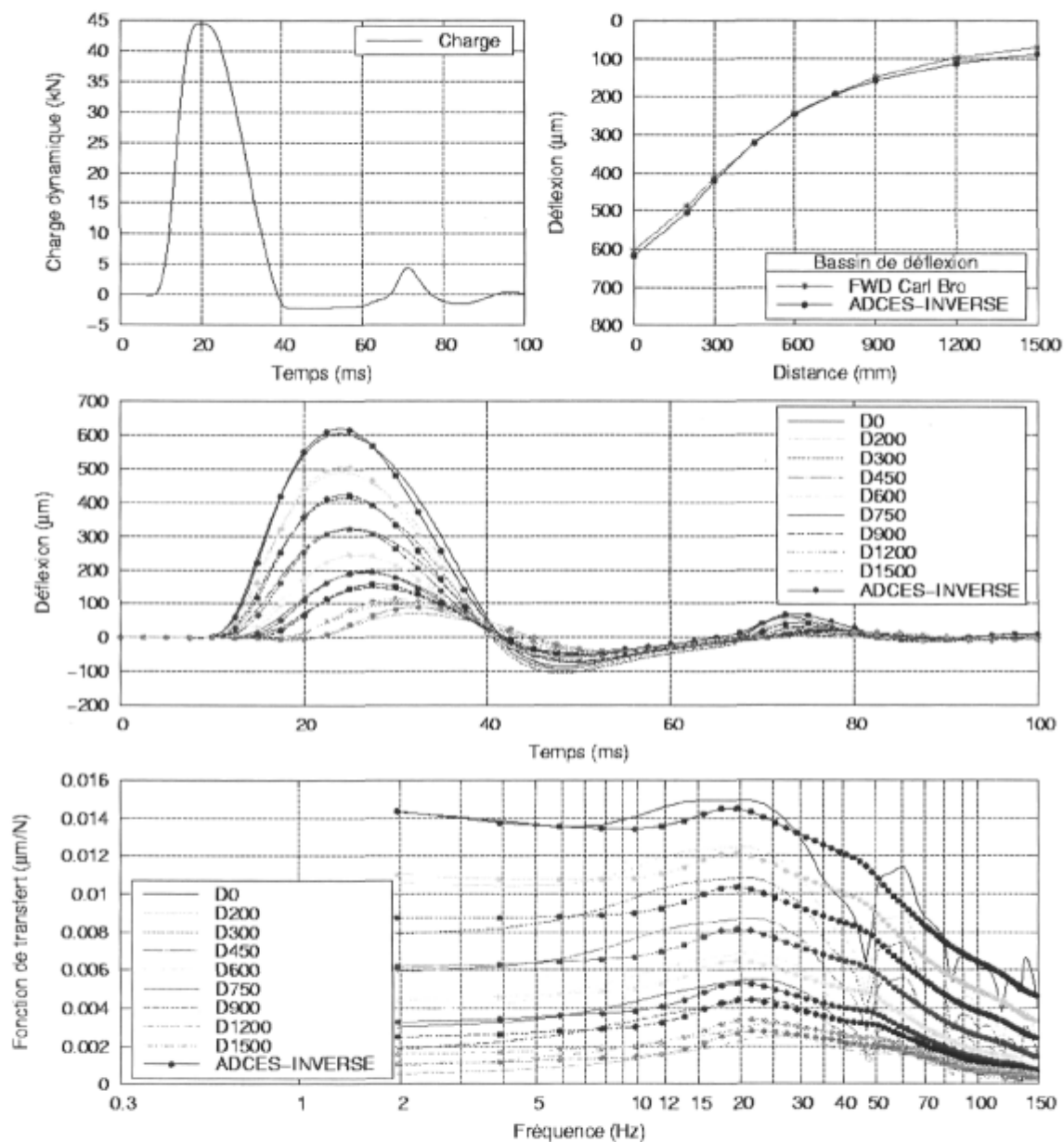


Figure E-11 : Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

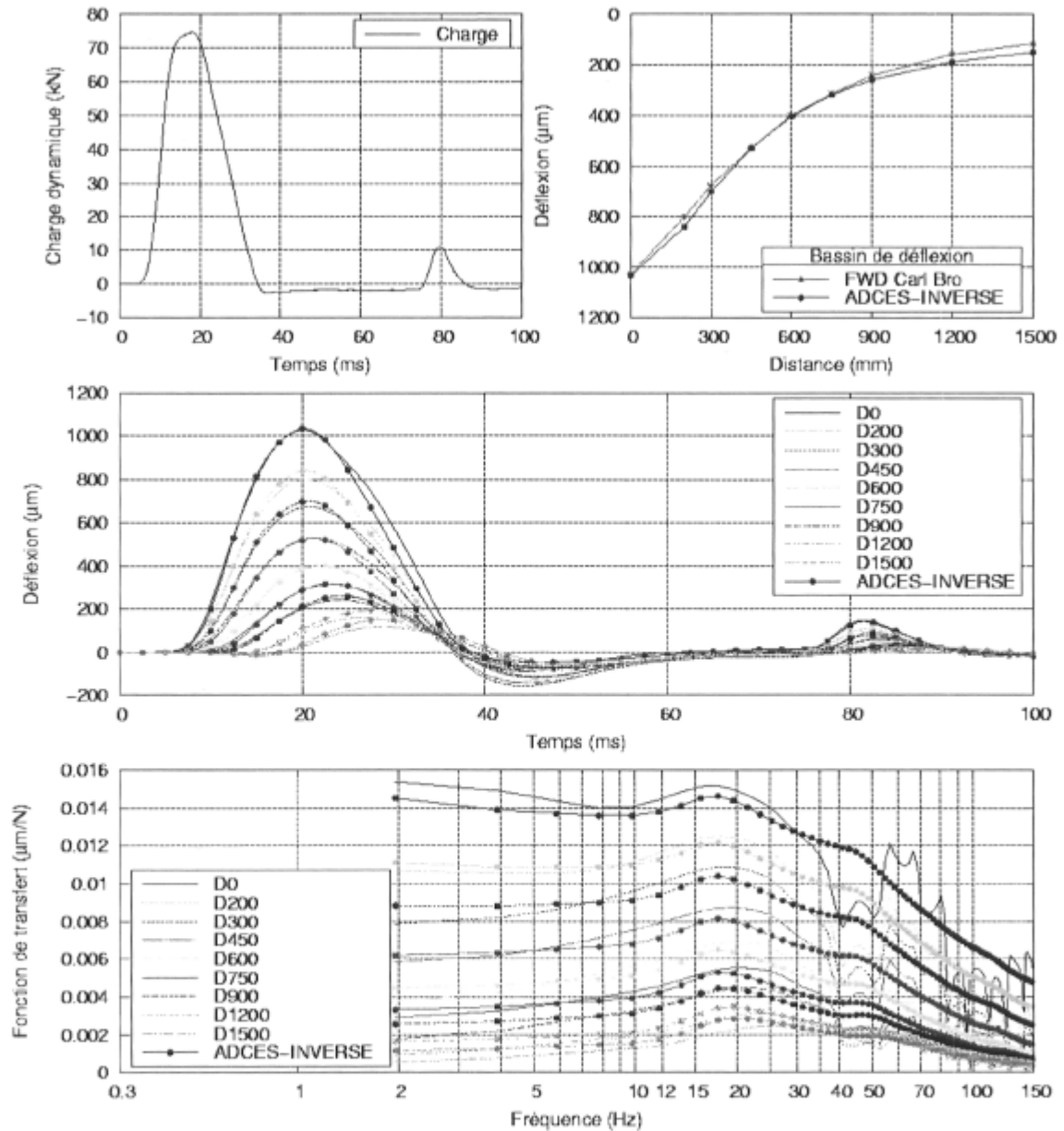


Figure E-12 : Analyse dynamique inverse dans le domaine du temps avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

C) Reproductibilité des résultats par une inversion dans le domaine des fréquences : revêtement élastique linéaire (module élastique E_1 inconnu)

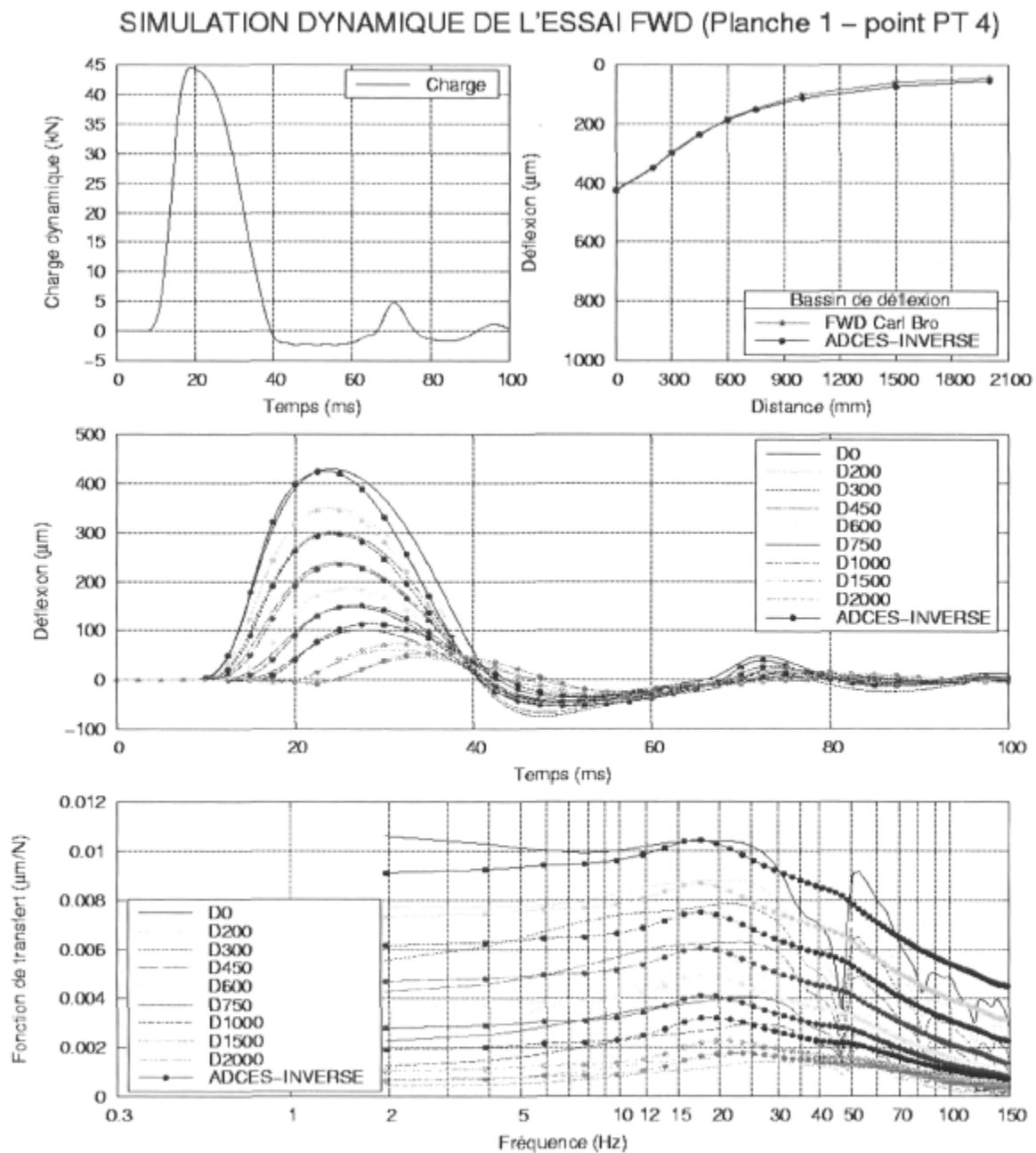


Figure E-13 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

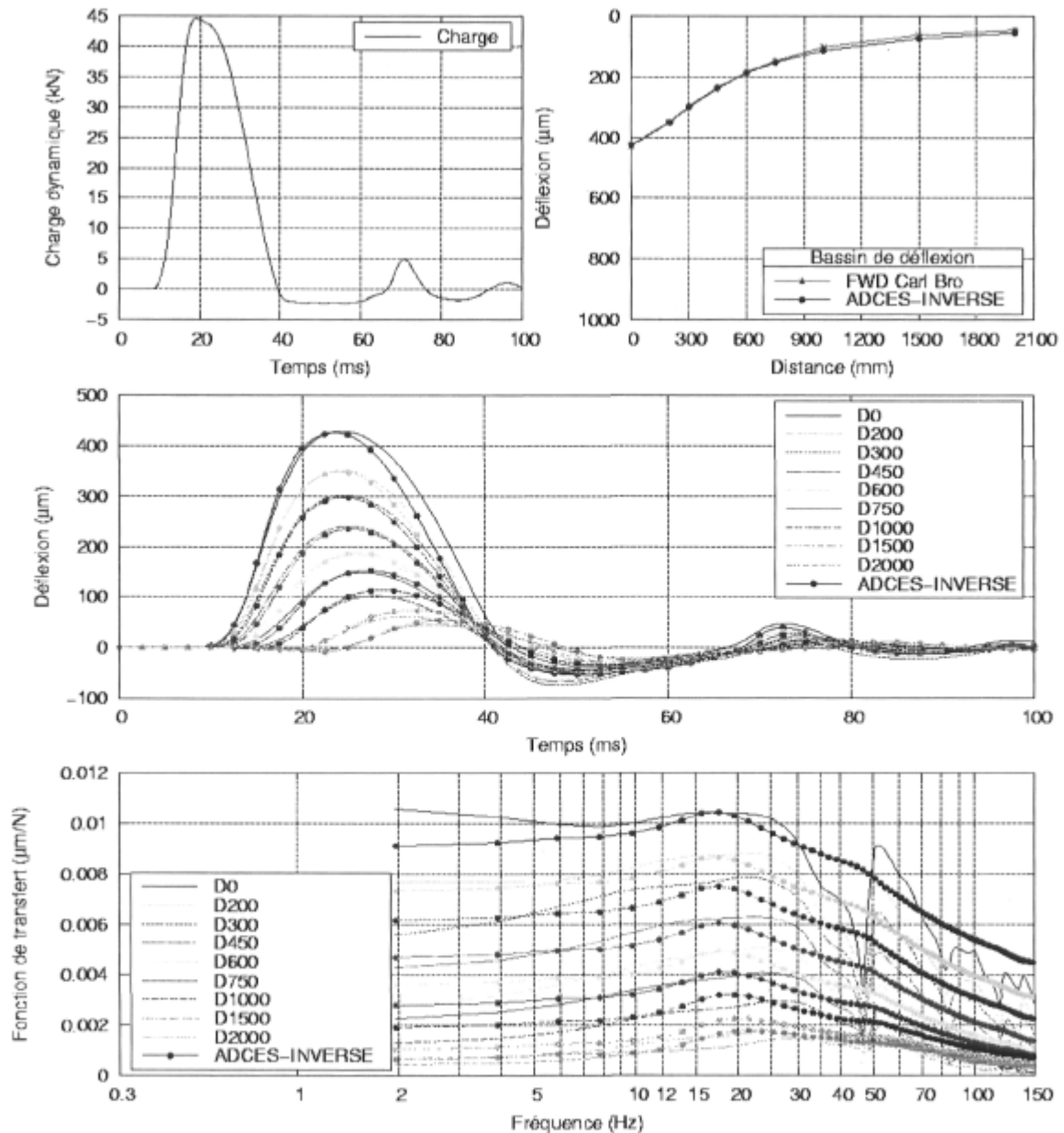


Figure E-14 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°1, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

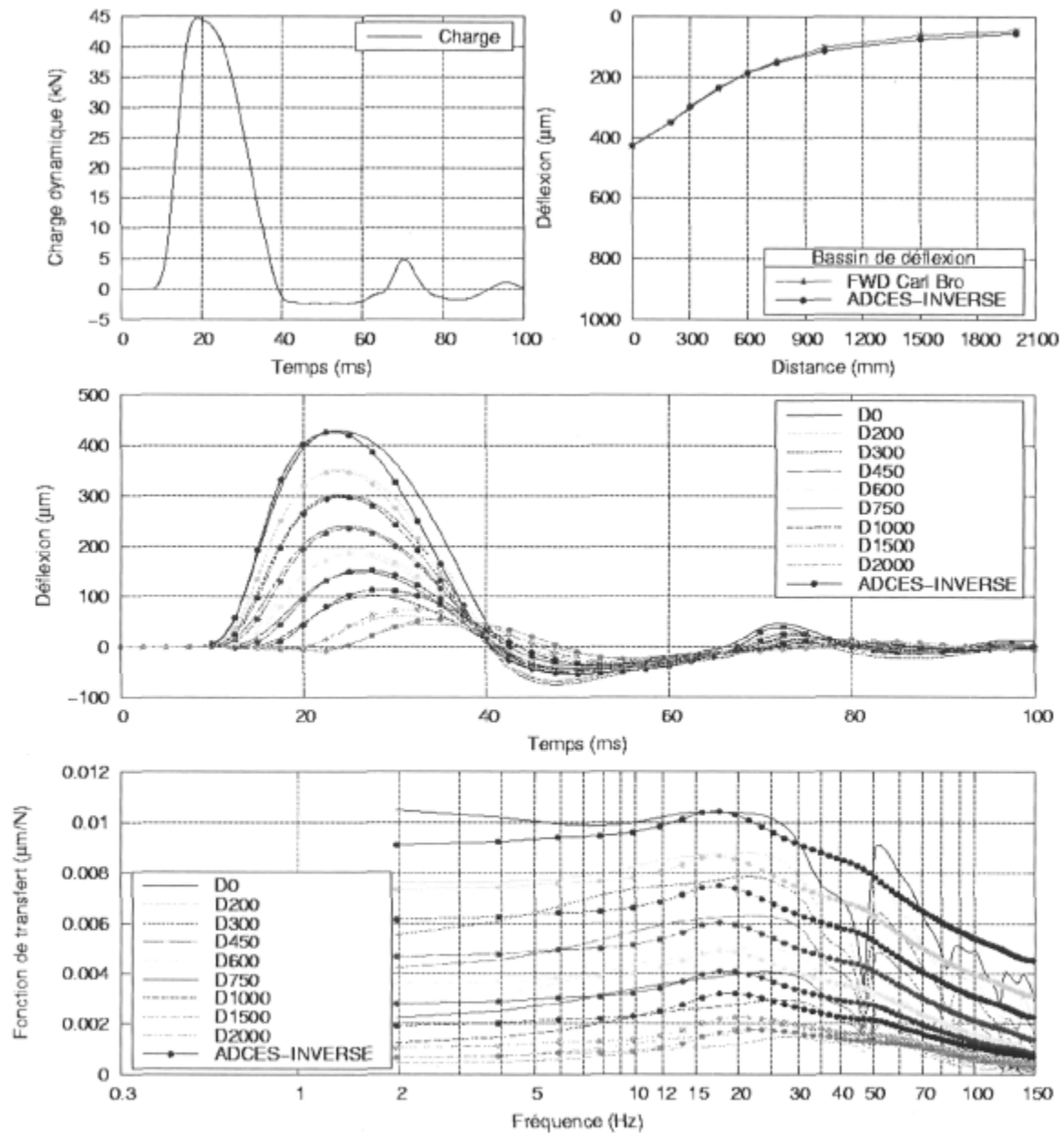


Figure E-15 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°1, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

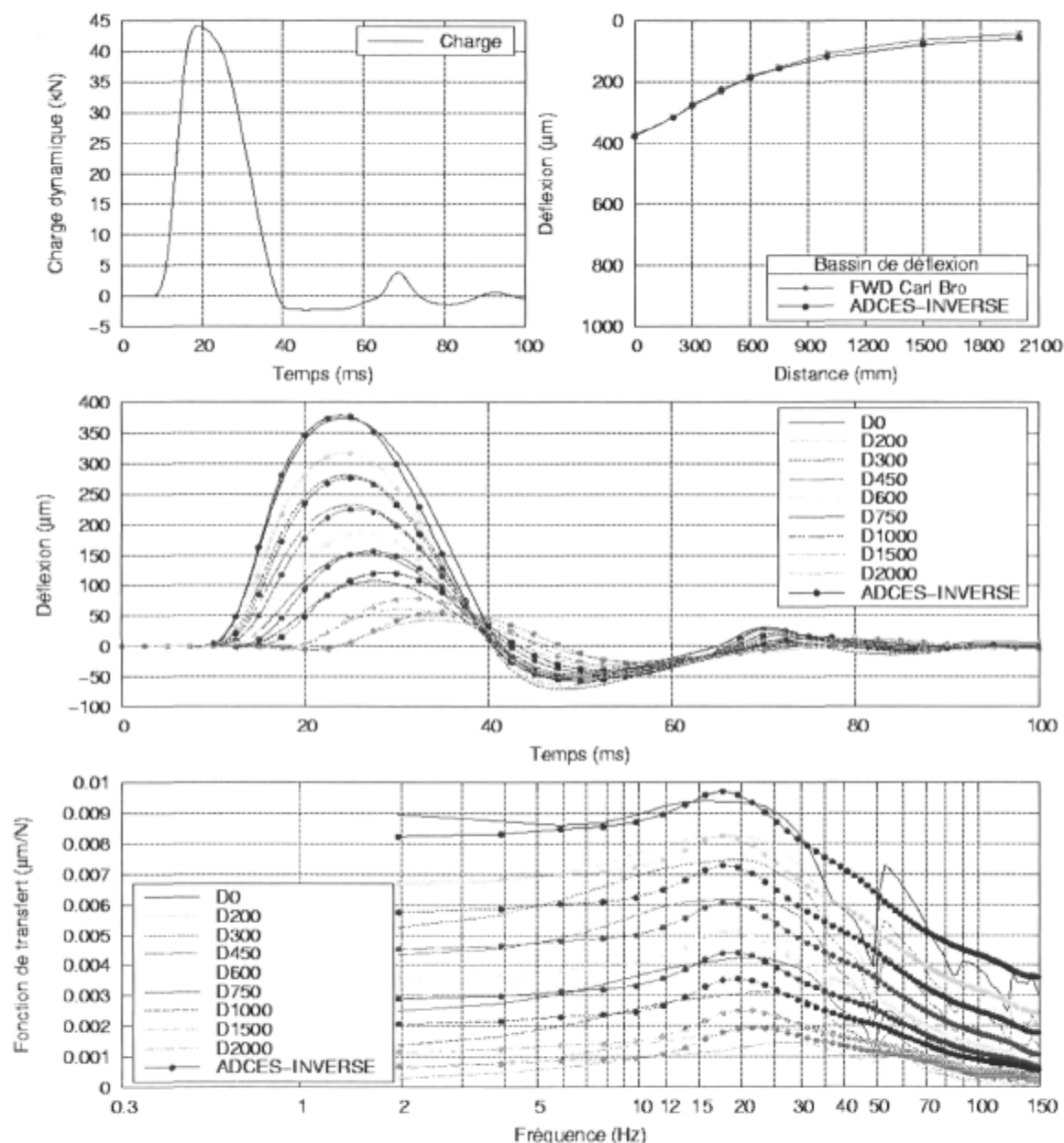


Figure E-16 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

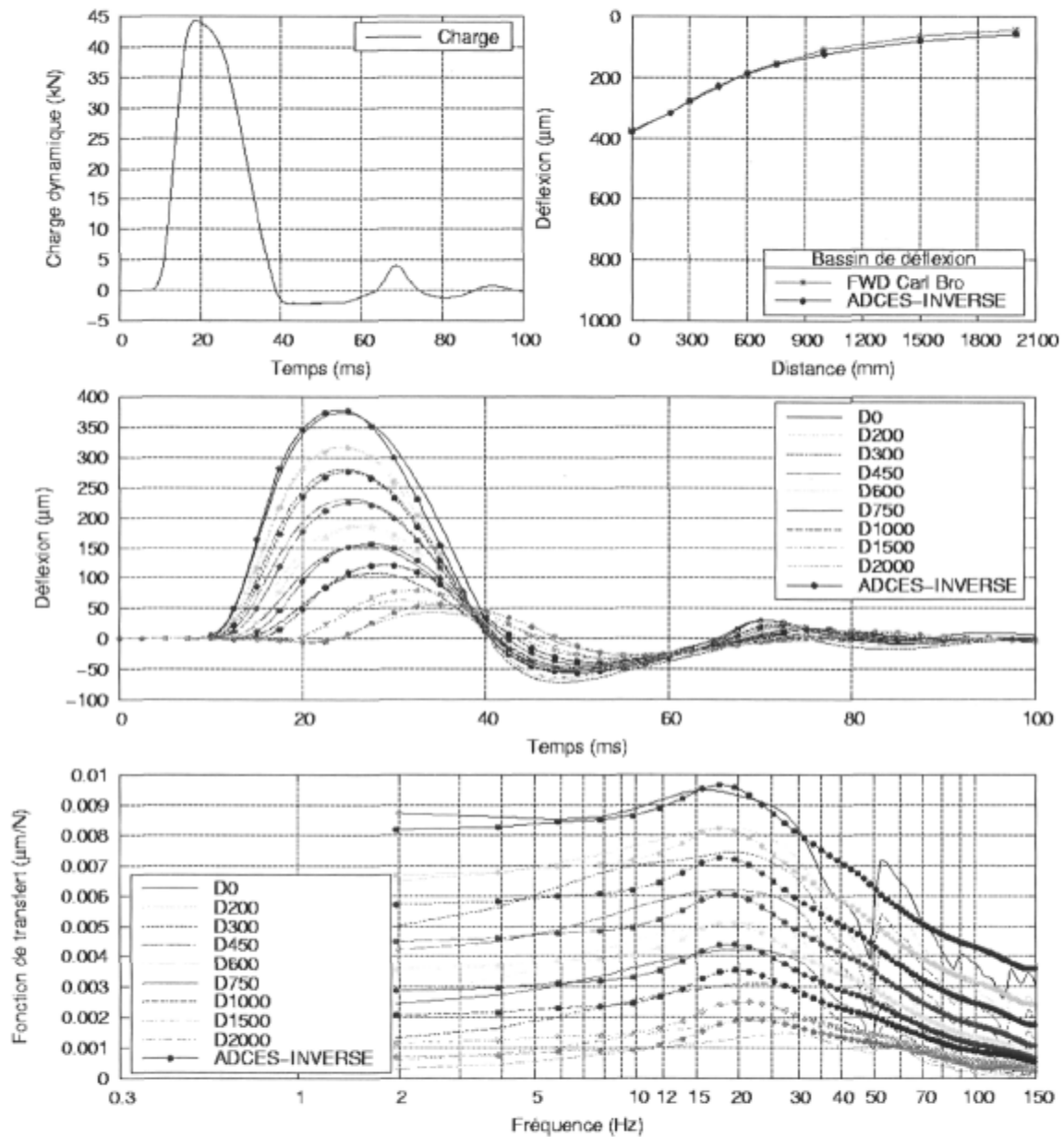


Figure E-17 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°2, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

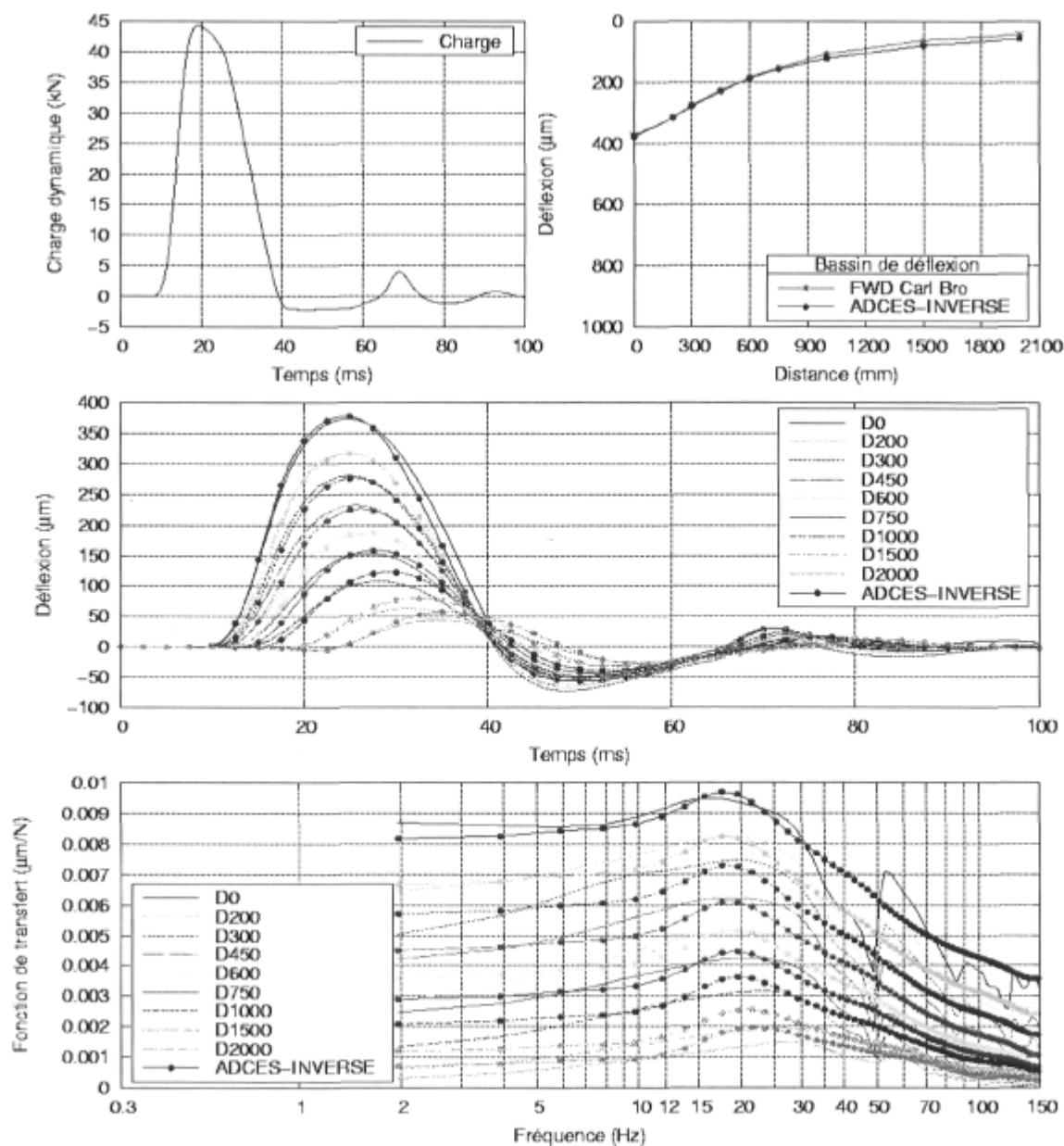


Figure E-18 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°2, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

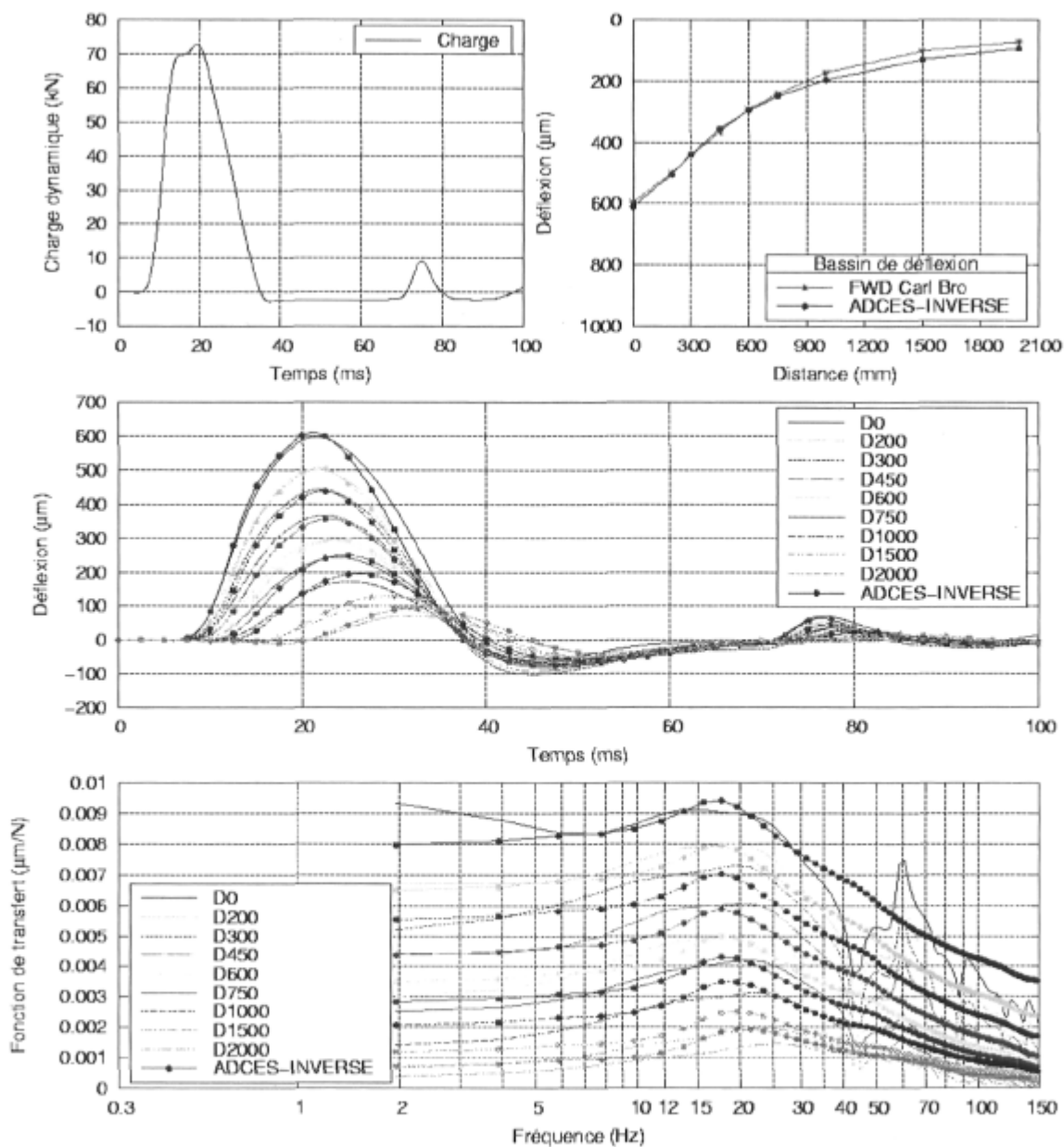


Figure E-19 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

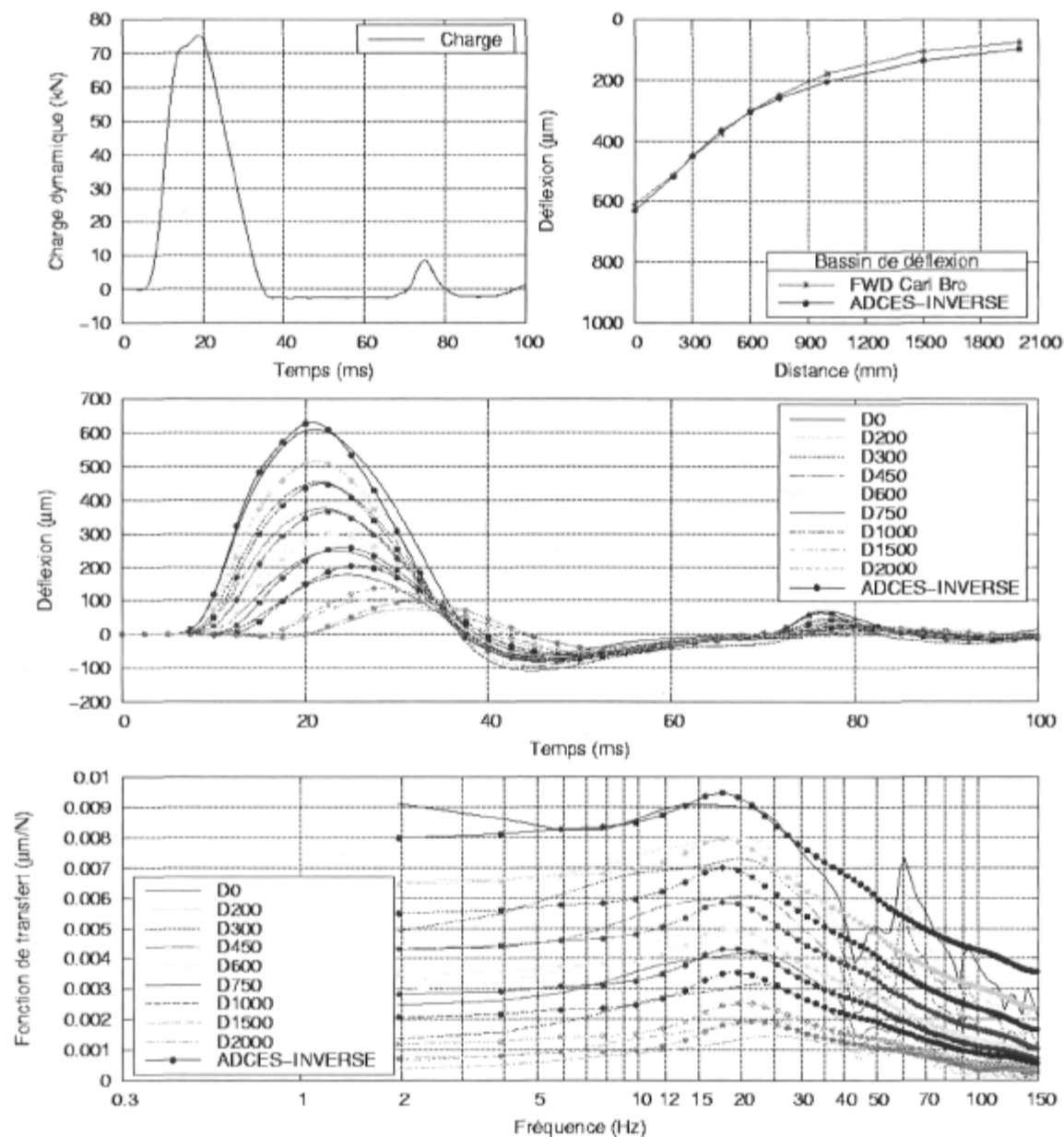


Figure E-20 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°3, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

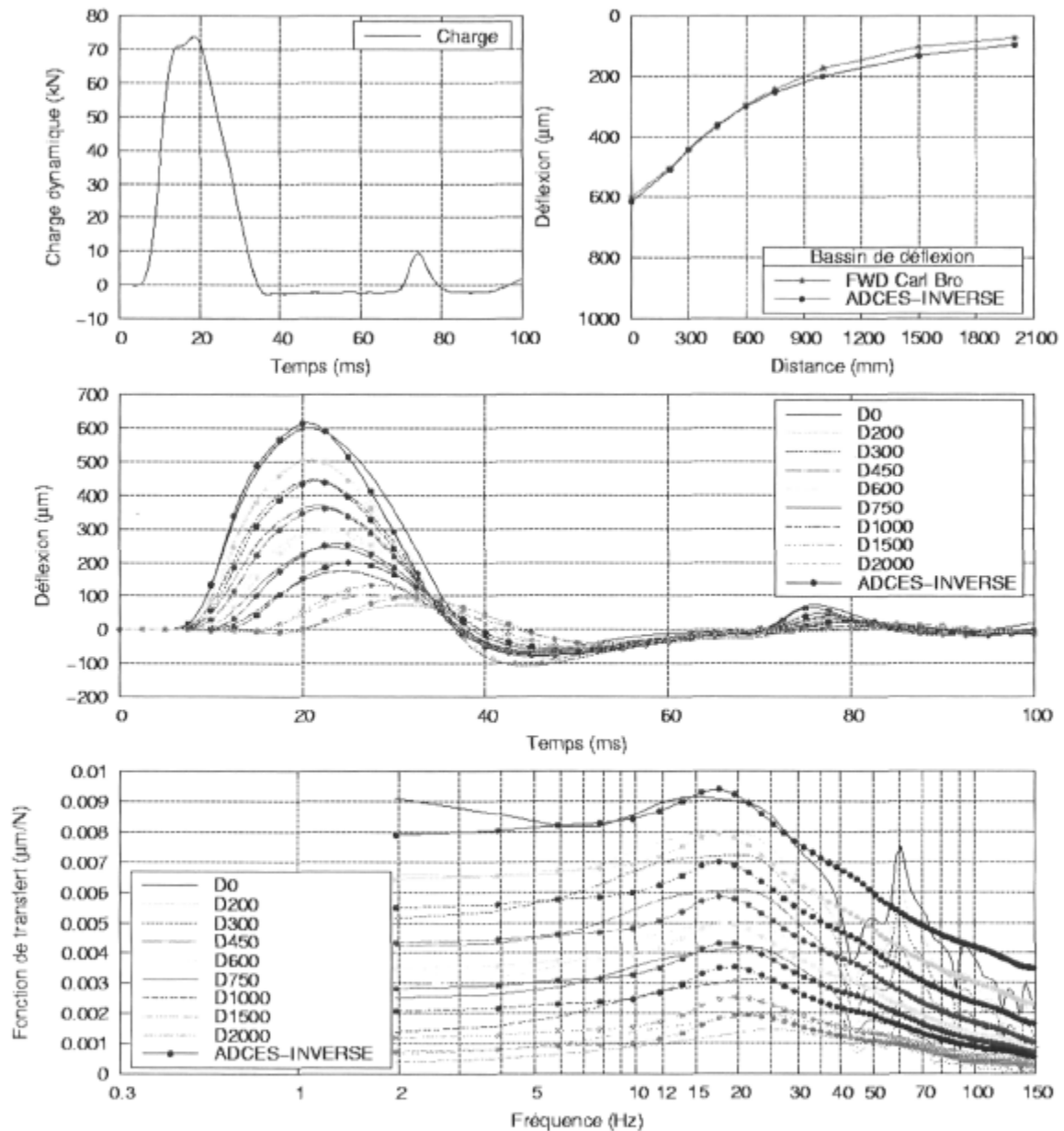


Figure E-21 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°3, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

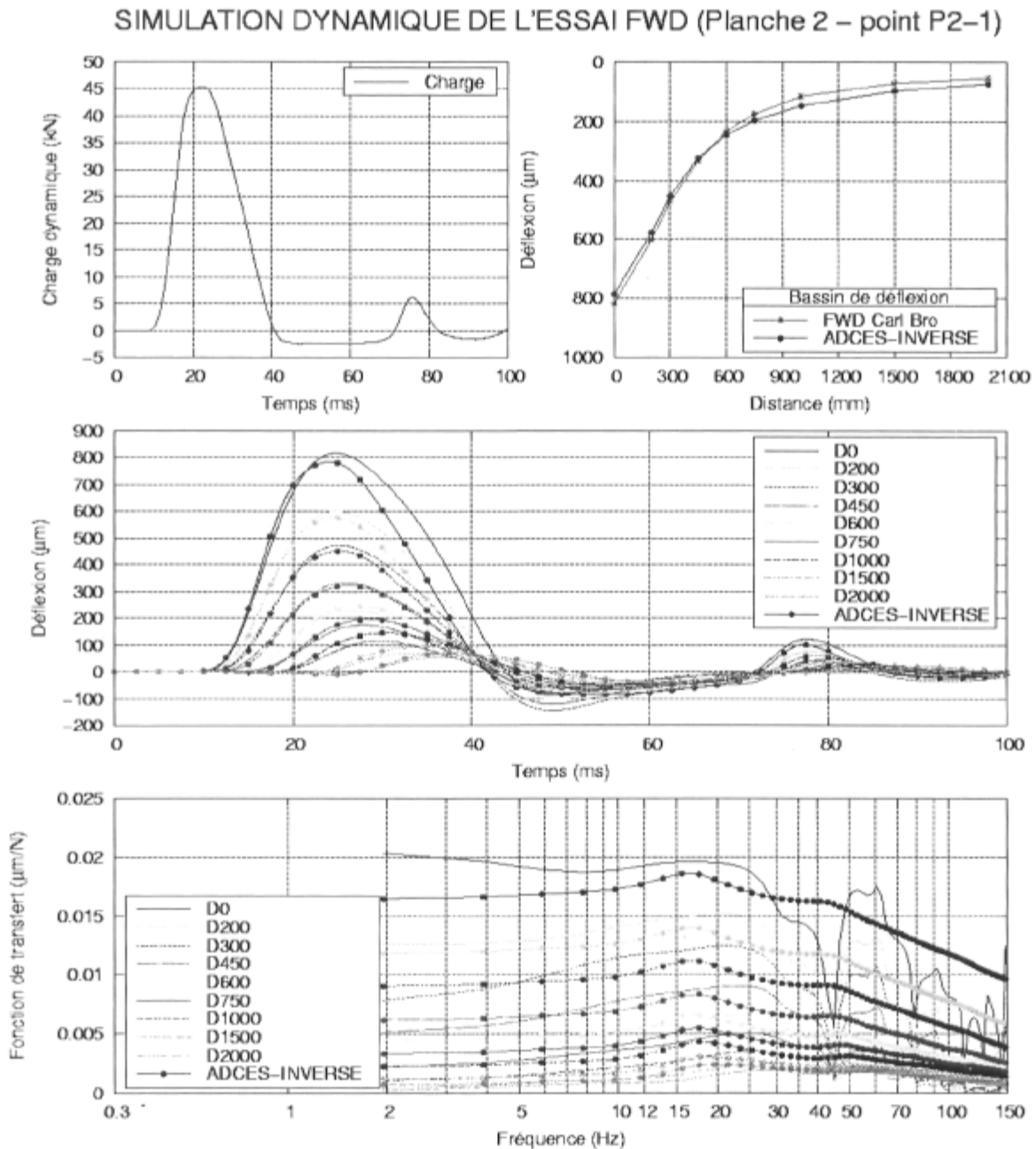


Figure E-22 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

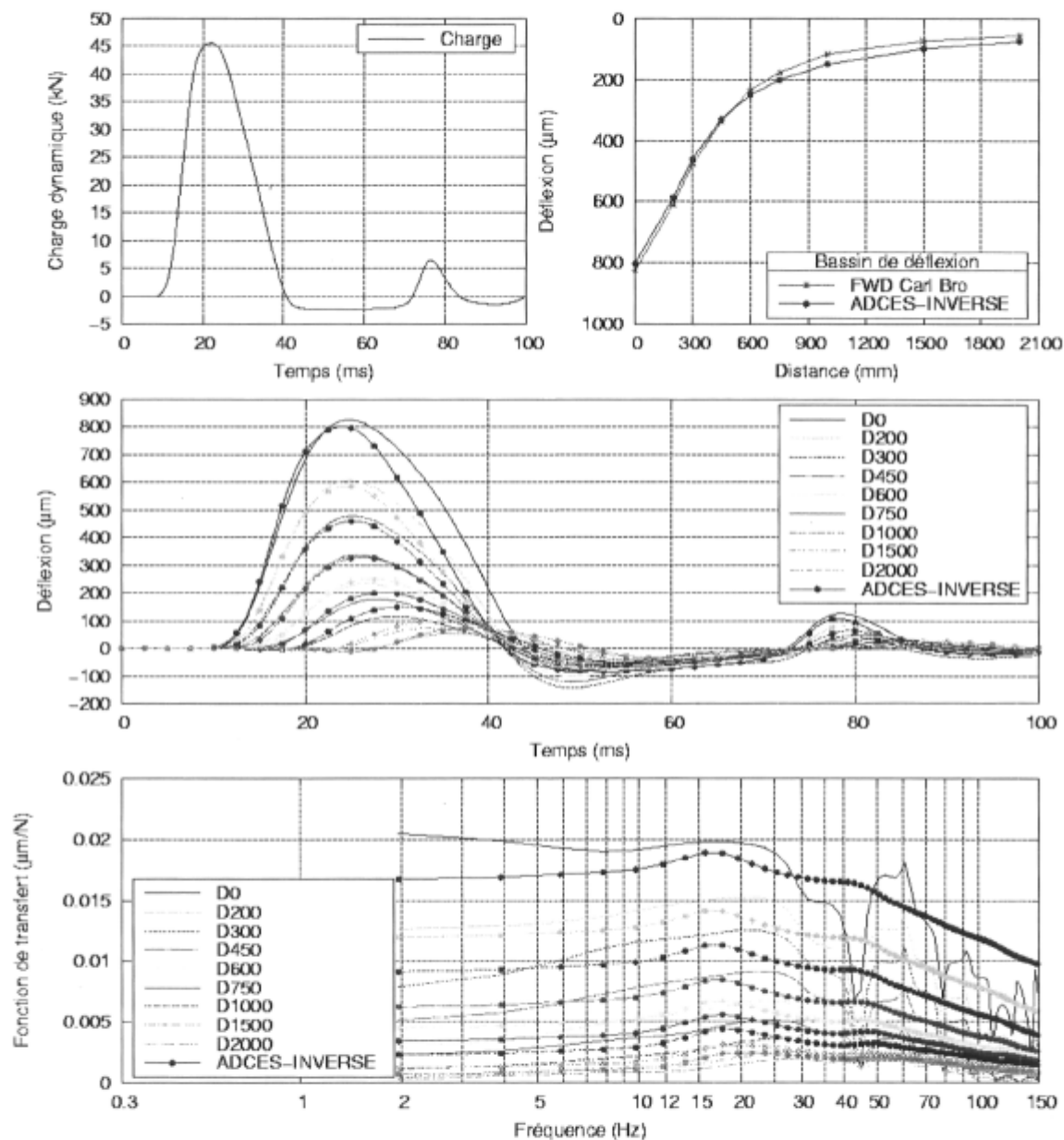


Figure E-23 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°4, essai FWD #2 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

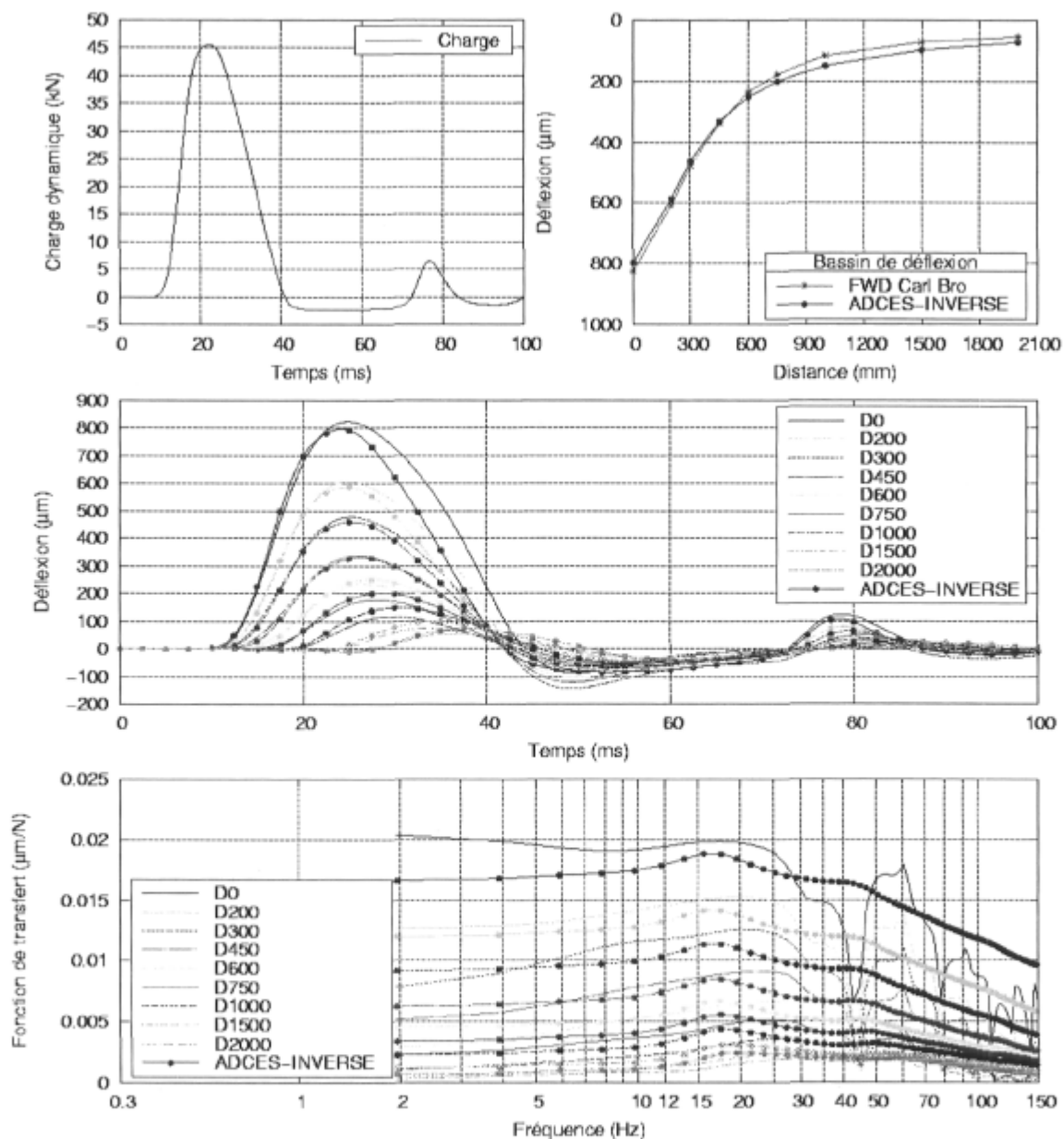


Figure E-24 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°4, essai FWD #3 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

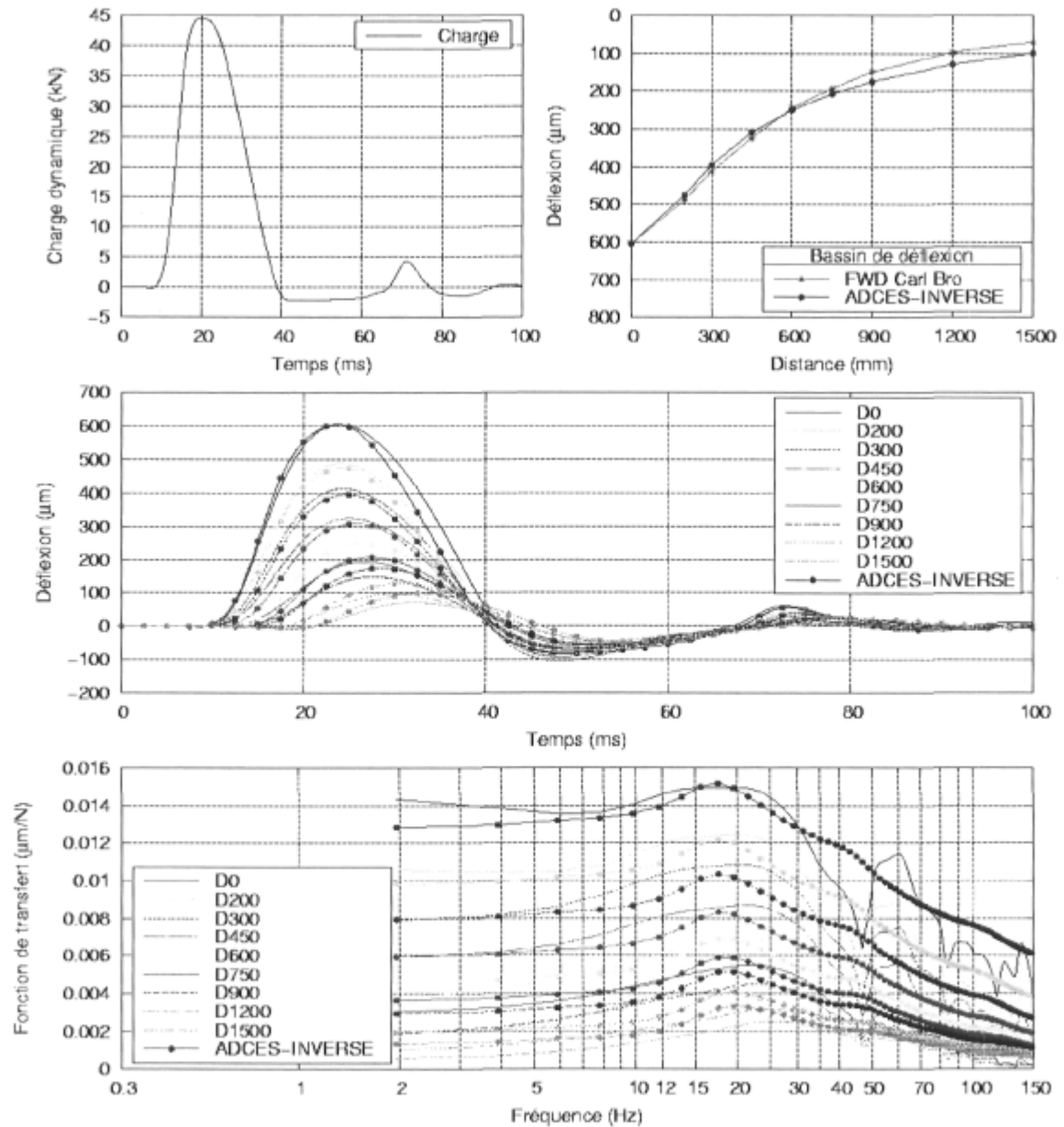


Figure E-25 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

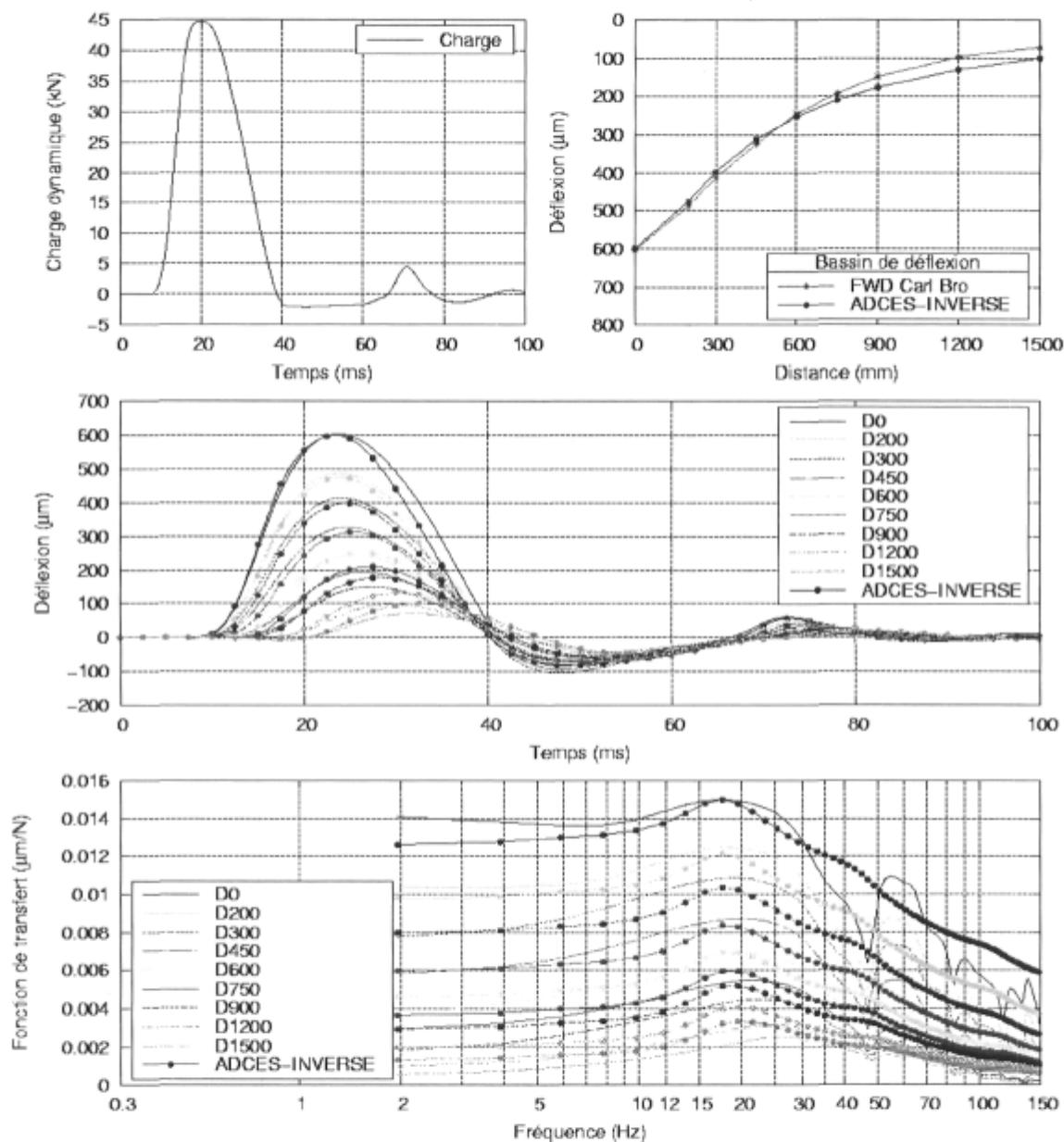


Figure E-26 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°5, essai FWD #2 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

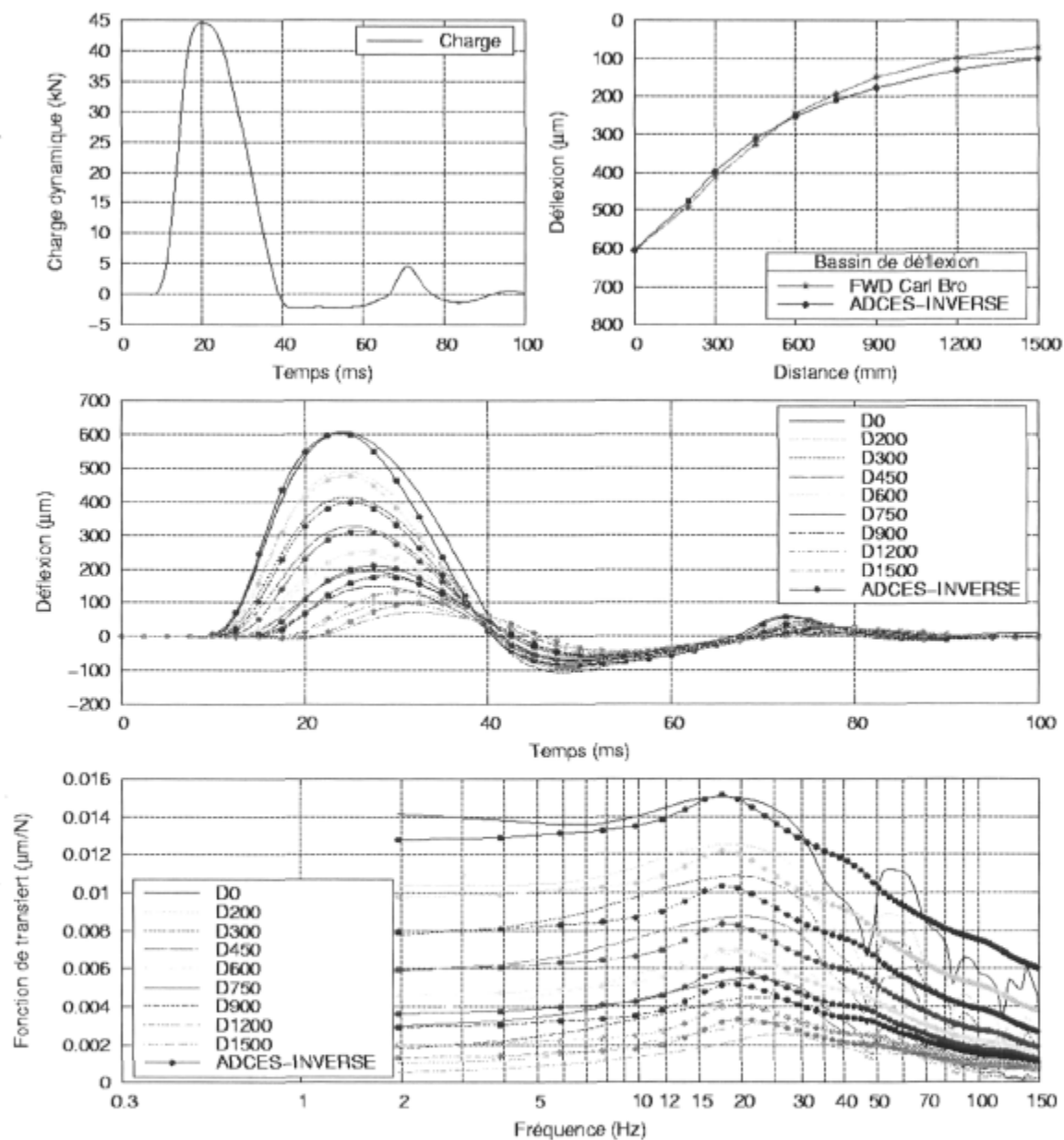


Figure E-27 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°5, essai FWD #3 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

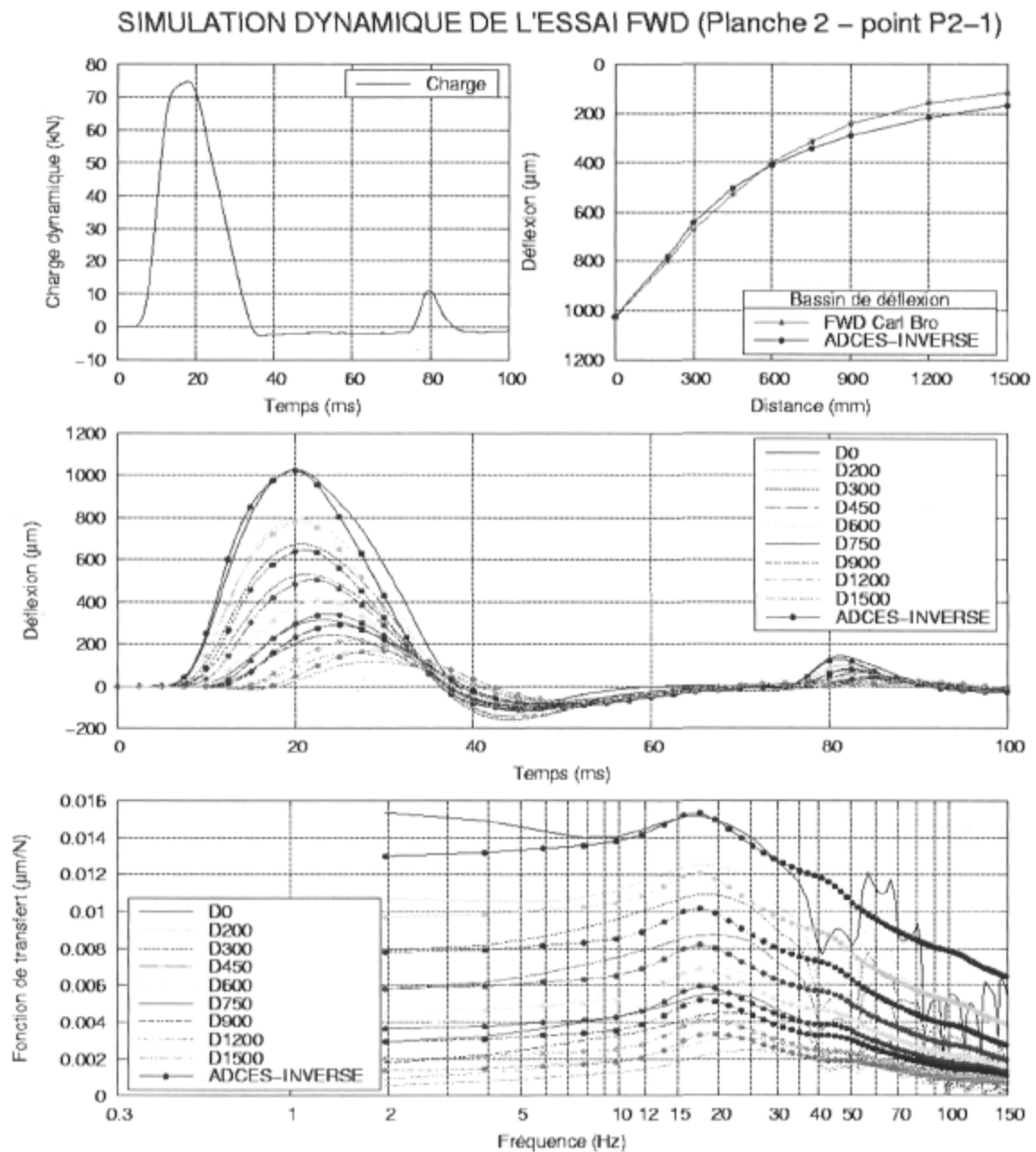


Figure E-28 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

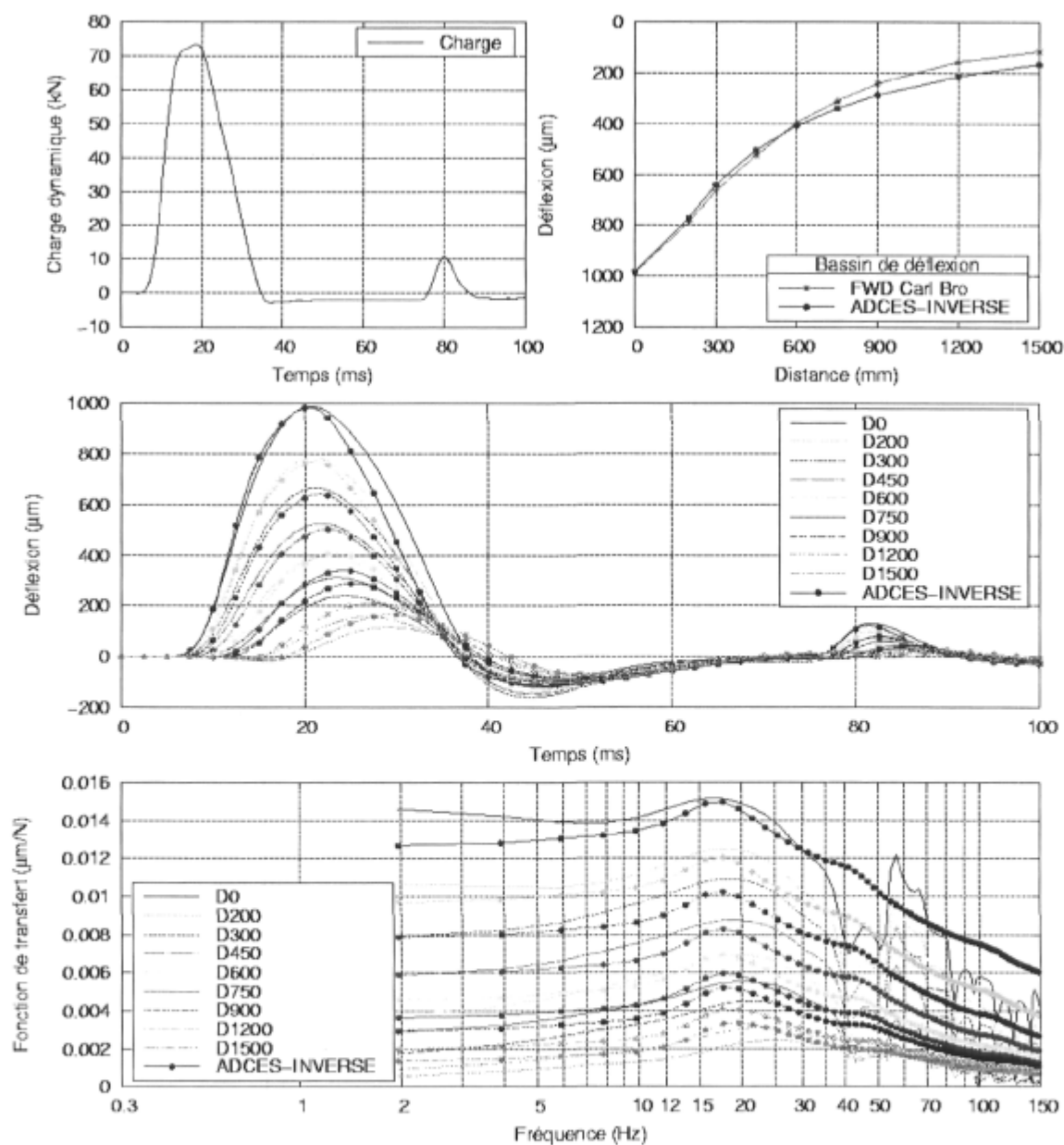


Figure E-29 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°6, essai FWD #2 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

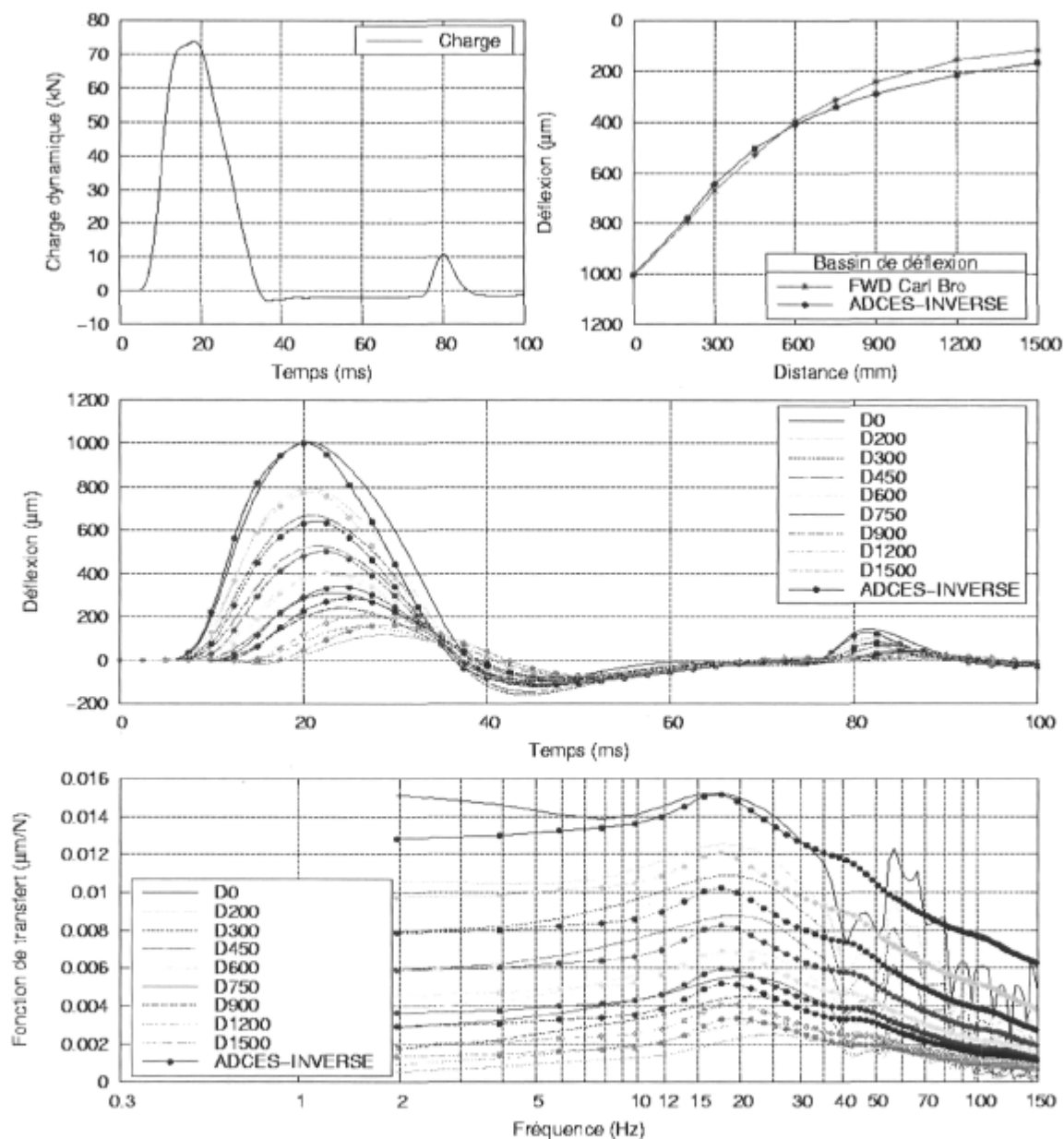


Figure E-30 : Analyse dynamique inverse élastique linéaire dans le domaine des fréquences pour le cas d'étude n°6, essai FWD #3 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

D) Reproductibilité des résultats par une inversion dans le domaine des fréquences : revêtement viscoélastique (module complexe E^* connu)

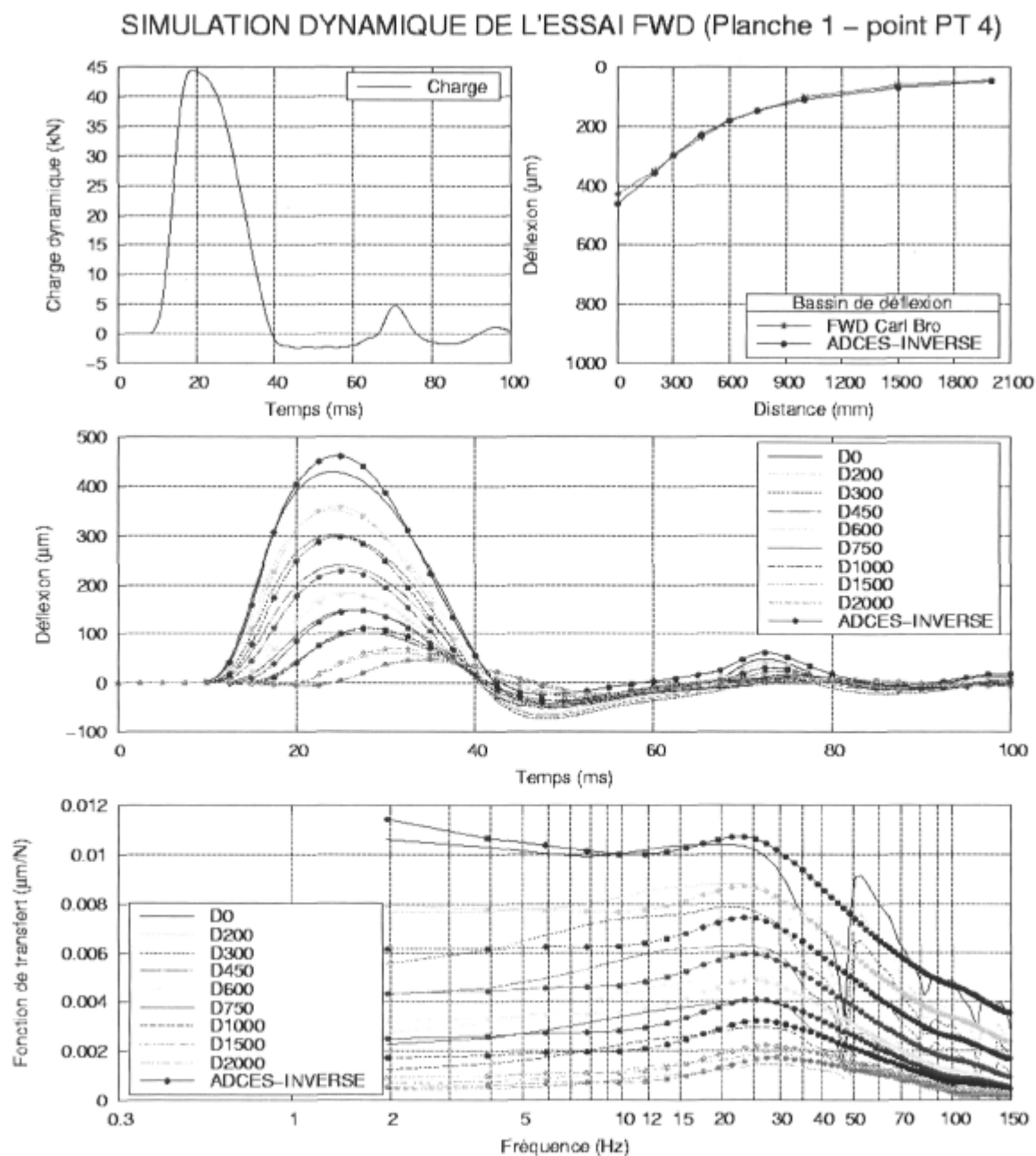


Figure E-31 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

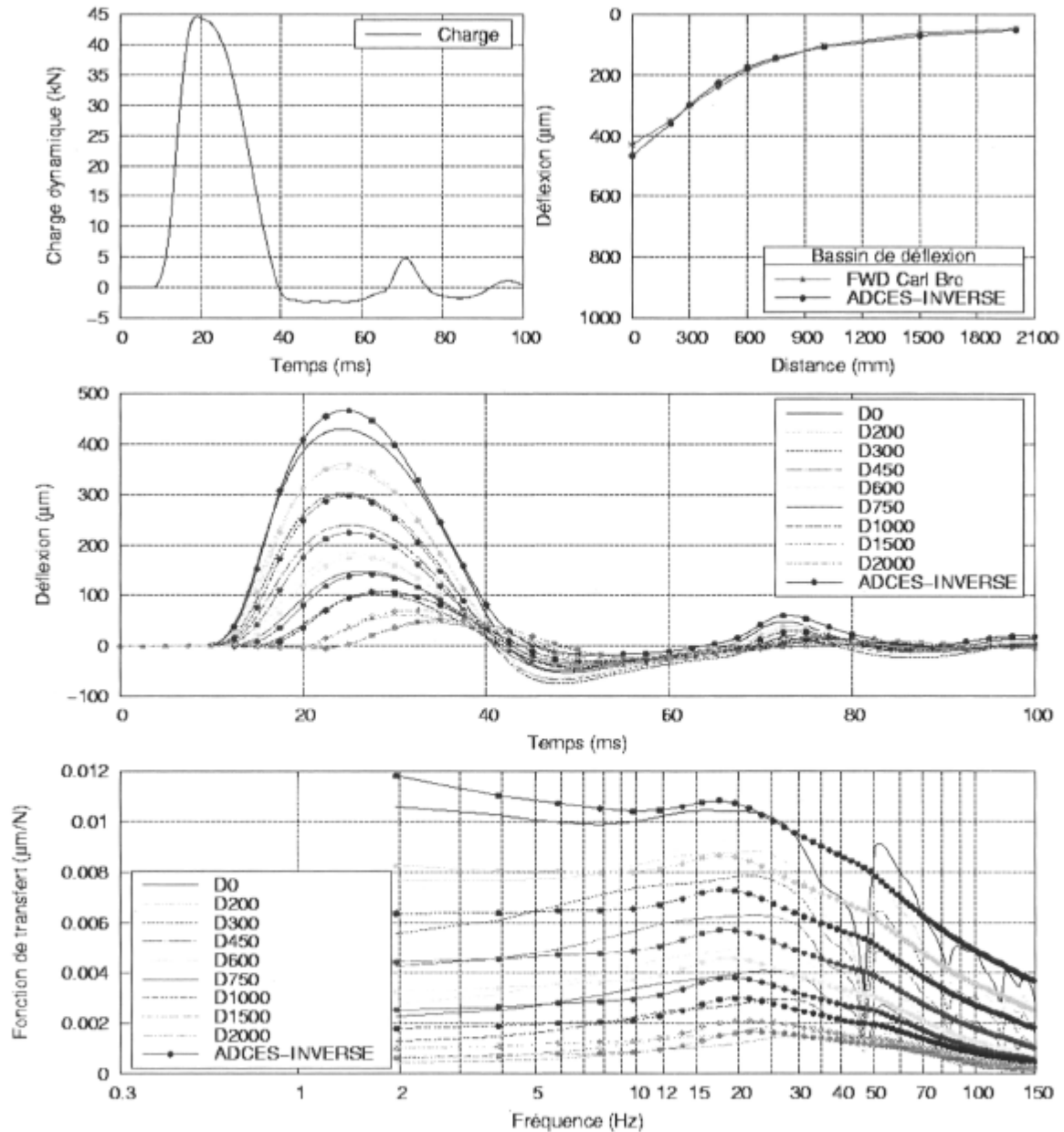


Figure E-32 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

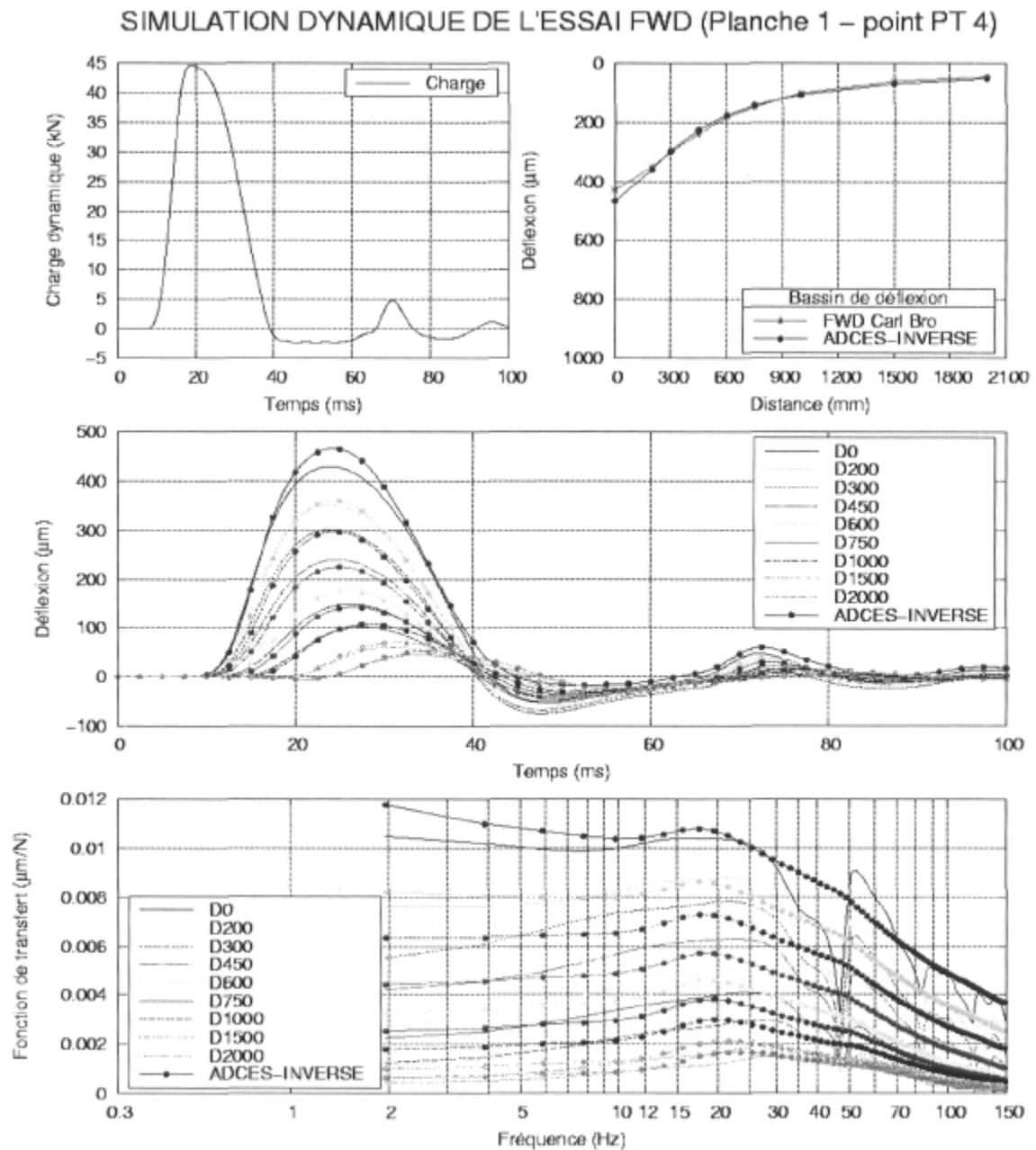


Figure E-33 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°1, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

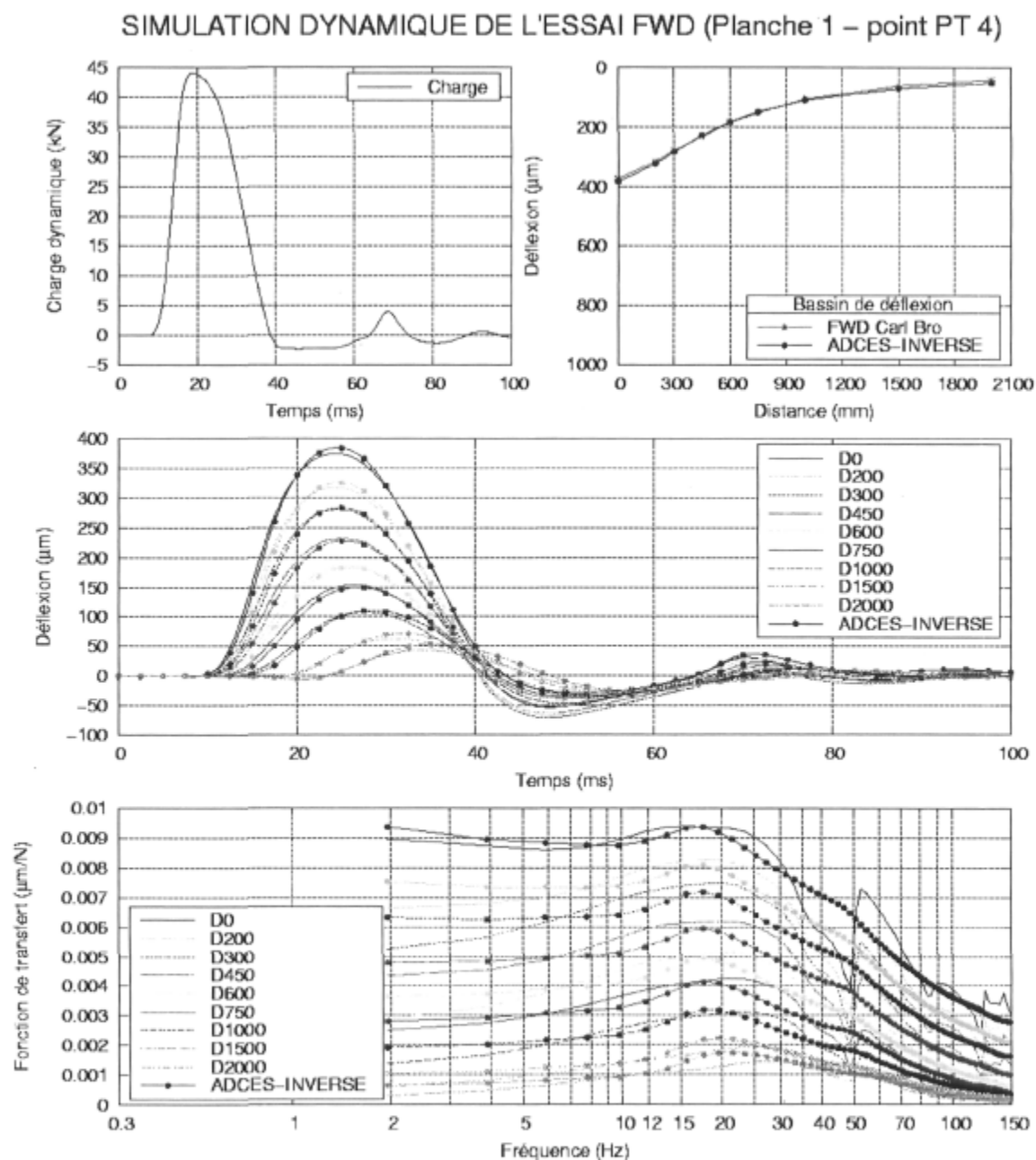


Figure E-34 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

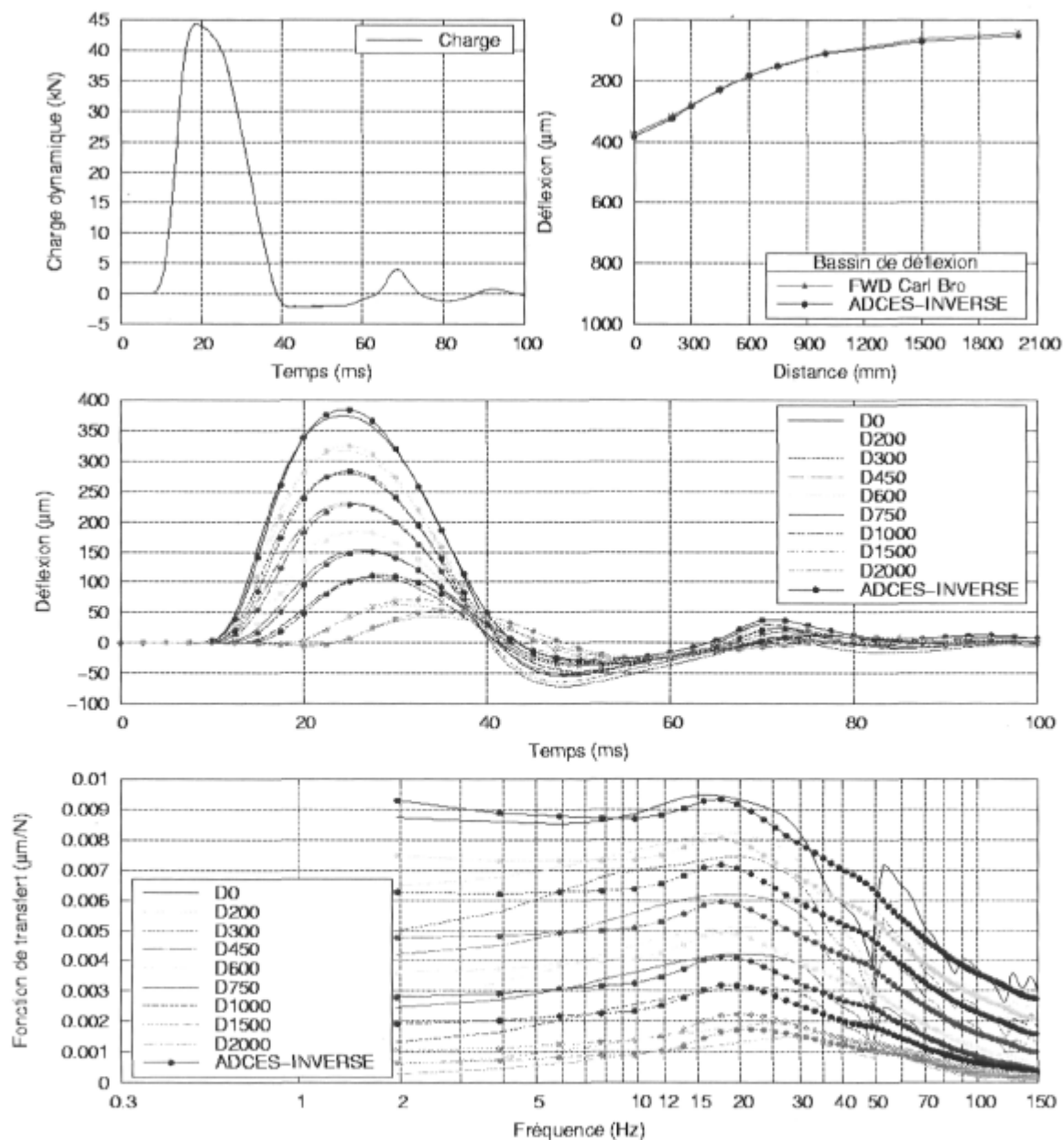


Figure E-35 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

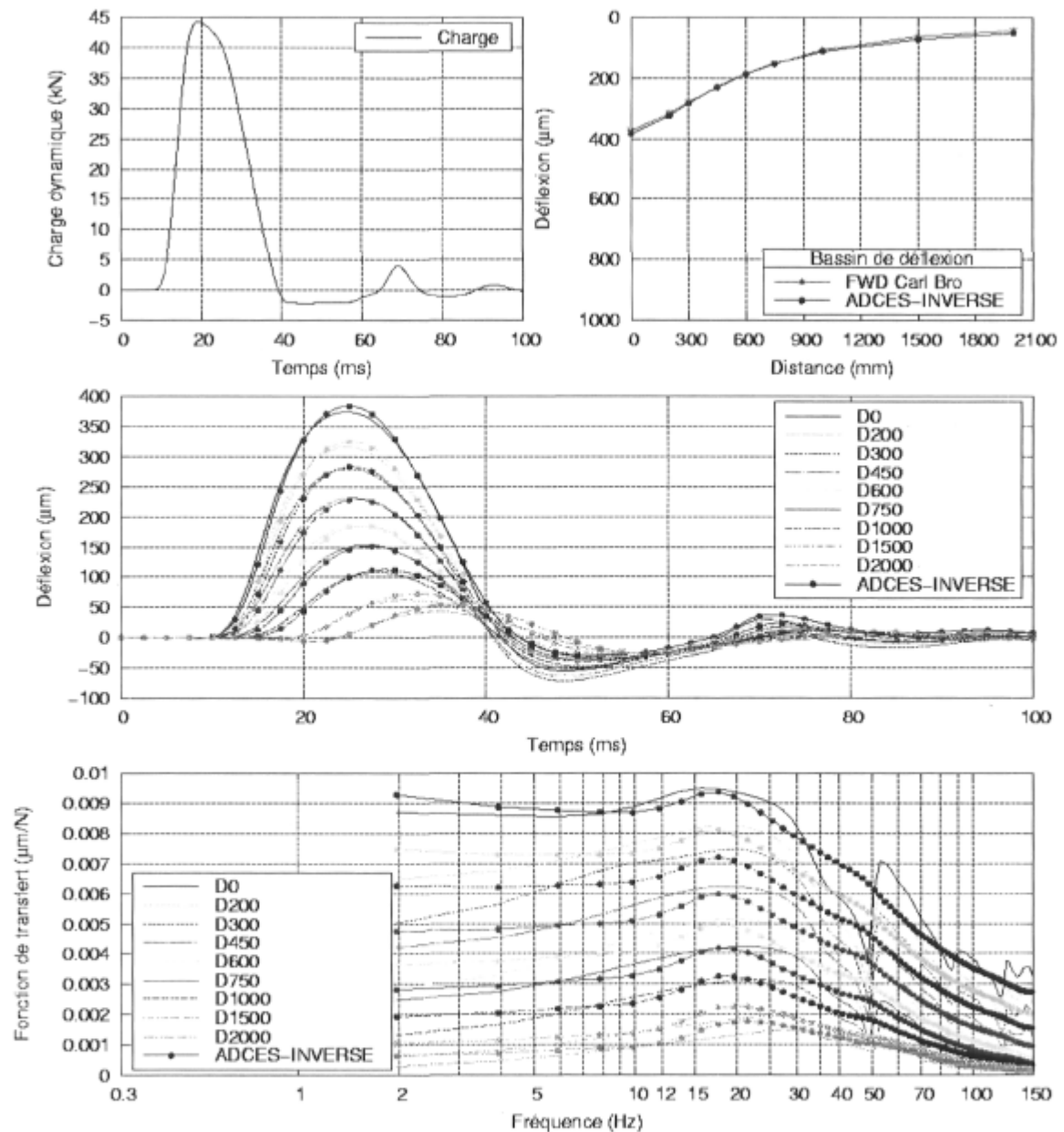


Figure E-36 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°2, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

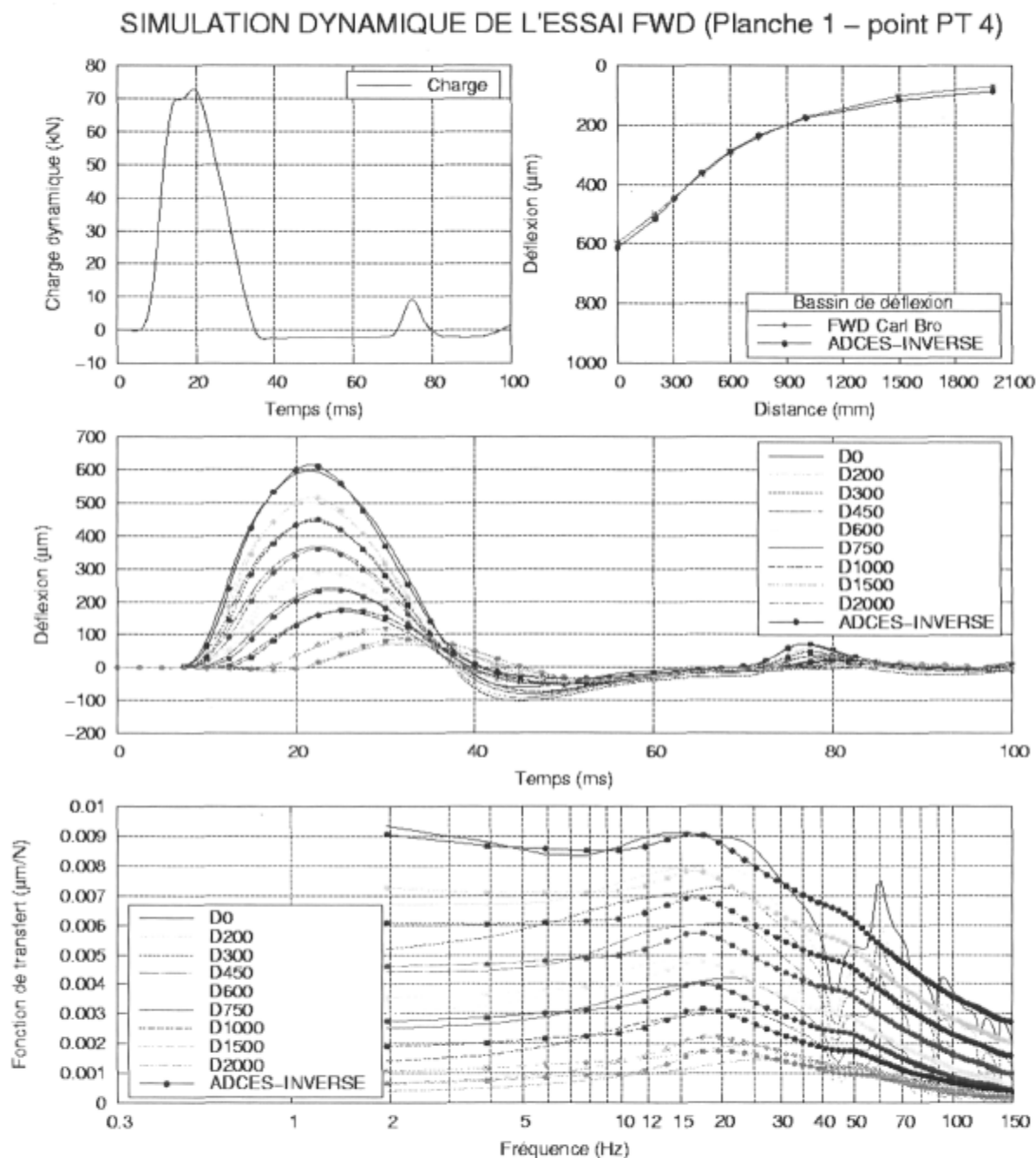


Figure E-37 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #1 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 9.7°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

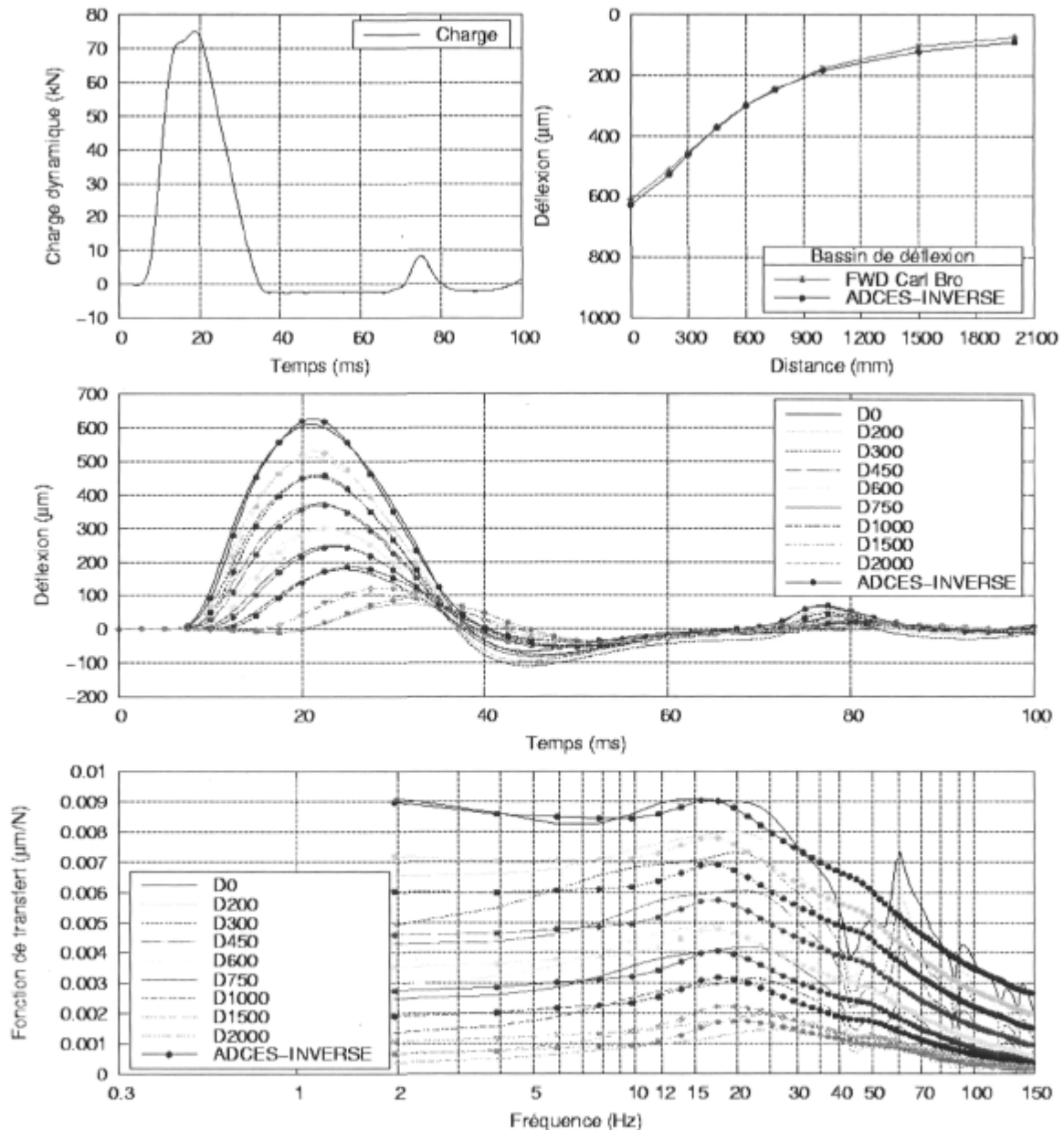


Figure E-38 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point PT 4)

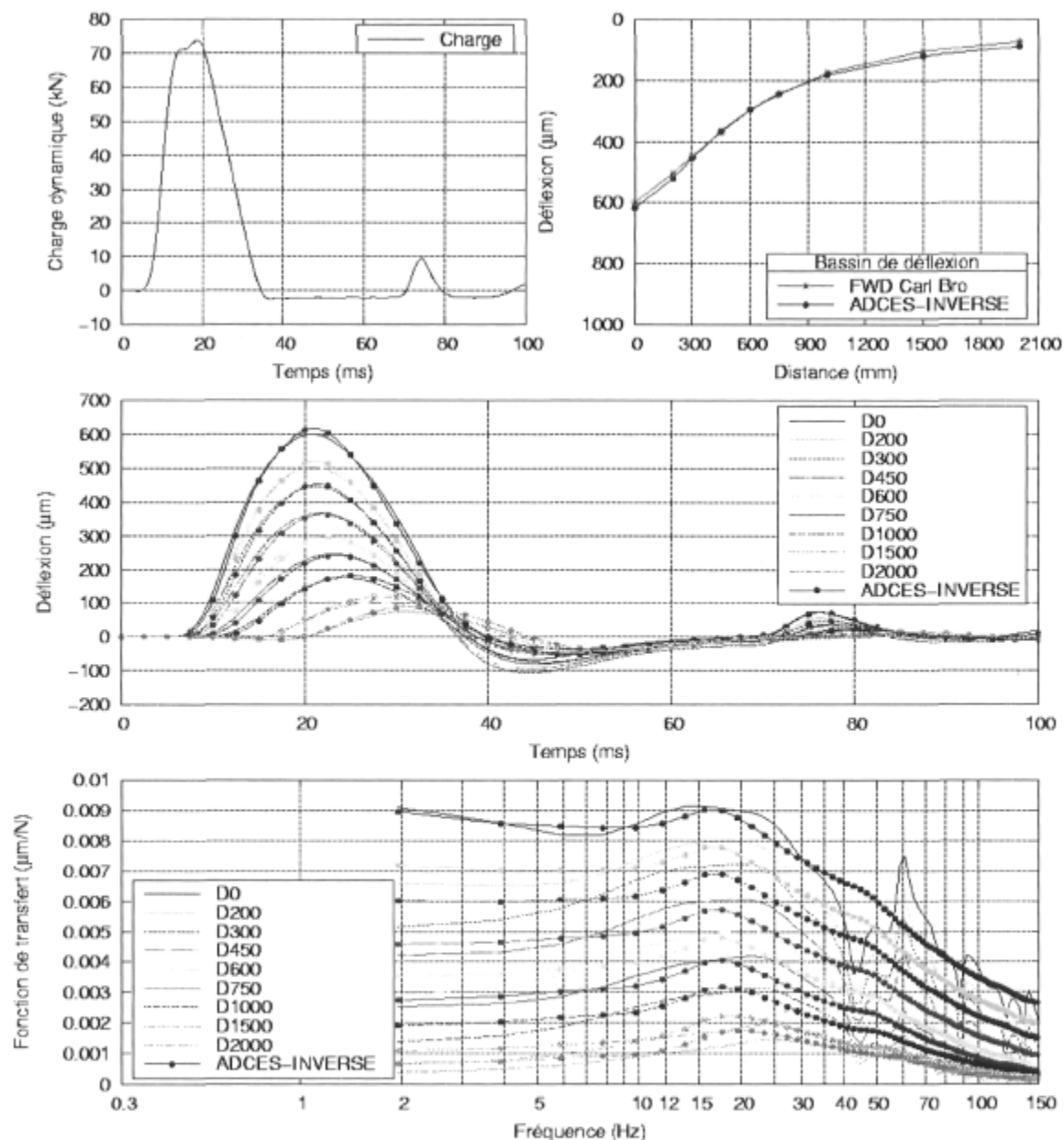


Figure E-39 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°3, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

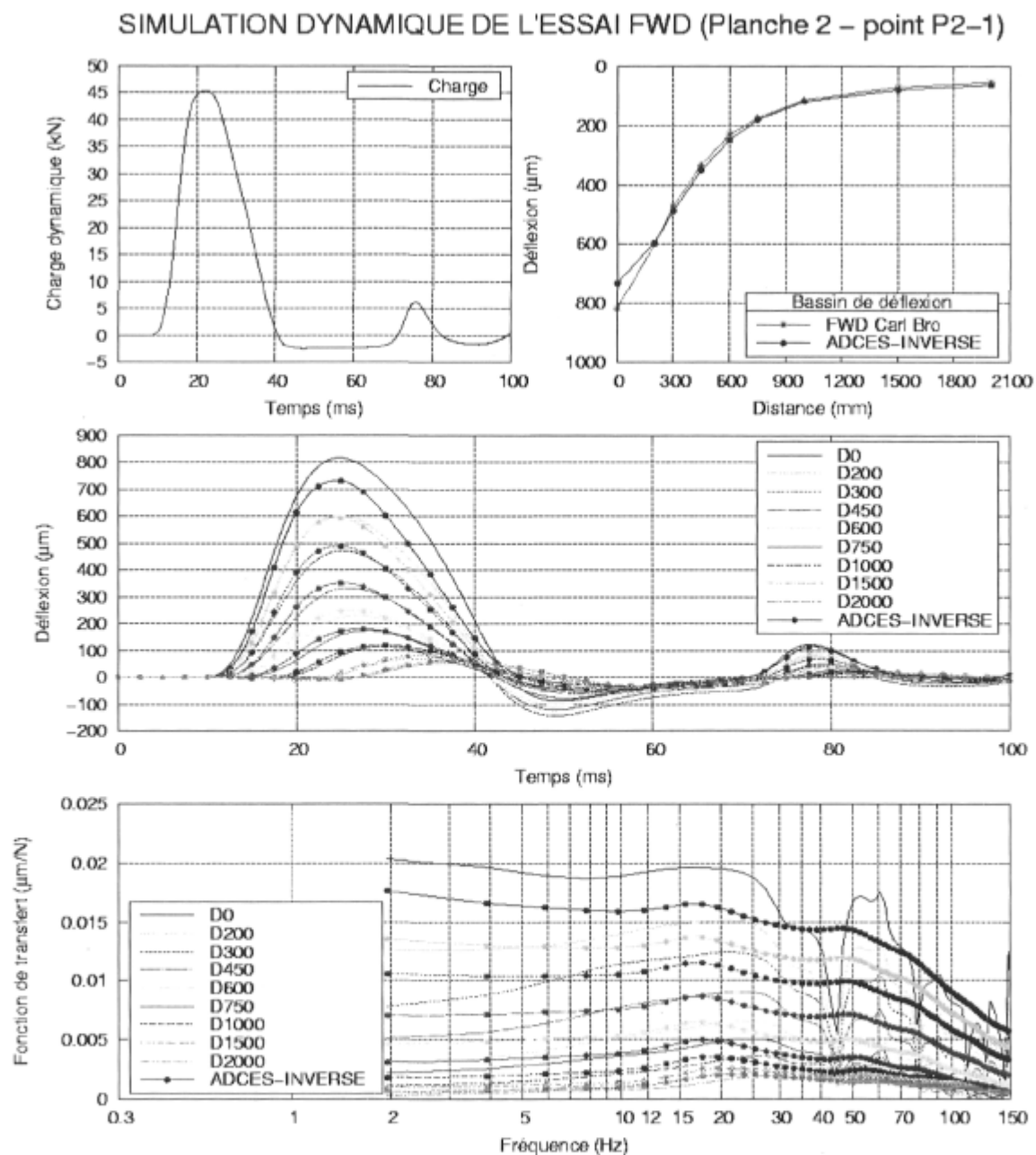


Figure E-40 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.7°C.

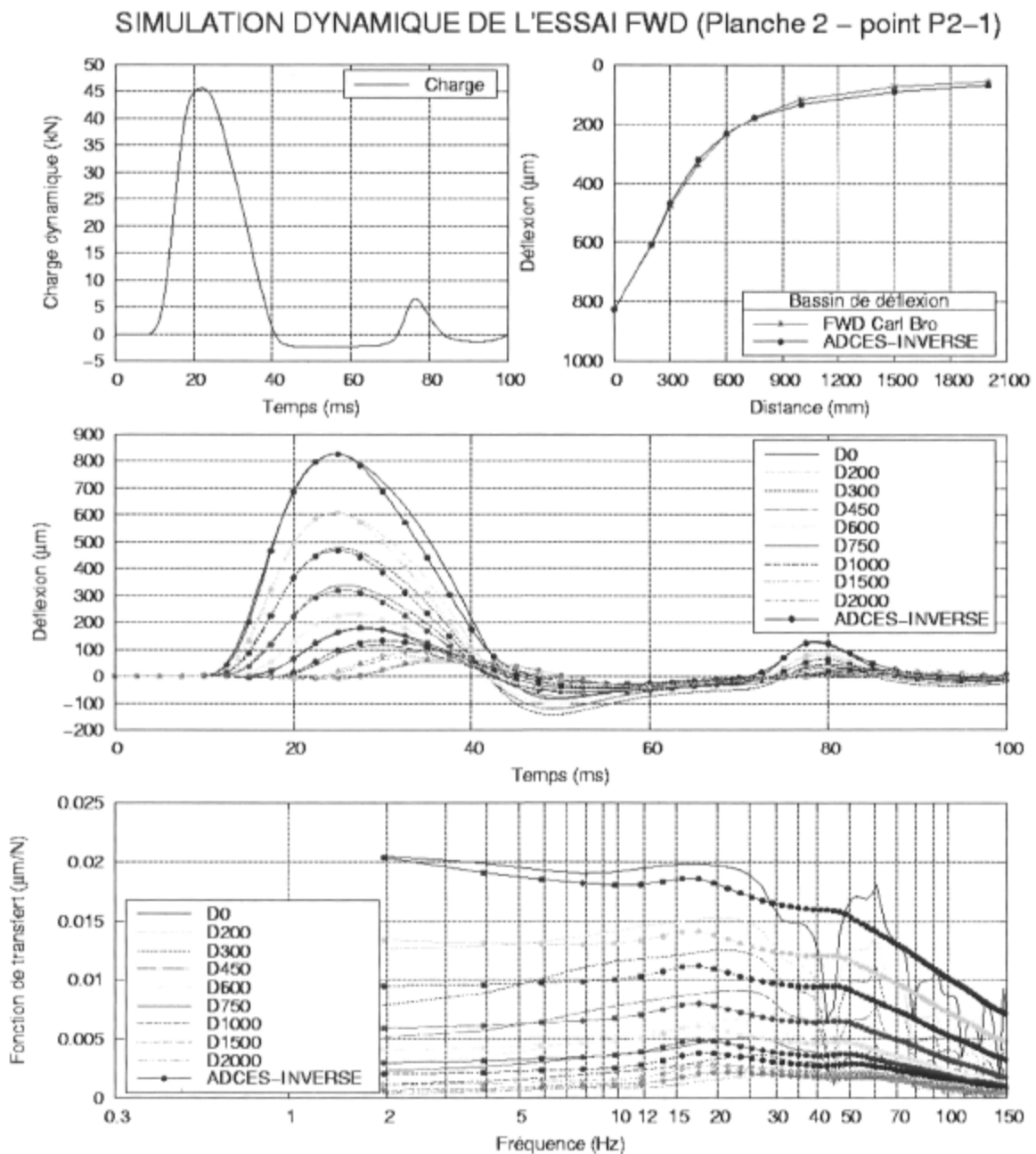


Figure E-41 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

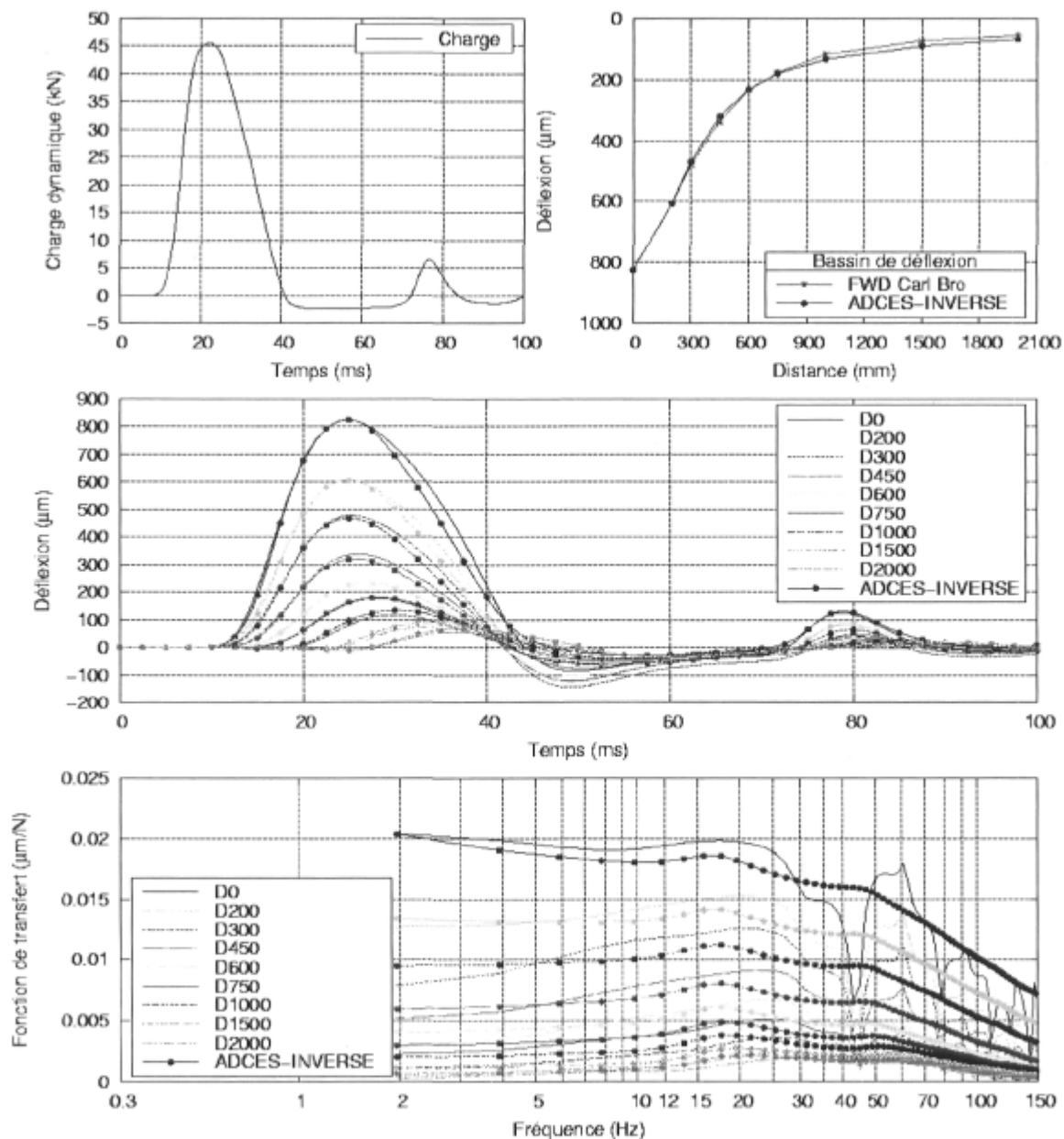


Figure E-42 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°4, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

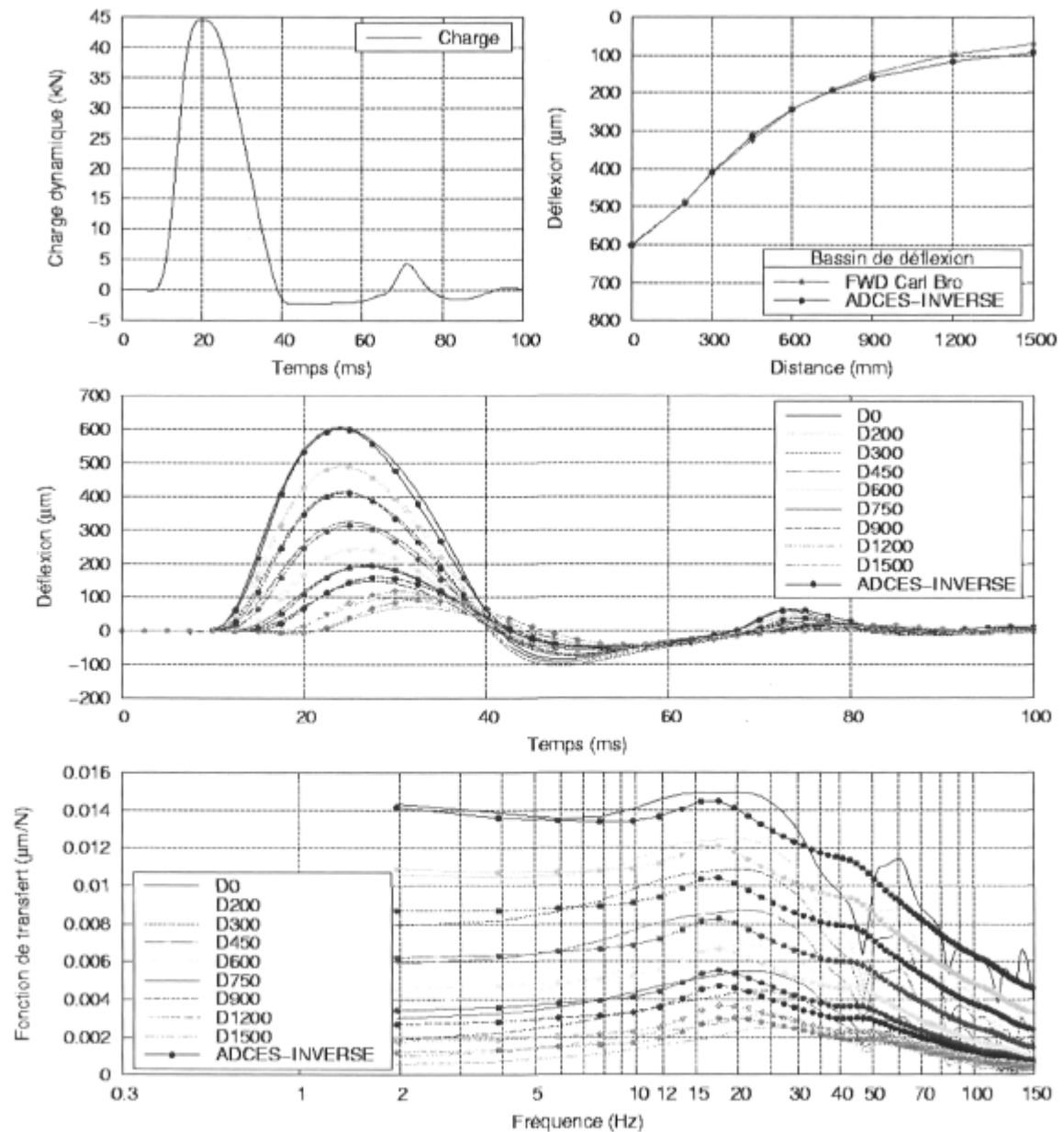


Figure E-43 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

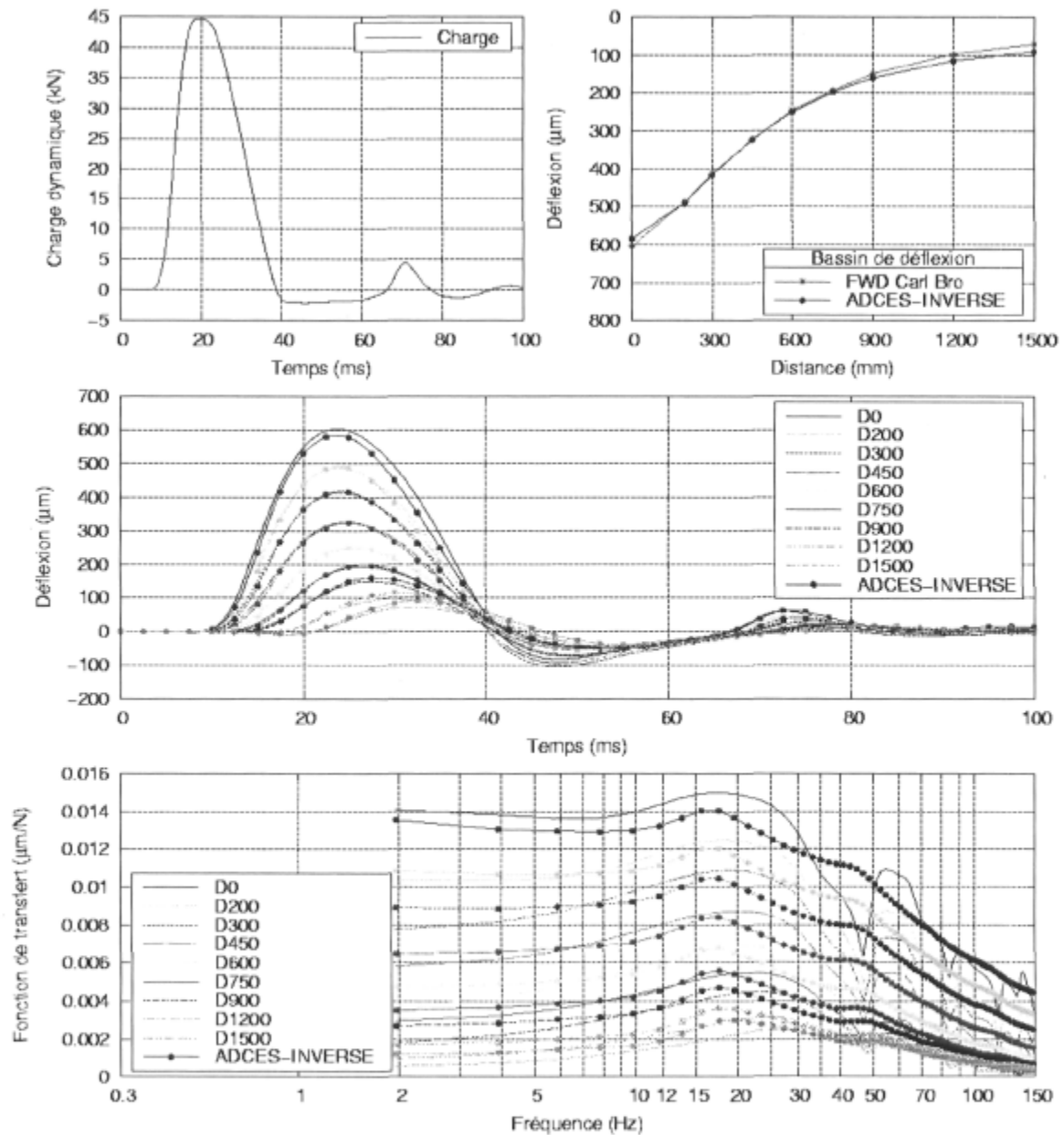


Figure E-44 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

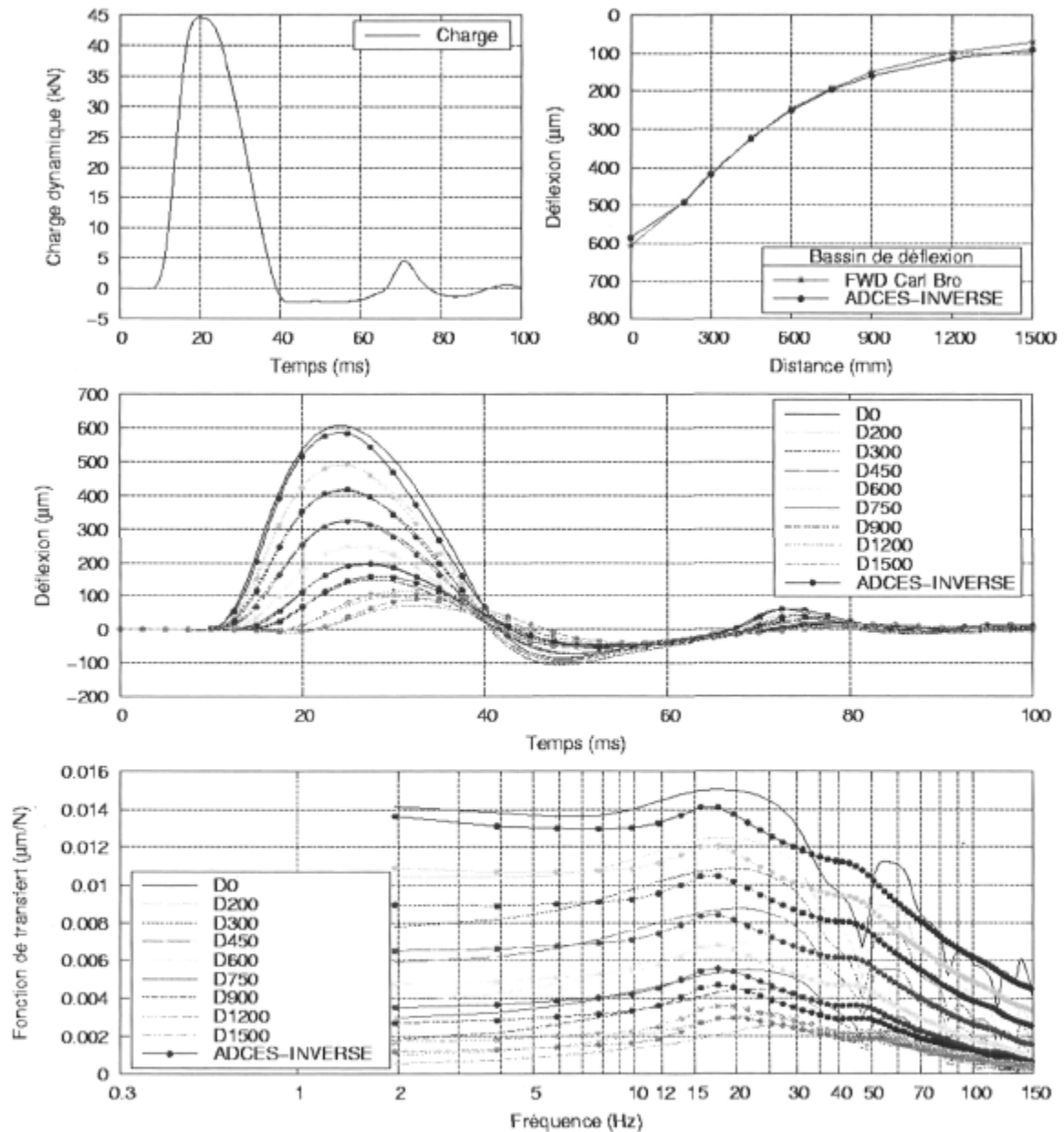


Figure E-45 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°5, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 45 kN, température moyenne du revêtement de 19.0°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

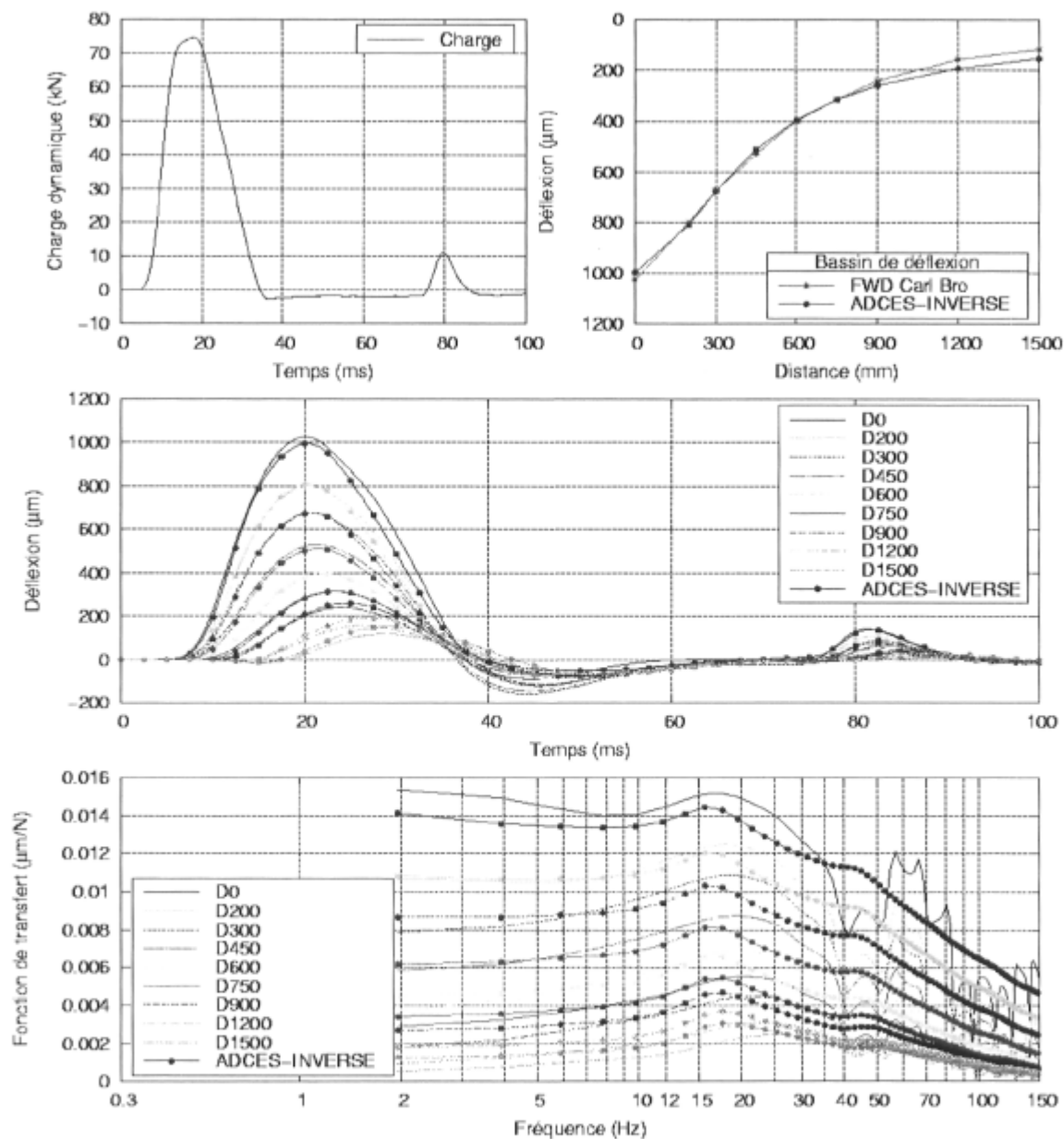


Figure E-46 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #1 sur la planche 2 au point P2-1, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

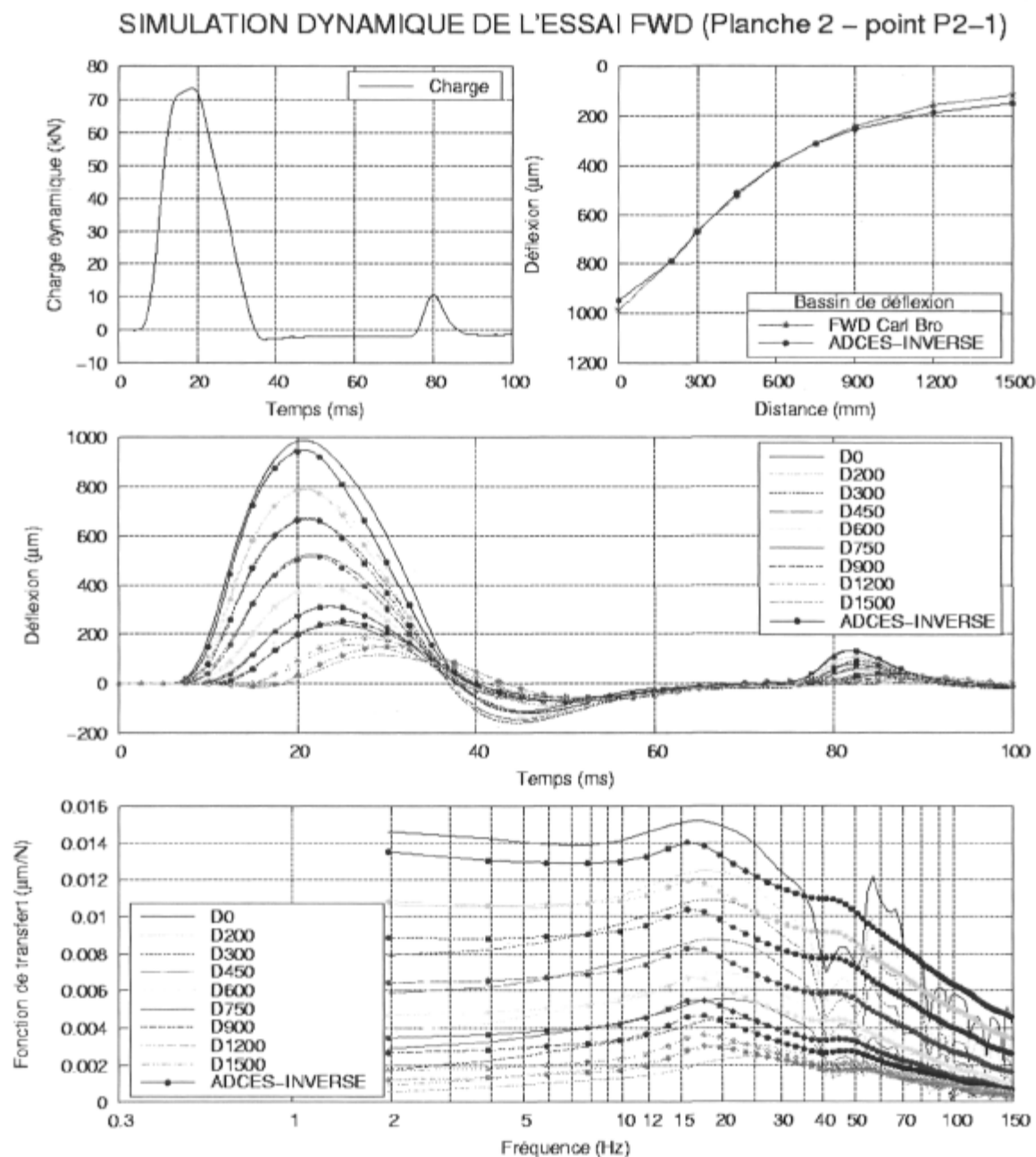


Figure E-47 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #2 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 2 – point P2-1)

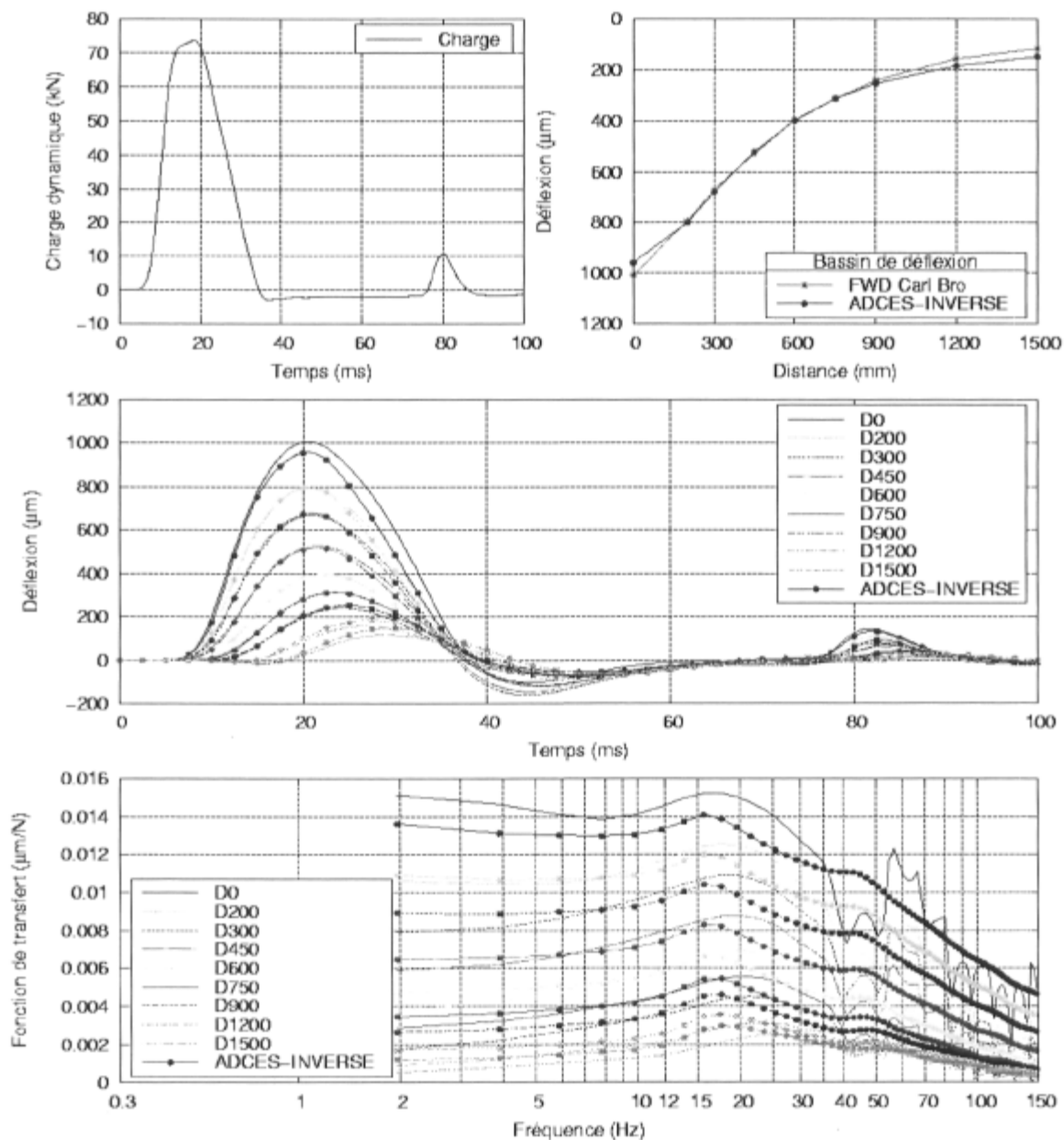


Figure E-48 : Analyse dynamique inverse dans le domaine des fréquences avec revêtement viscoélastique pour le cas d'étude n°6, essai FWD #3 sur la planche 1 au point PT 4, niveau de charge de 75 kN, température moyenne du revêtement de 5.4°C.

Annexe F

Résultats d'analyse dynamique inverse des essais FWD

A) Analyse élastique linéaire des essais FWD

A.1) Résultats comparatifs des analyses inverses des essais FWD par les approches statique et dynamique

Tableau F-1 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-1.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	40.911	70.306	Dyn. - élastique		Statique - élastique		39.928	74.353	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	366	595	367	602	366	595	367	627	377	650	367	627
200	307	499	317	519	315	512	325	552	329	558	313	533
300	272	442	279	458	277	450	289	490	289	492	273	466
450	225	367	228	374	225	366	220	375	234	402	220	375
600	179	293	185	305	182	297	177	303	189	328	176	301
750	149	245	151	251	148	242	142	243	154	272	142	243
900	121	200	125	209	121	200	116	200	127	228	116	200
1200	84	142	89	152	85	143	81	140	92	168	82	141
1500	63	107	68	118	63	107	61	106	71	131	61	106
Erreur RMS (%)			3.84	5.09	1.30	1.23			9.05	12.80	2.18	2.08
E (%)			4.77	5.34	N/A	N/A			6.44	7.21	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	7526	7751	7580	7960			6434	7018	6810	7150	
2- Fondation	E_2	131	142	125	135			116	135	126	138	
3- Sol 1	E_3	87	87	107	120			82	73	113	120	
4- Sol 2	E_4	150	131	61	59			126	119	61	64	
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			5.6	5.6	5.6	5.6			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-2 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-2.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	40.745	70.670	Dyn. - élastique		Statique - élastique		39.738	74.003	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	339	563	339	567	339	563	334	584	339	592	334	584
200	289	480	295	494	295	489	291	508	295	511	288	503
300	257	427	263	440	262	434	255	444	261	453	255	444
450	214	356	216	362	214	356	207	361	215	374	207	361
600	171	285	176	296	174	289	168	292	175	307	167	291
750	142	236	144	242	141	235	134	233	143	255	135	235
900	115	192	118	199	115	192	109	192	118	214	110	192
1200	80	133	83	142	80	133	76	133	85	158	77	134
1500	59	98	62	109	59	98	58	100	65	123	57	100
Erreur RMS (%)			2.80	5.05	1.13	1.03			7.34	11.15	0.50	0.58
E (%)			4.76	5.47	N/A	N/A			5.84	6.69	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	8387	8760	8470	8810				7673	7258	8050	8130
2- Fondation	E_2	118	117	102	111				118	143	102	116
3- Sol 1	E_3	101	106	157	147				90	76	191	165
4- Sol 2	E_4	161	136	60	66				143	142	58	65
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			5.6	5.6	5.6	5.6			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-3 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-3.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	40.862	70.482	Dyn. - élastique		Statique - élastique		39.750	74.035	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	359	587	362	597	359	587	356	612	360	621	357	611
200	299	487	309	508	305	499	299	512	307	524	302	518
300	262	428	271	444	266	435	262	446	268	457	262	449
450	215	351	219	359	214	351	209	359	217	371	209	359
600	172	284	177	293	173	285	168	289	176	306	167	287
750	144	238	145	243	142	234	135	234	145	256	135	234
900	118	196	121	204	118	195	111	194	121	218	111	194
1200	84	141	88	151	85	142	79	140	89	165	80	141
1500	64	108	67	117	64	108	60	107	69	129	60	108
Erreur RMS (%)			3.20	4.85	1.18	1.22			7.72	10.70	0.45	0.54
E (%)			4.43	4.89	N/A	N/A			5.53	6.18	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	8566	8416	8440	8820				8243	7388	8420	8810
2- Fondation	E_2	164	181	167	180				152	185	147	161
3- Sol 1	E_3	77	75	87	96				74	62	116	128
4- Sol 2	E_4	175	155	64	64				151	150	61	61
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			6.5	6.5	6.5	6.5			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-4 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-4.

Bassin de déflexion (μm)												
	FWD UL						FWD MTQ					
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	39.769	71.555	Dyn. - élastique		Statique - élastique		39.833	75.081	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	417	726	424	746	417	726	421	732	437	759	421	733
200	338	588	347	608	345	600	351	618	358	622	348	608
300	286	497	292	512	291	507	293	518	302	527	294	515
450	223	389	225	396	223	389	224	393	233	414	224	394
600	170	297	176	313	172	300	172	305	183	333	171	303
750	137	240	142	255	136	238	134	237	148	276	134	238
900	110	193	118	213	110	193	108	193	123	234	108	194
1200	78	137	86	158	79	139	78	139	91	176	78	141
1500	61	107	66	124	60	107	62	112	72	138	62	112
Erreur RMS (%)			5.74	8.83	1.10	1.13			10.18	15.28	0.37	0.71
E (%)			5.29	6.62	N/A	N/A			7.12	7.95	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	7115	7227	9000	9140			7466	7245	9270	9960	
2- Fondation	E_2	153	165	125	133			139	163	113	118	
3- Sol 1	E_3	80	79	137	136			77	63	197	211	
4- Sol 2	E_4	153	136	55	56			126	133	48	48	
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			10.1	10.1	10.1	10.1			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-5 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-5.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	42.067	68.278	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.159	73.220	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	661	1002	683	1042	661	1002	640	1040	671	1103	641	1040
200	496	755	511	781	507	778	510	836	520	848	510	829
300	391	600	398	611	399	618	405	666	416	680	412	670
450	274	429	277	433	275	429	290	474	298	501	290	473
600	191	301	204	325	194	304	200	332	223	390	203	336
750	144	228	159	259	145	227	144	243	176	318	147	247
900	114	179	131	216	114	179	112	192	145	268	113	192
1200	80	126	96	161	81	129	79	138	106	199	79	137
1500	63	102	76	127	63	102	63	112	84	155	64	112
Erreur RMS (%)			11.64	15.06	1.41	1.62			20.44	26.58	1.16	0.76
E (%)			8.58	10.34	N/A	N/A			10.16	11.80	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	5317	5554	7340	8570			6645	6323	10100	11200	
2- Fondation	E_2	111	129	93	95			102	127	69	80	
3- Sol 1	E_3	85	82	142	171			72	56	261	282	
4- Sol 2	E_4	130	123	55	52			129	151	43	44	
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			6.5	6.5	6.5	6.5			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-6 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-6.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	41.328	69.450	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.203	73.424	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	533	864	541	892	534	863	533	901	557	941	533	899
200	412	670	424	697	426	691	436	733	443	742	429	724
300	337	550	344	565	347	564	356	600	363	608	352	594
450	252	412	252	416	252	411	256	434	268	458	256	433
600	184	304	192	321	186	305	188	322	205	361	188	320
750	145	239	153	259	143	235	141	243	163	296	143	244
900	114	189	126	216	115	189	113	195	135	250	113	195
1200	81	135	92	160	82	135	79	137	99	186	79	139
1500	64	105	71	125	63	105	61	109	77	144	61	108
Erreur RMS (%)			7.44	10.92	1.70	1.48			15.27	20.65	0.65	0.74
E (%)			6.20	7.55	N/A	N/A			8.12	9.23	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	8317	8245	11000	11500			9182	8434	11900	12600	
2- Fondation	E_2	138	151	112	118			121	146	100	109	
3- Sol 1	E_3	77	74	133	131			71	56	144	157	
4- Sol 2	E_4	158	144	54	56			147	178	53	54	
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			6.5	6.5	6.5	6.5			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-7 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-7.

Bassin de déflexion (μm)												
	FWD UL						FWD MTQ					
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	43.216	69.539	Dyn. - élastique		Statique - élastique		39.811	73.038	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	637	987	661	1027	635	987	585	976	610	1018	585	975
200	478	745	491	769	491	767	458	768	474	785	470	784
300	378	591	384	606	389	611	366	616	382	634	383	640
450	273	431	274	439	272	431	275	461	280	475	275	461
600	197	313	209	340	198	315	197	336	215	378	199	337
750	155	247	169	278	152	243	145	249	174	314	149	256
900	123	197	141	235	123	198	118	204	145	267	118	204
1200	89	145	104	175	90	146	85	148	107	200	84	149
1500	71	116	80	136	71	115	68	121	83	155	68	121
Erreur RMS (%)			9.50	12.48	1.60	1.64			16.10	20.56	2.00	1.69
E (%)			7.16	8.57	N/A	N/A			8.05	9.22	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	6295	6795	10200	10900				9011	8584	14600	15600
2- Fondation	E_2	136	150	108	112				125	147	85	96
3- Sol 1	E_3	68	64	142	145				60	48	202	218
4- Sol 2	E_4	156	146	47	46				157	186	41	41
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			6.7	6.7	6.7	6.7			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-8 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-8.

Bassin de déflexion (μm)												
	FWD UL						FWD MTQ					
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	39.916	70.383	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.398	74.856	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	457	780	466	805	457	782	469	795	486	824	469	796
200	376	639	387	663	383	654	401	678	407	684	393	666
300	321	545	329	562	327	558	340	575	348	585	335	567
450	253	429	255	435	252	430	258	437	271	461	258	437
600	191	326	200	343	194	331	199	340	213	370	198	337
750	154	262	159	277	152	259	154	264	171	304	154	265
900	121	207	130	229	121	208	123	213	140	255	123	213
1200	85	145	93	168	85	145	86	150	101	189	86	151
1500	66	112	71	130	65	111	66	118	79	148	66	117
Erreur RMS (%)			5.60	9.09	1.21	1.32			11.24	15.22	0.94	0.86
E (%)			5.68	7.16	N/A	N/A			7.62	8.42	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	6918	6709	8780	8800			7488	6997	8490	8890	
2- Fondation	E_2	123	137	93	100			110	133	95	103	
3- Sol 1	E_3	76	75	168	155			72	59	156	172	
4- Sol 2	E_4	156	137	46	49			137	139	48	47	
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			10.1	10.1	10.1	10.1			7.3	7.3	7.3	7.3

Tableau F-9 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-9.

Bassin de déflexion (μm)												
	FWD UL						FWD MTQ					
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	43.512	72.235	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.103	73.828	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	702	1093	742	1143	703	1092	709	1162	749	1240	709	1163
200	516	812	534	828	528	830	549	900	557	913	538	883
300	398	628	405	631	406	644	423	694	430	709	416	685
450	271	434	277	438	271	434	277	460	298	506	277	460
600	186	298	205	330	189	302	189	318	220	391	190	319
750	142	228	163	266	141	225	136	231	174	320	139	237
900	113	180	136	224	113	180	109	189	145	270	109	189
1200	84	133	101	169	84	134	80	141	108	202	80	141
1500	67	110	80	134	68	110	64	115	86	159	64	115
Erreur RMS (%)			13.21	15.80	1.19	1.30			22.76	28.57	1.18	1.11
E (%)			9.58	11.74	N/A	N/A			11.96	13.71	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	6003	6069	9520	11100				6716	6493	9520	10600
2- Fondation	E_2	116	130	95	96				100	122	79	91
3- Sol 1	E_3	82	82	190	229				73	58	194	223
4- Sol 2	E_4	117	110	48	47				112	128	45	45
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			10.0	10.0	10.0	10.0			6.5	6.5	6.5	6.5

Tableau F-10 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-10.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	42.331	69.995	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.458	74.783	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	517	821	537	854	517	822	507	851	528	896	507	850
200	411	650	427	676	418	662	412	690	424	712	411	689
300	337	534	348	551	343	543	336	563	349	584	339	569
450	250	396	254	404	250	397	248	418	257	437	248	417
600	181	291	190	306	184	293	183	311	193	339	181	308
750	139	227	148	242	139	224	134	230	151	275	136	234
900	109	178	120	200	110	179	107	186	124	230	107	186
1200	77	126	87	149	77	127	74	130	91	173	75	132
1500	60	100	69	119	60	99	59	105	73	138	59	104
Erreur RMS (%)			7.95	10.37	1.03	0.99			13.80	18.78	0.99	0.96
E (%)			7.01	8.15	N/A	N/A			8.63	9.46	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	8569	8480	10800	10800			9057	8281	11100	11900	
2- Fondation	E_2	118	135	102	112			110	139	92	106	
3- Sol 1	E_3	102	101	166	164			96	76	186	192	
4- Sol 2	E_4	122	113	57	57			113	118	53	55	
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			10.1	10.1	10.1	10.1			6.5	6.5	6.5	6.5

Tableau F-11 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-11.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	40.144	69.584	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.601	73.954	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	486	819	498	853	487	820	484	823	501	822	484	824
200	382	642	391	663	392	662	395	671	401	657	391	665
300	316	531	320	542	324	548	324	551	332	553	324	551
450	241	409	241	412	241	409	241	414	253	440	242	413
600	181	310	189	329	184	312	185	320	200	365	184	317
750	147	251	154	273	145	247	144	250	165	312	145	251
900	119	203	129	232	119	203	119	206	139	270	119	207
1200	87	148	96	174	87	149	85	150	103	207	86	151
1500	68	115	74	135	68	116	66	117	80	161	66	116
Erreur RMS (%)			6.00	10.34	1.33	1.59			13.21	22.88	0.63	0.52
E (%)			4.96	6.51	N/A	N/A			7.01	9.39	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	6345	5933	9500	9870				7558	7013	9790	10200
2- Fondation	E_2	164	186	129	133				154	204	132	146
3- Sol 1	E_3	67	62	119	122				62	41	109	113
4- Sol 2	E_4	158	148	49	49				142	181	53	55
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			10.0	10.0	10.0	10.0			6.5	6.5	6.5	6.5

Tableau F-12 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD au point P1-12.

Bassin de déflexion (μm)												
Position	FWD UL						FWD MTQ					
	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5		Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5	
Q_{max} (kN)	39.923	69.666	Dyn. - élastique		Statique - élastique		40.211	74.928	Dyn. - élastique		Statique - élastique	
Niveau	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN	40 kN	70 kN
0	432	754	436	771	431	752	431	753	446	770	431	753
200	351	615	358	631	359	627	363	634	368	635	358	628
300	299	523	303	534	305	533	306	536	312	542	304	534
450	235	413	237	420	235	412	235	413	244	431	234	413
600	181	320	189	339	182	321	183	325	196	353	182	322
750	147	261	155	282	144	256	144	256	161	297	144	257
900	118	209	130	239	118	209	117	209	136	255	117	210
1200	84	150	96	180	84	151	84	150	102	194	83	151
1500	64	116	74	140	64	116	64	115	79	152	63	115
Erreur RMS (%)			8.25	11.25	1.28	1.17			13.16	17.47	0.64	0.50
E (%)			5.33	6.42	N/A	N/A			6.91	7.95	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)												
1- Revêtement	E_1	7588	7548	10600	10600				8561	8463	10700	11100
2- Fondation	E_2	168	179	126	129				149	164	130	138
3- Sol 1	E_3	61	57	117	115				56	45	113	112
4- Sol 2	E_4	174	147	53	50				165	180	56	56
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			9.7	9.7	9.7	9.7			6.5	6.5	6.5	6.5

A.2) Résultats graphiques des analyse inverses des essais FWD UL à l'aide de l'approche dynamique

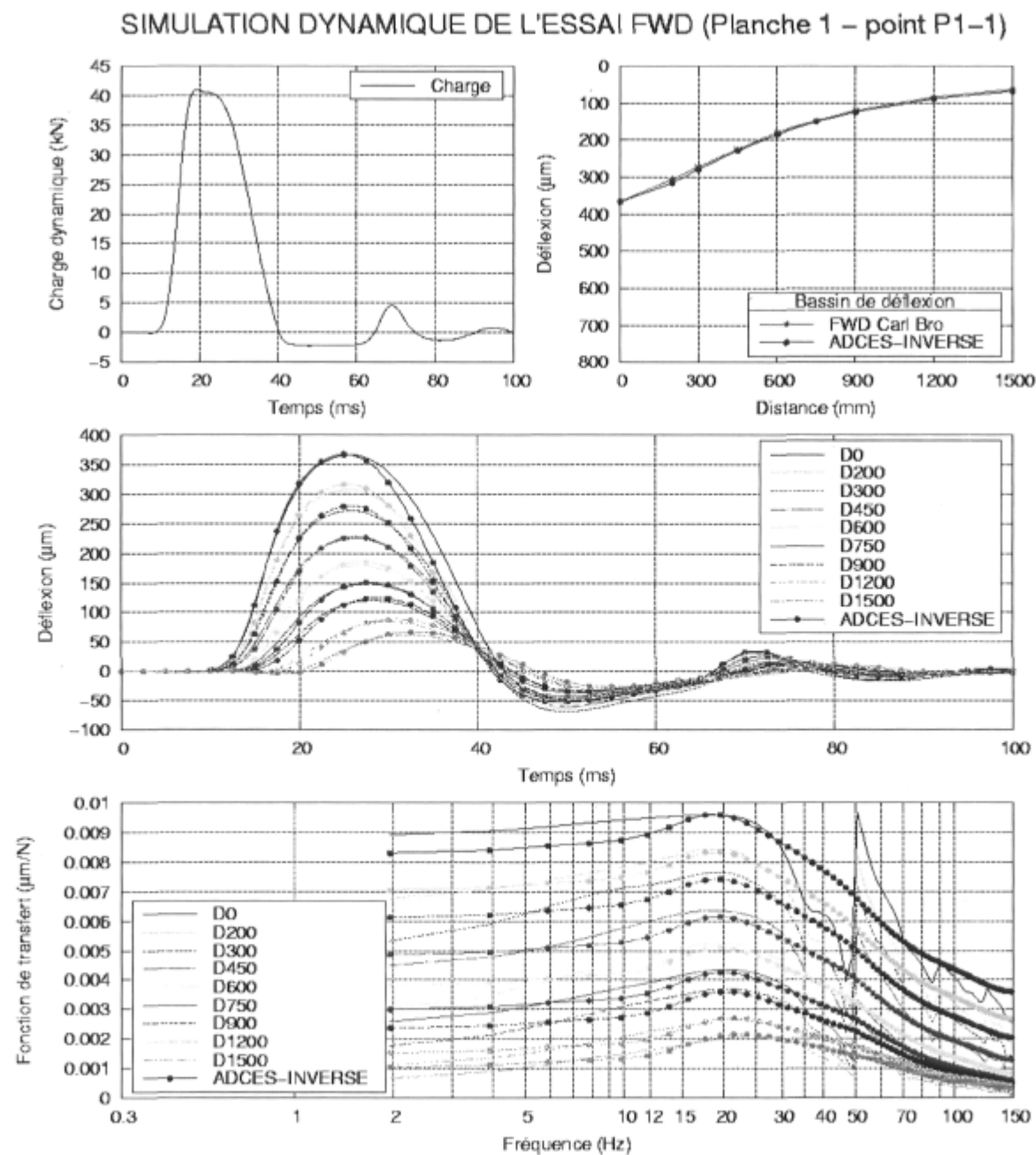


Figure F-1 : Essai FWD de l'Université Laval au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-1)

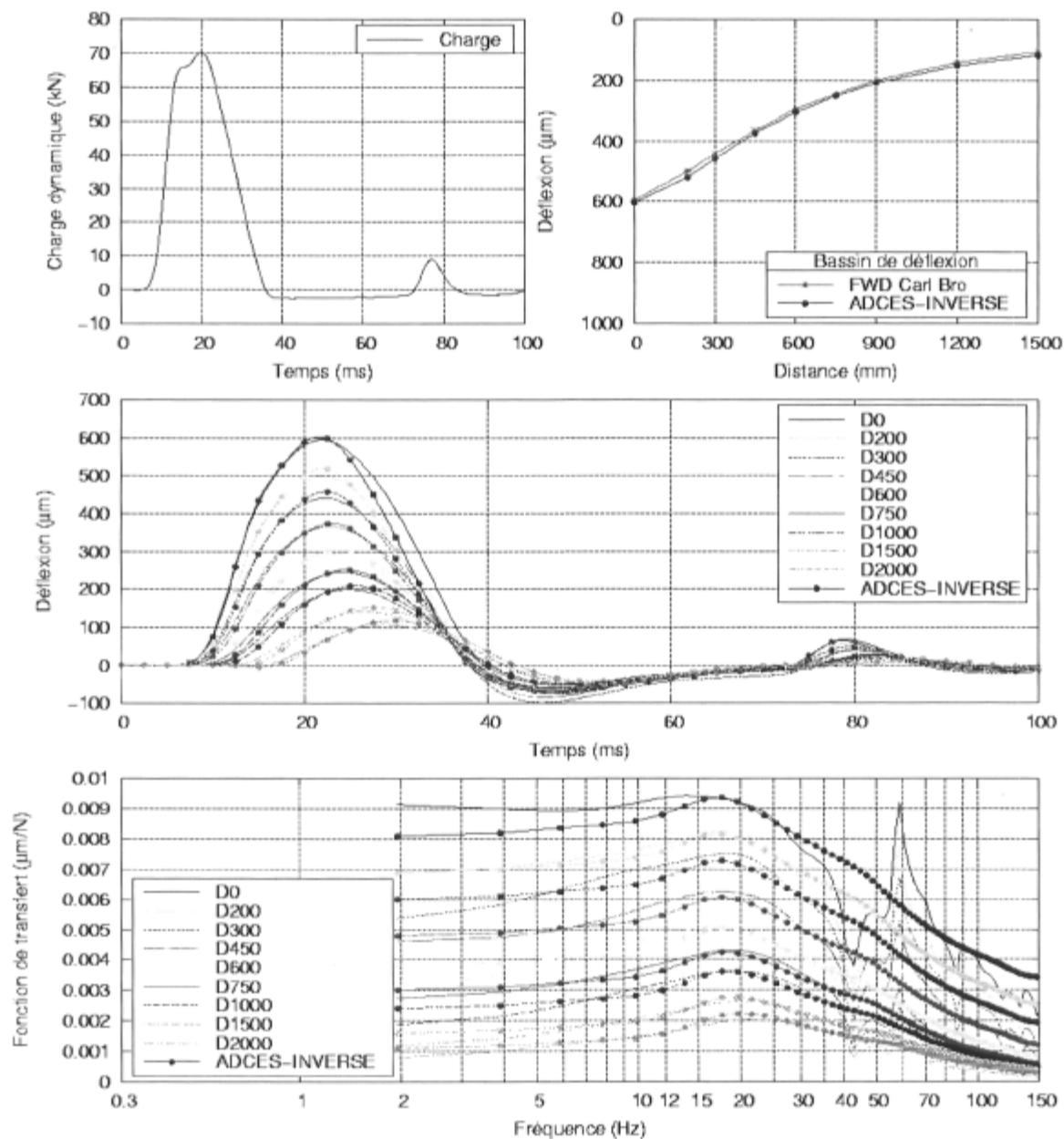


Figure F-2 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-2)

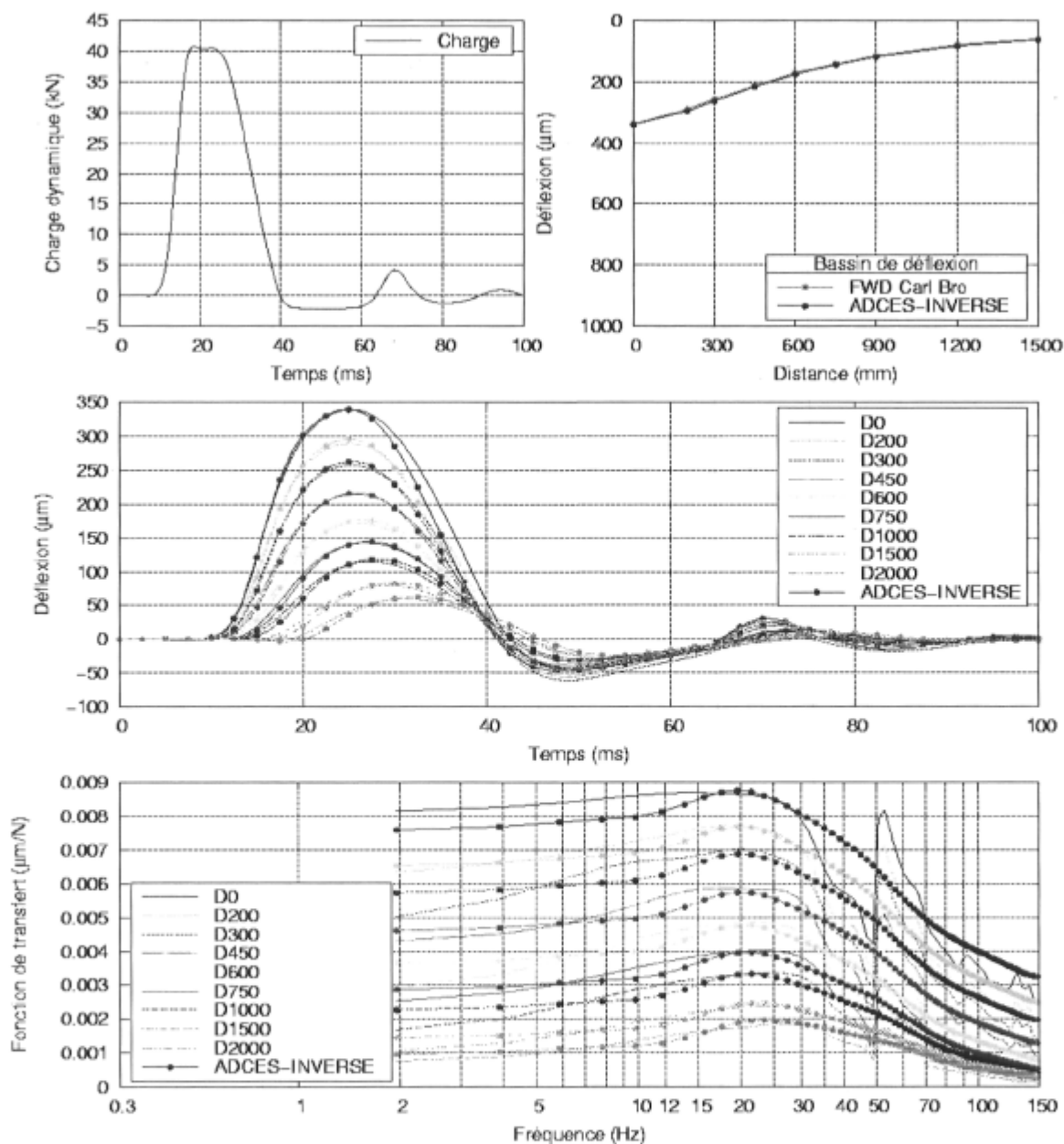


Figure F-3 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-2)

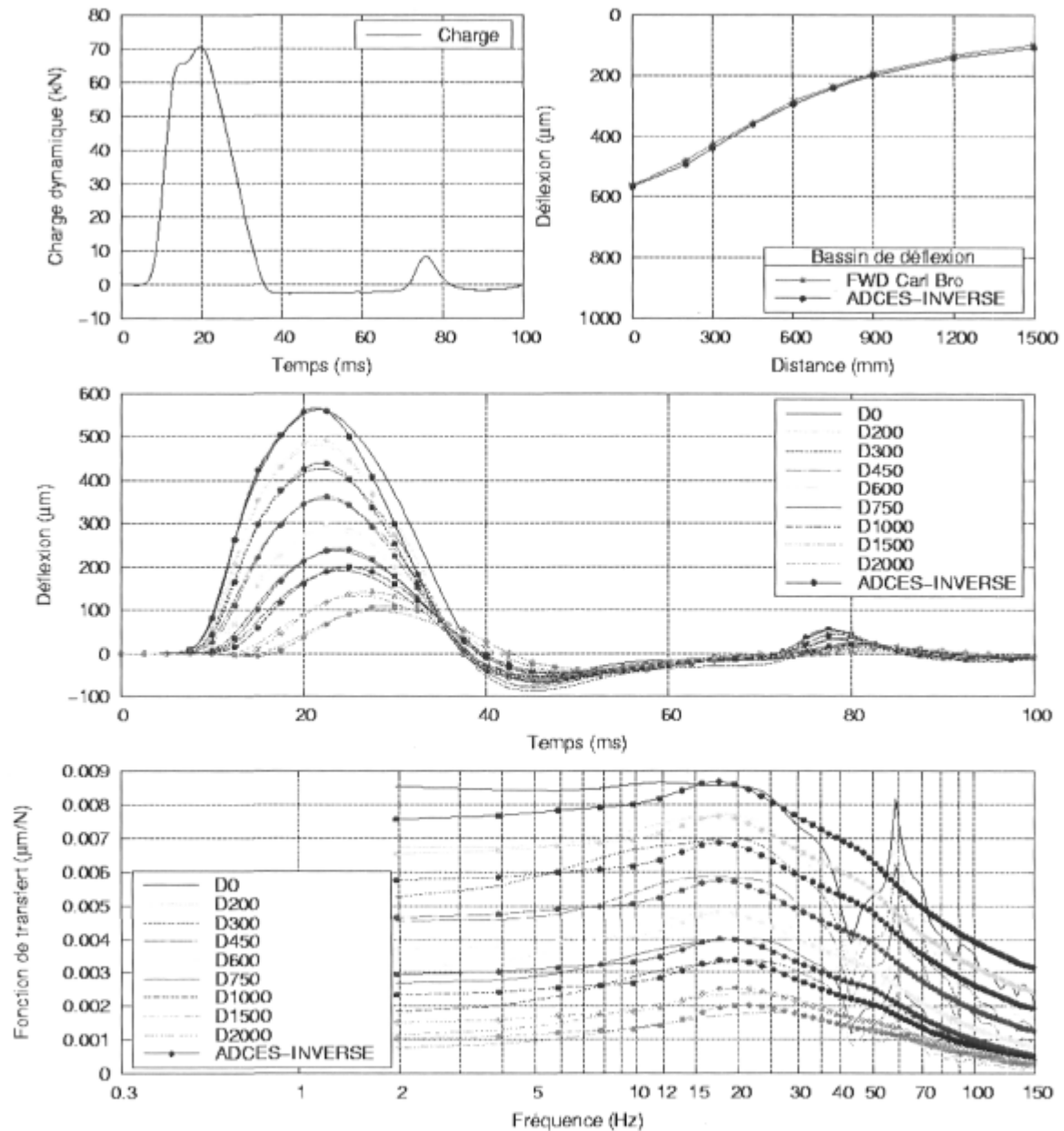


Figure F-4 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

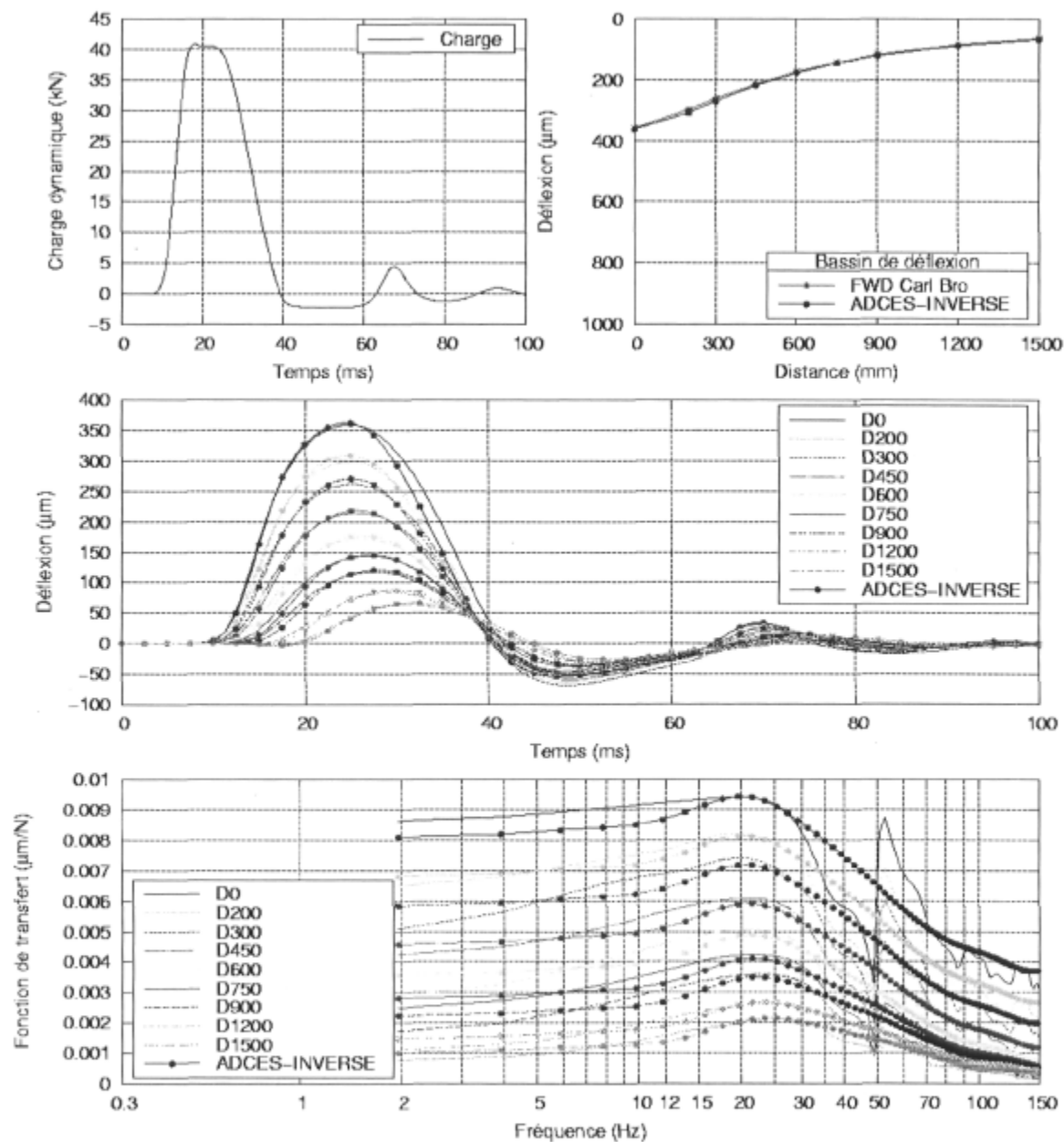


Figure F-5 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

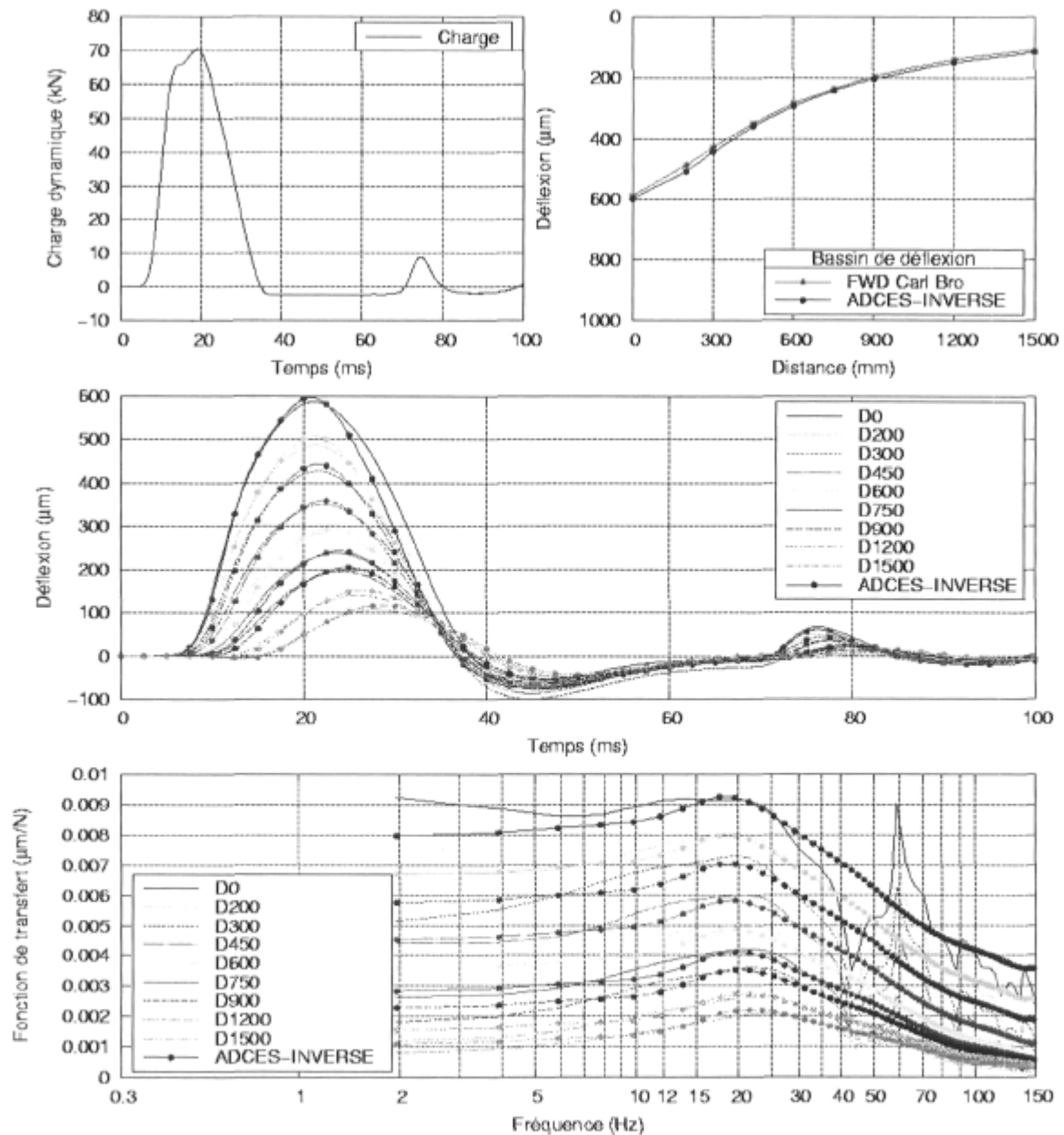


Figure F-6 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-4)

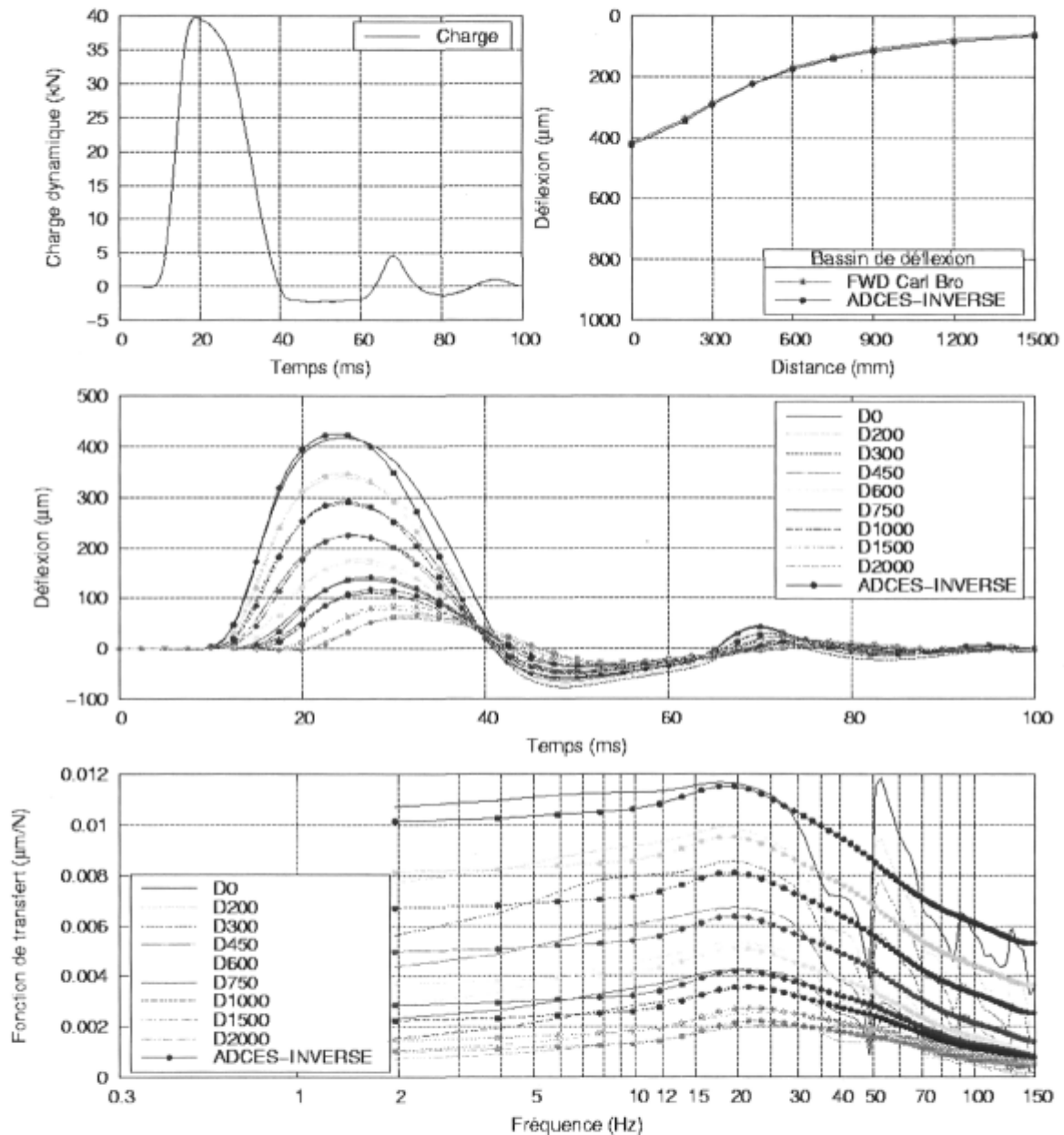


Figure F-7 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-4)

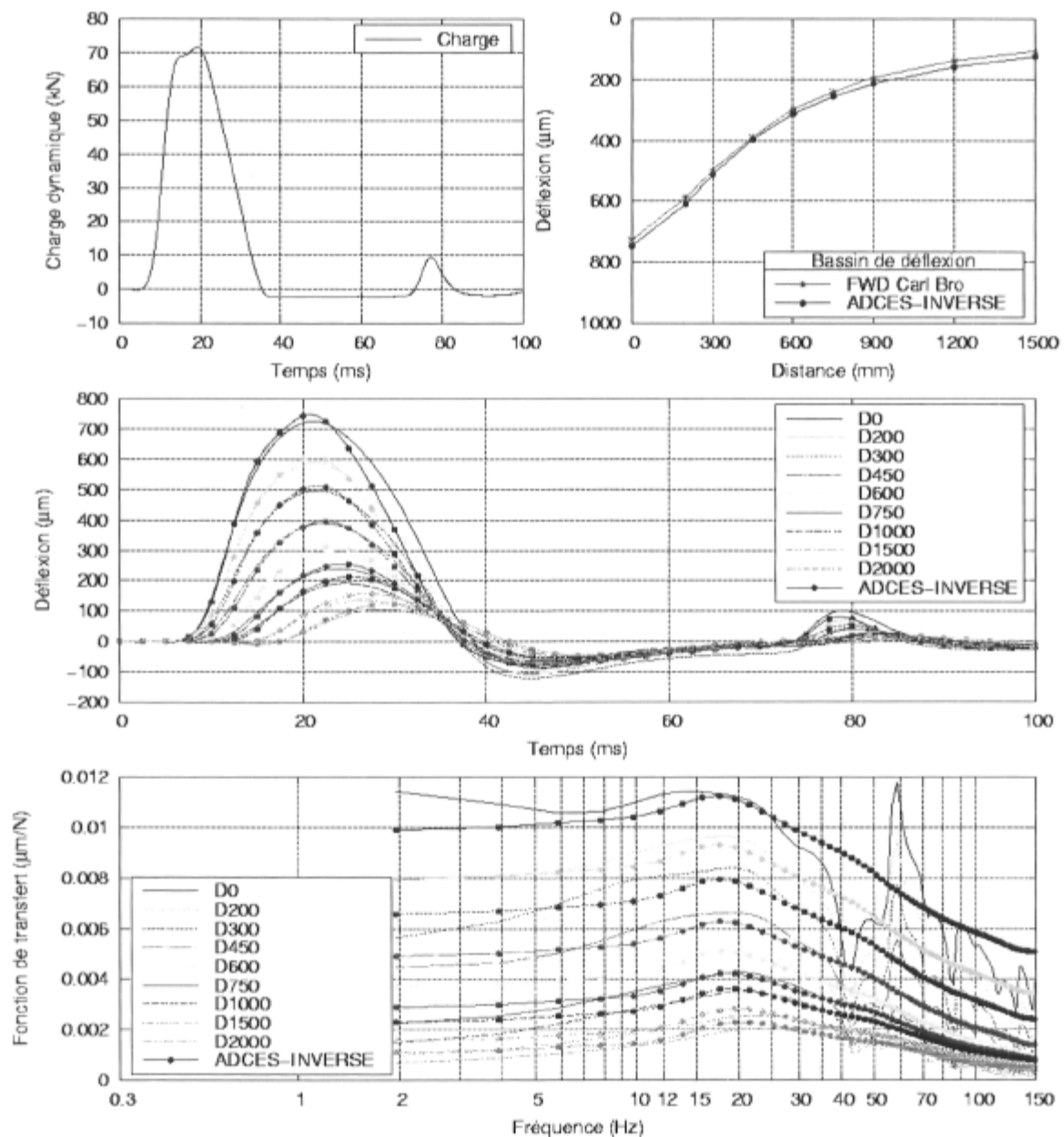


Figure F-8: Essais FWD de l'Université Laval au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-5)

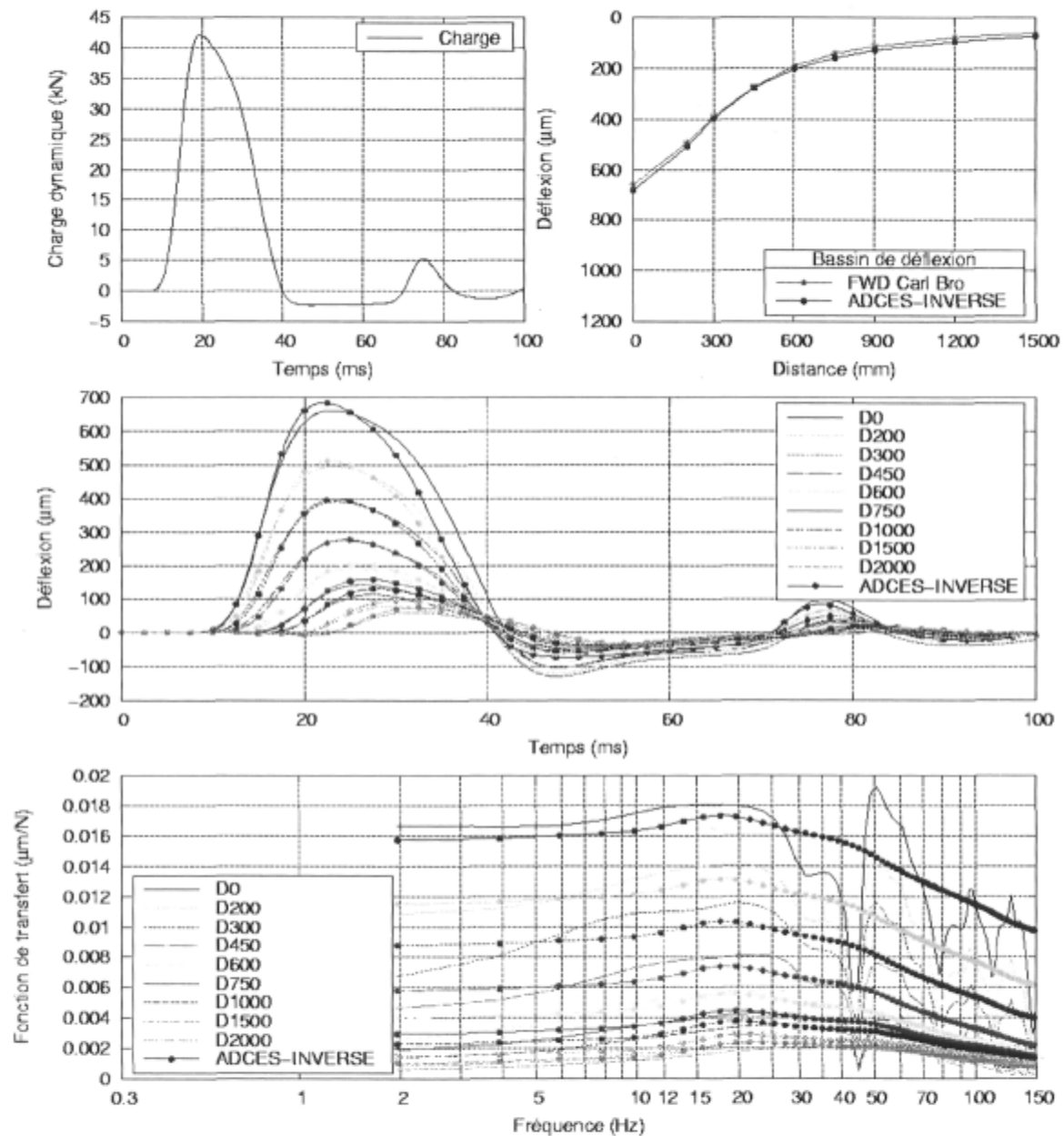


Figure F-9 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-5)

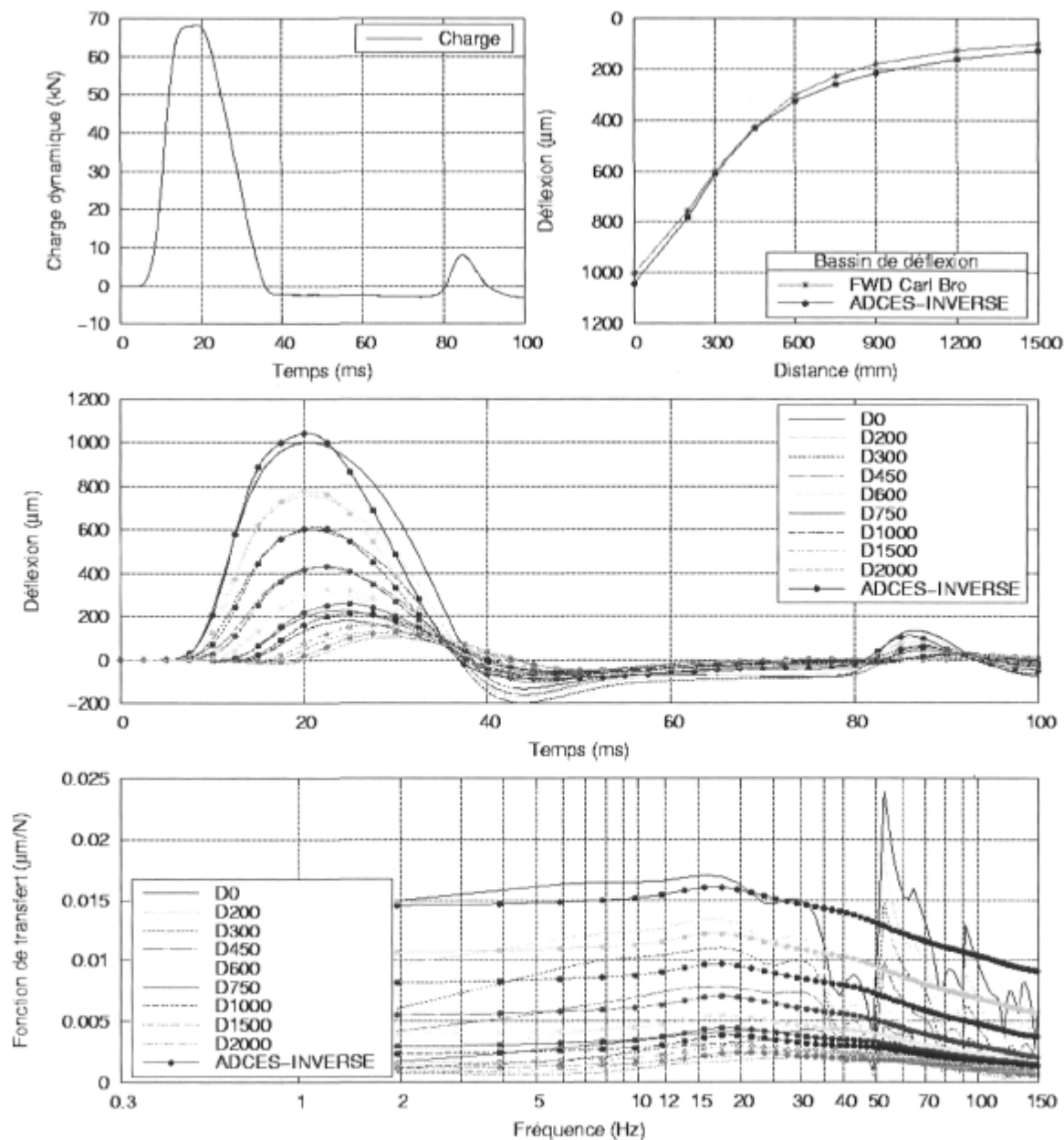


Figure F-10 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-6)

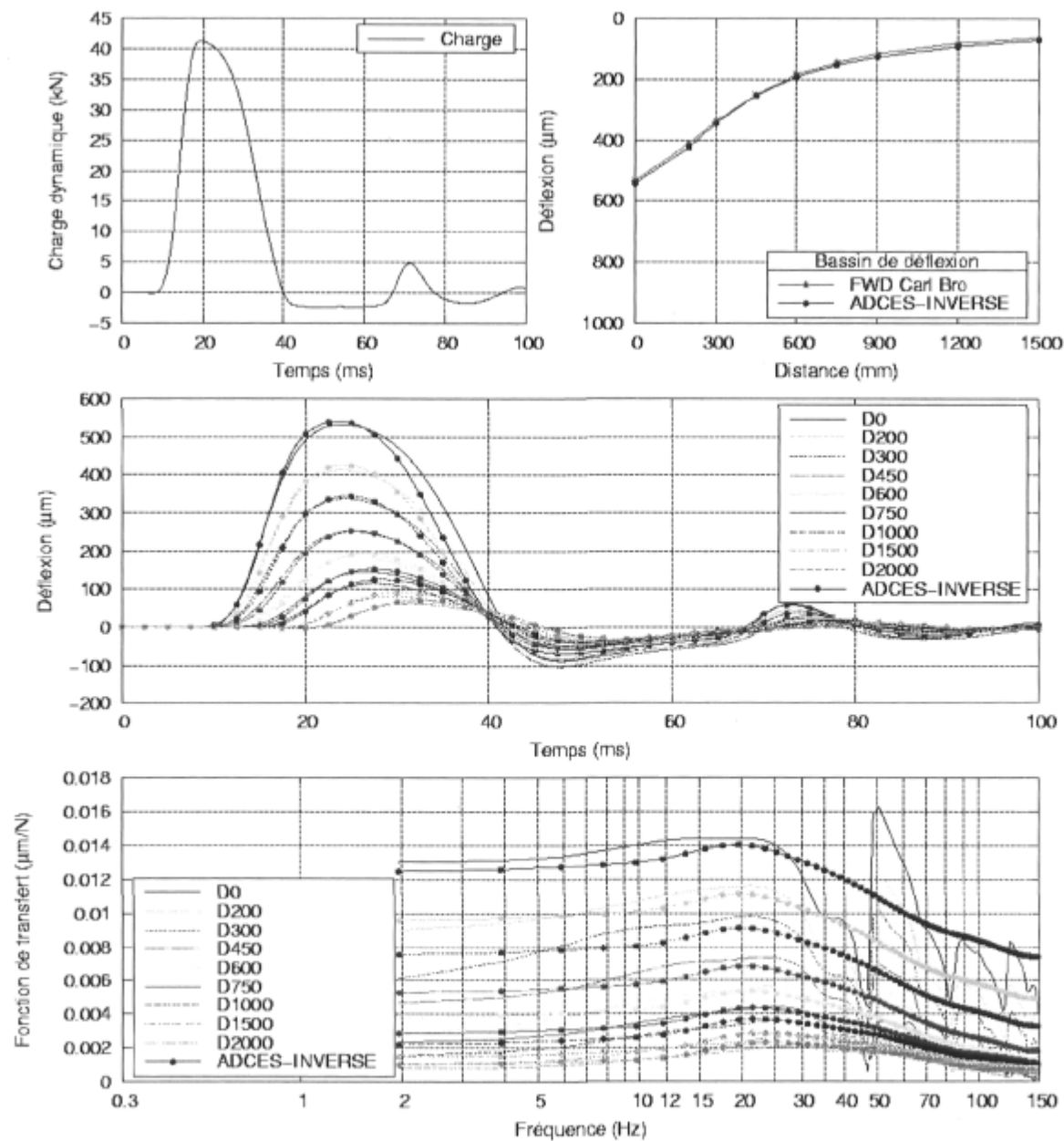


Figure F-11 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

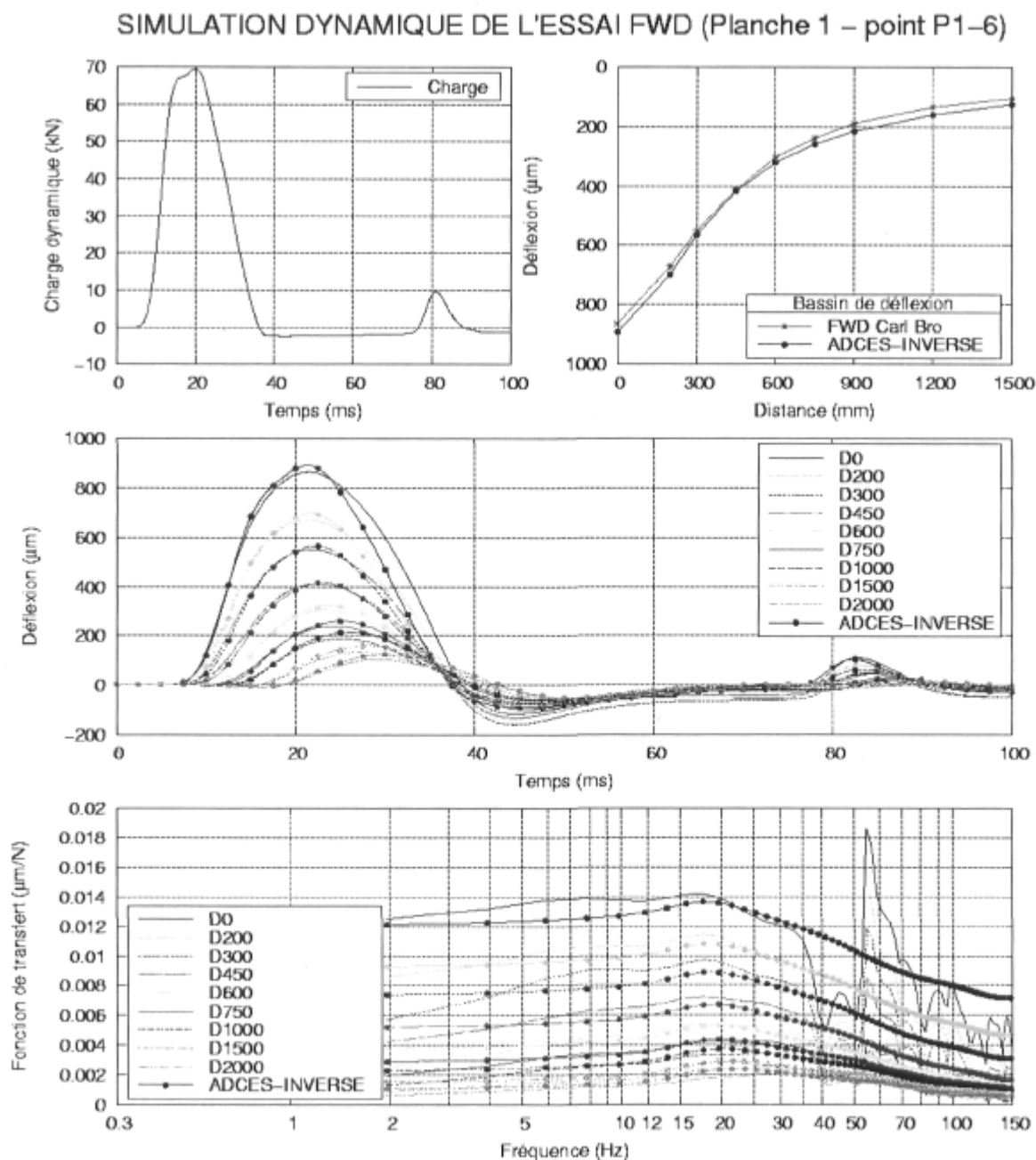


Figure F-12 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-7)

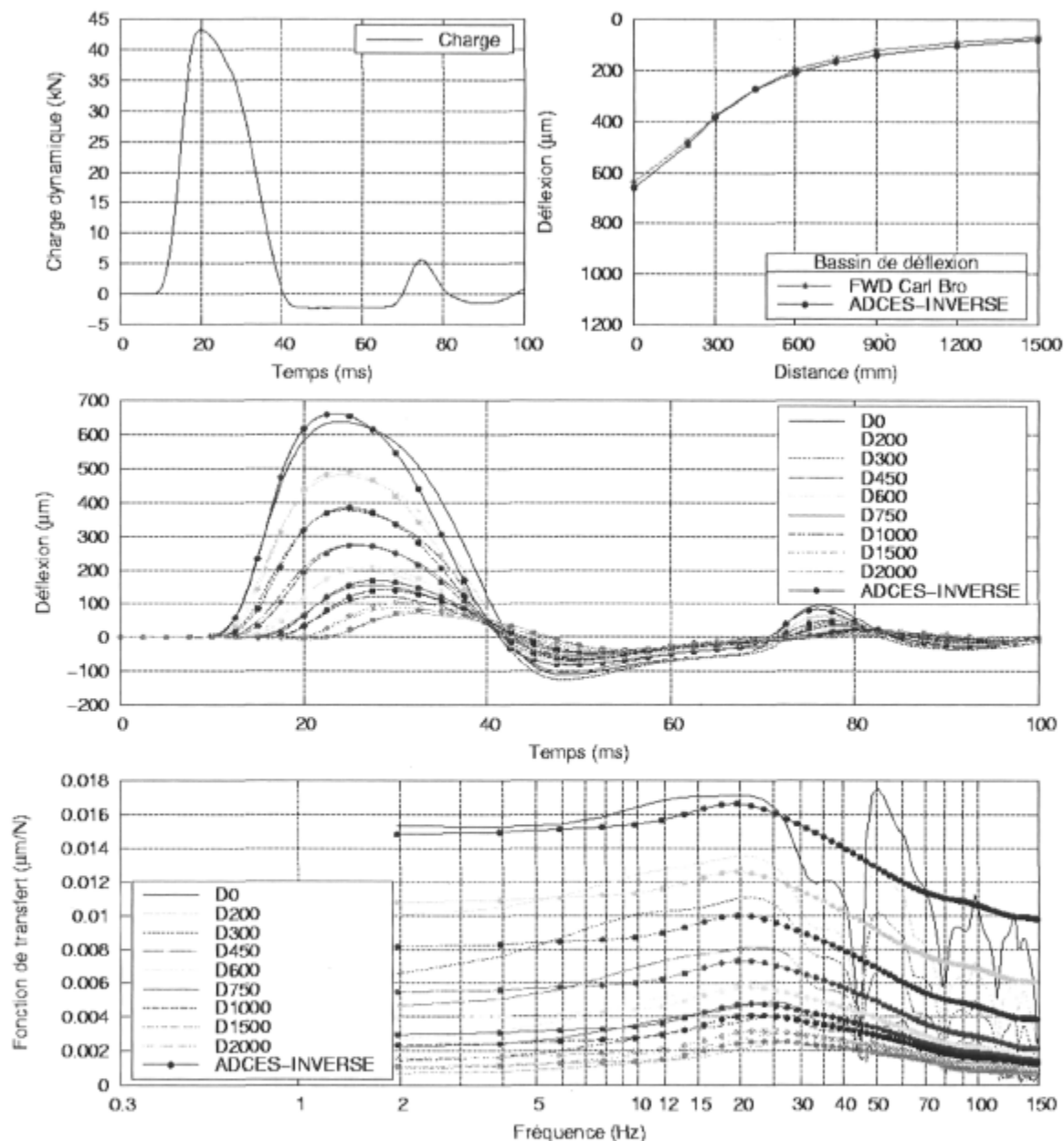


Figure F-13 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-7)

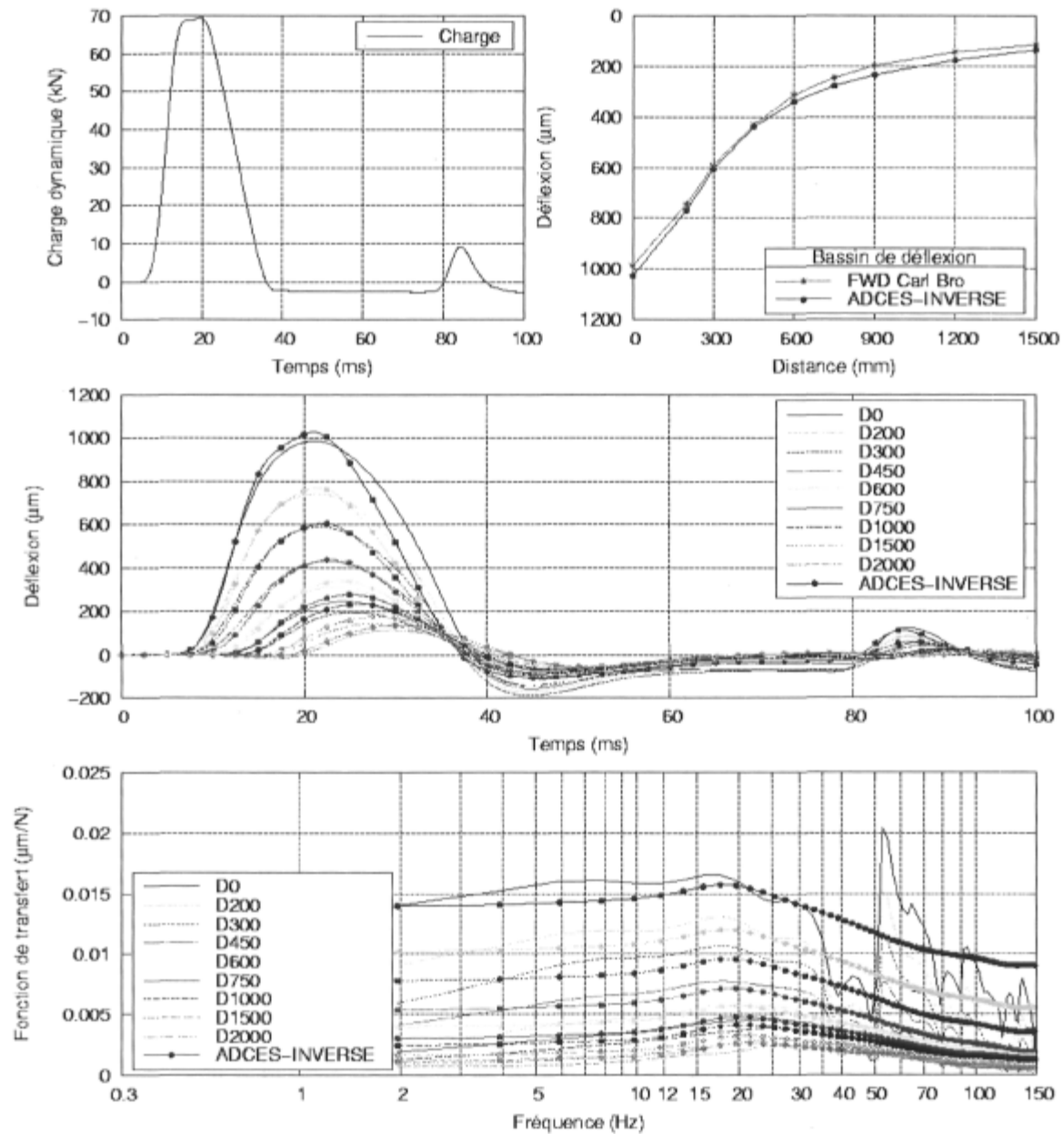


Figure F-14 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-8)

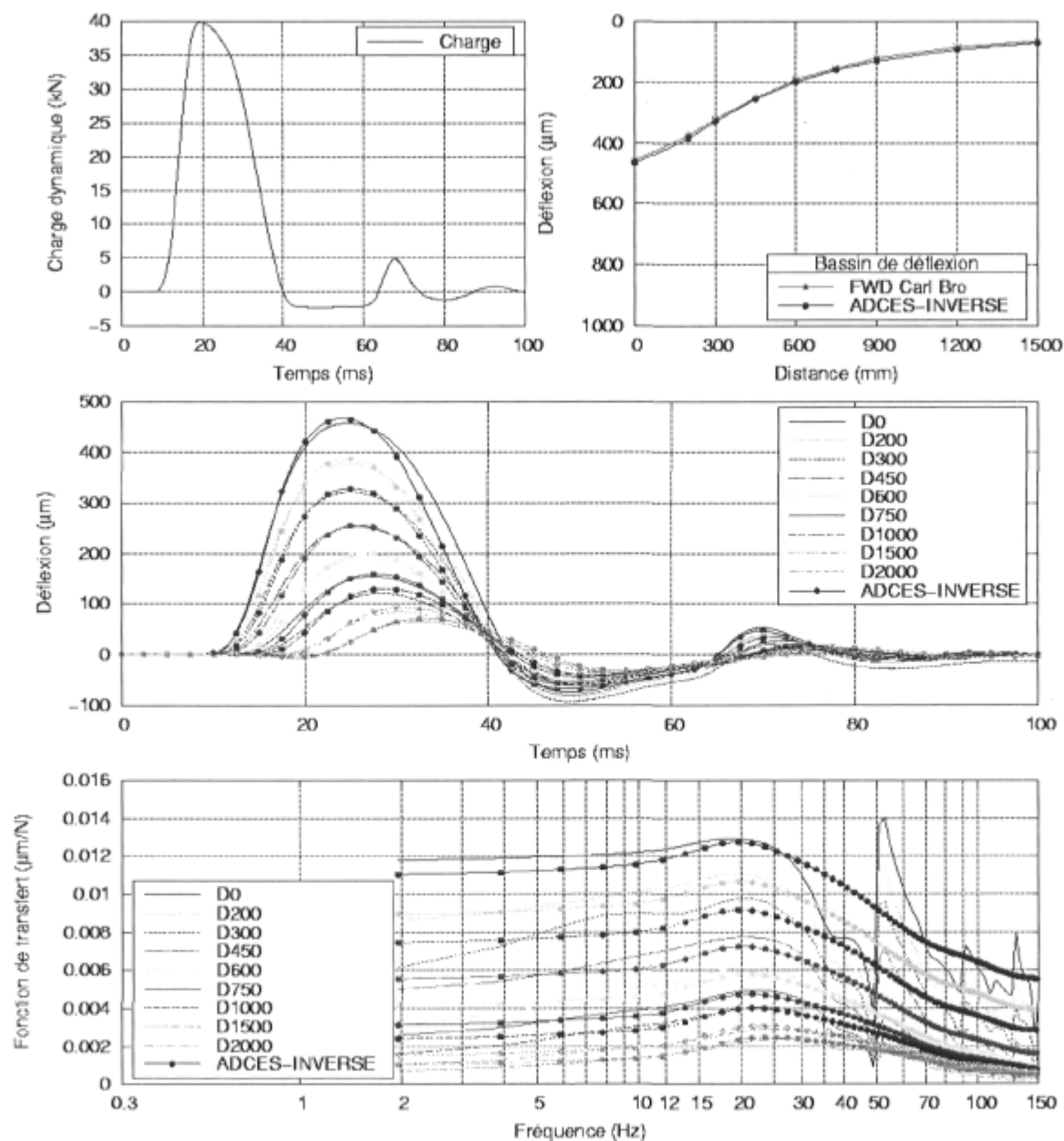


Figure F-15 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-8)

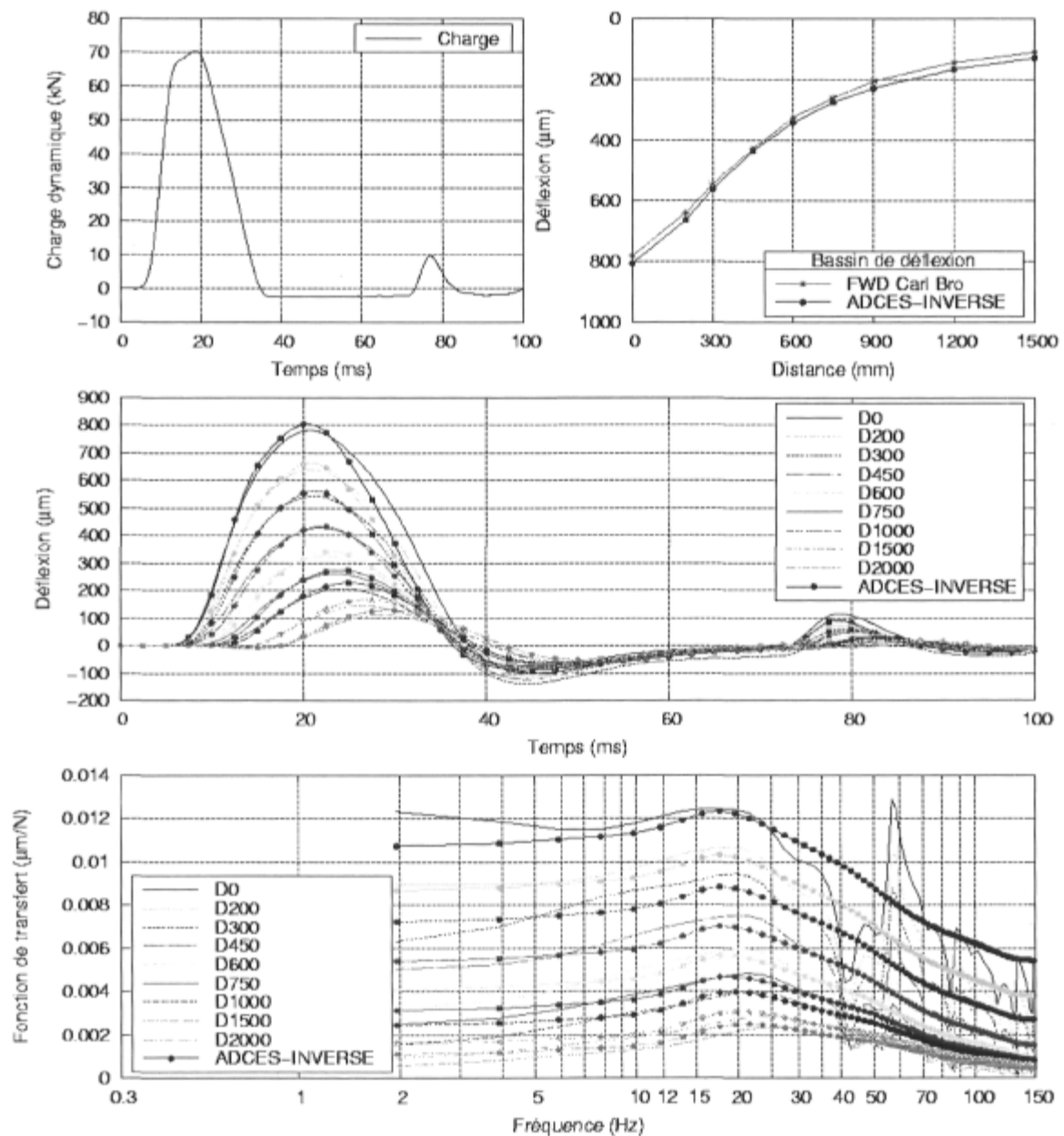


Figure F-16 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-9)

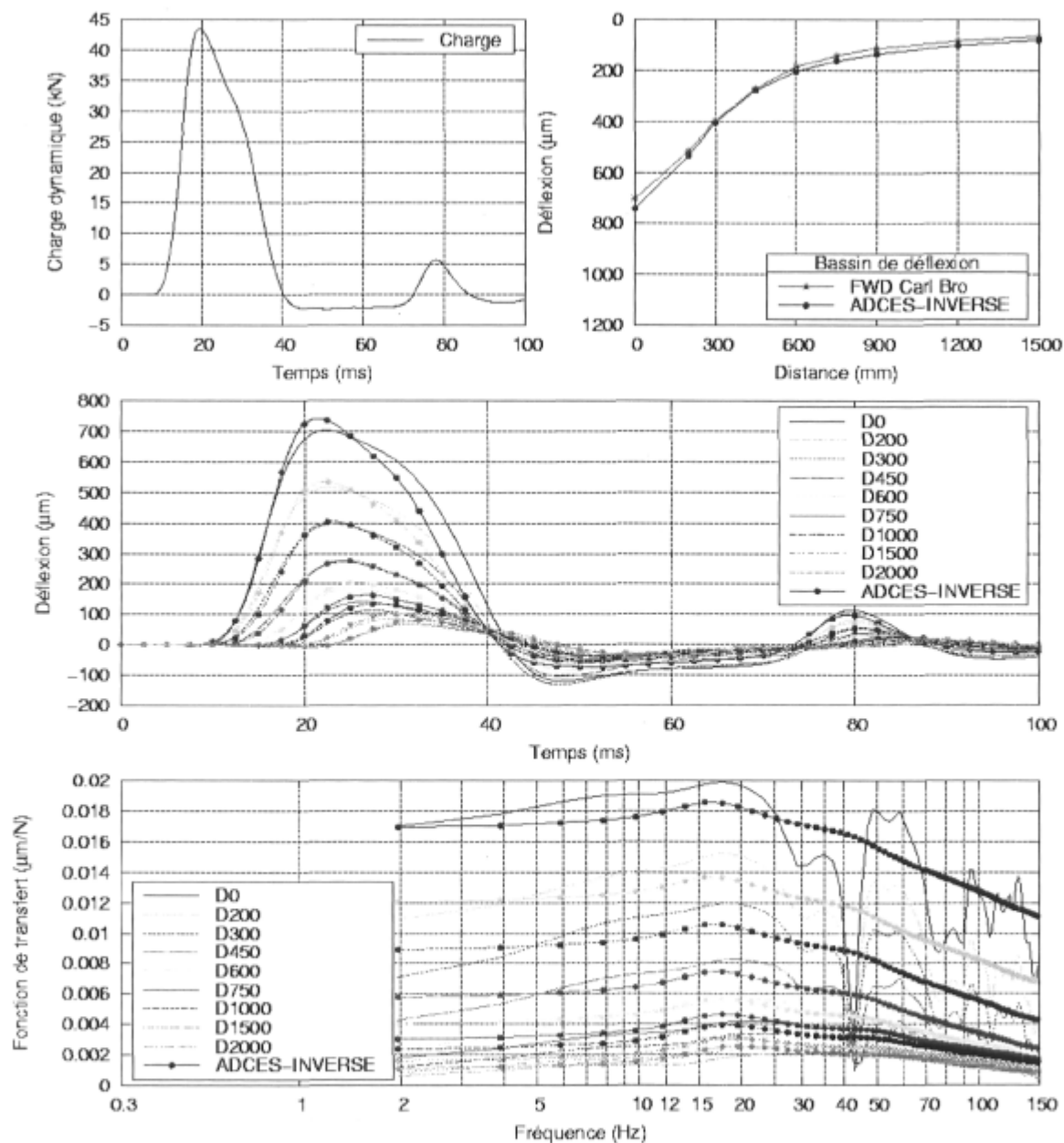


Figure F-17 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

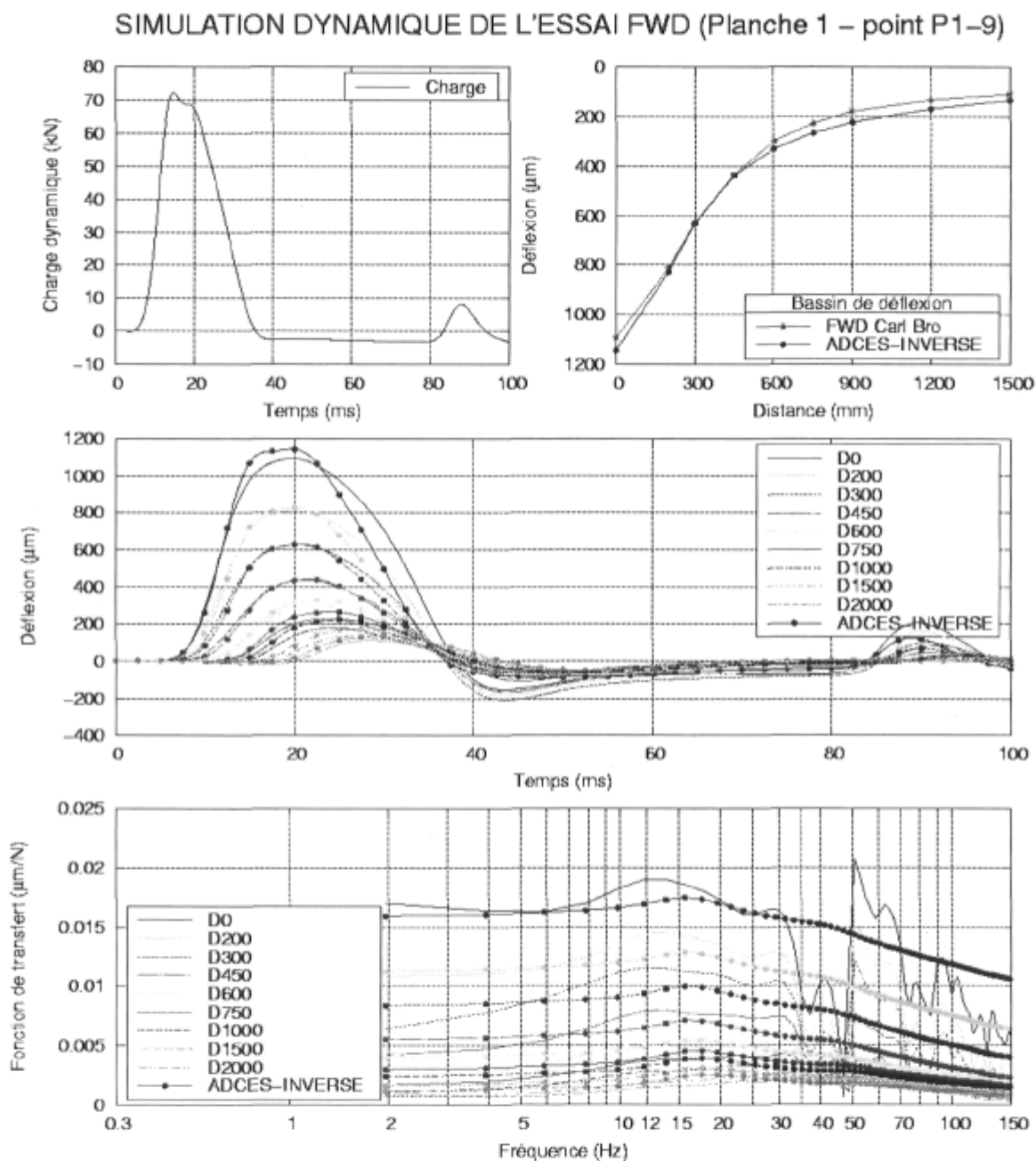


Figure F-18 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-10)

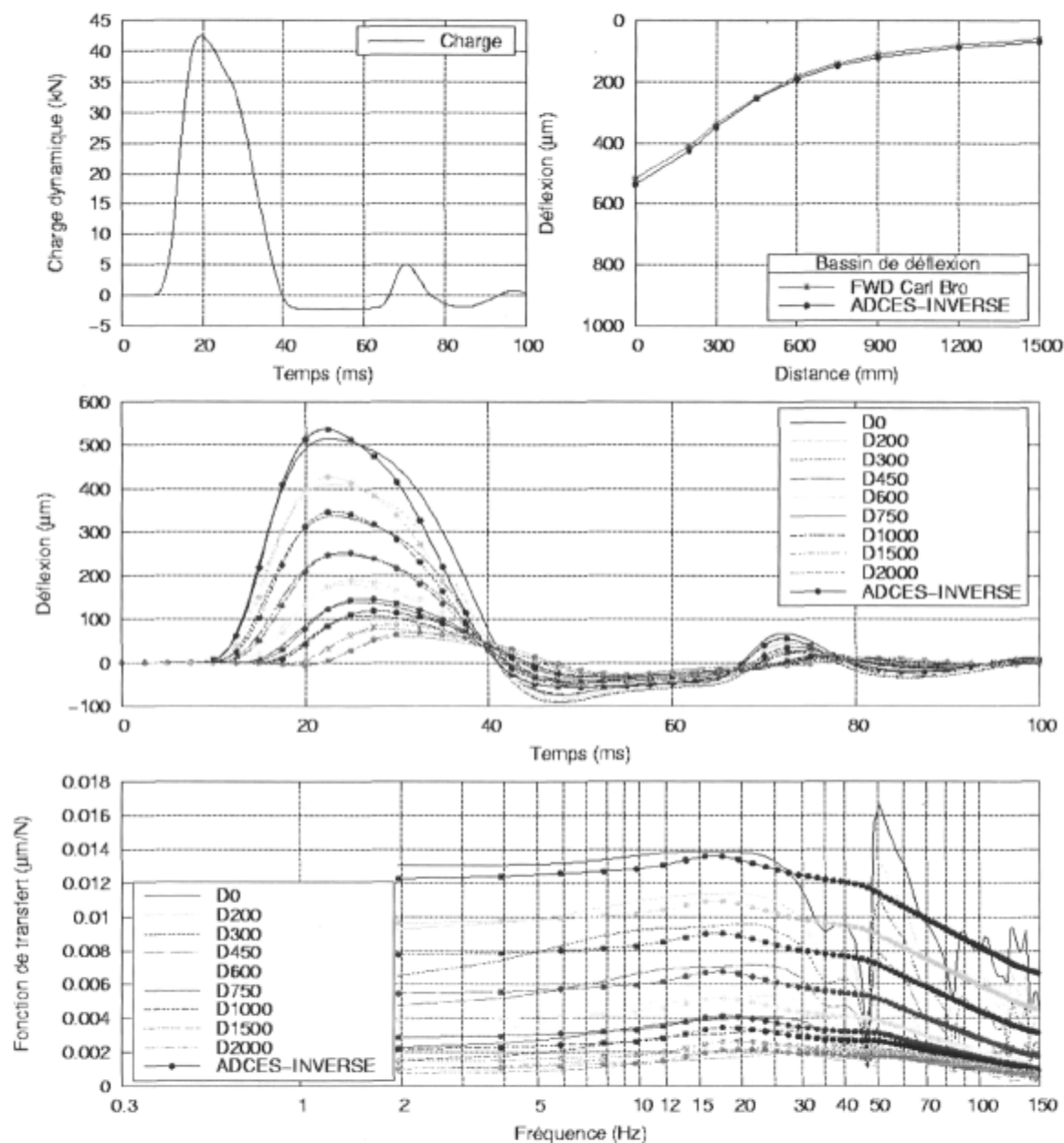


Figure F-19 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-10)

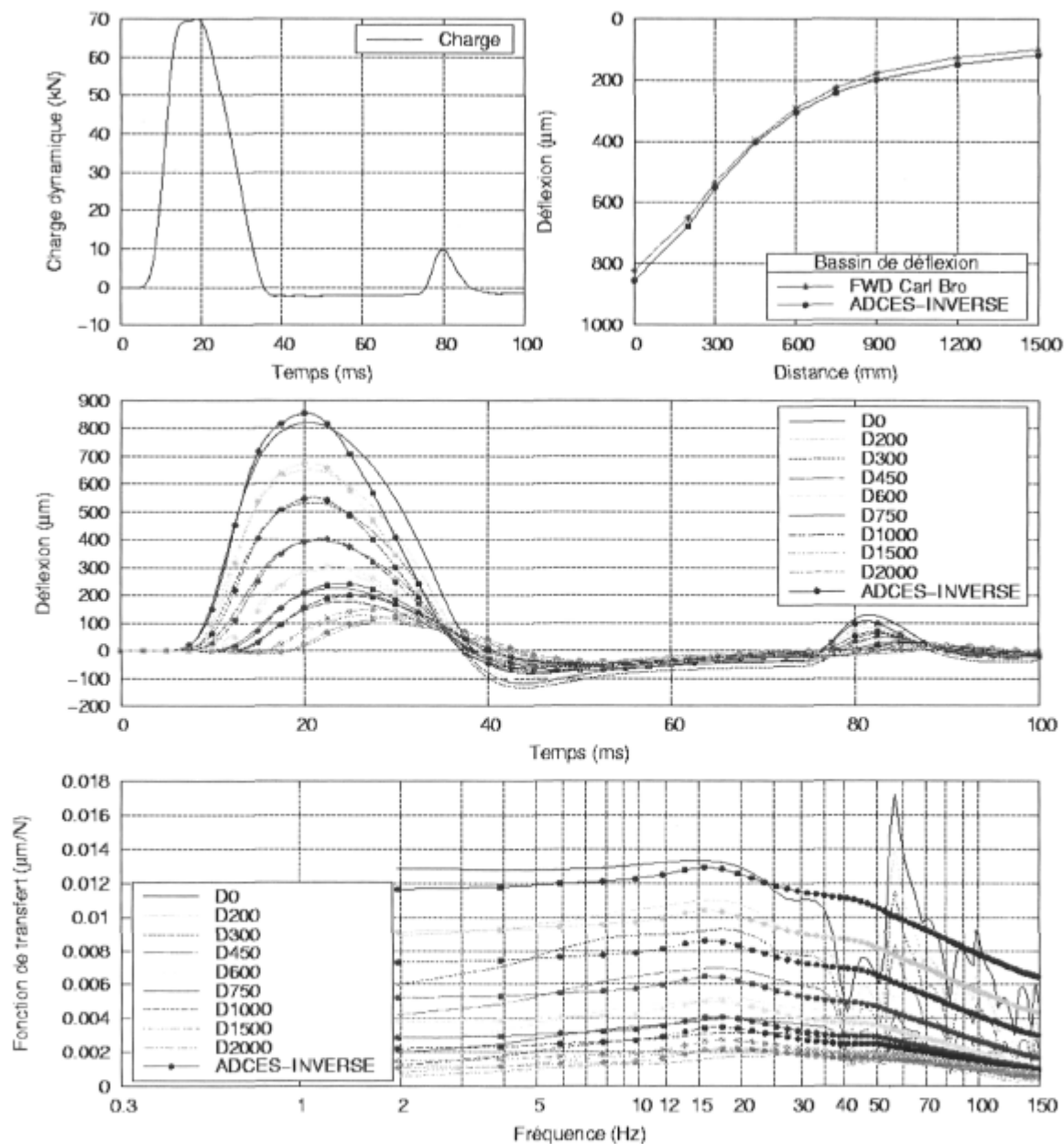


Figure F-20 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-11)

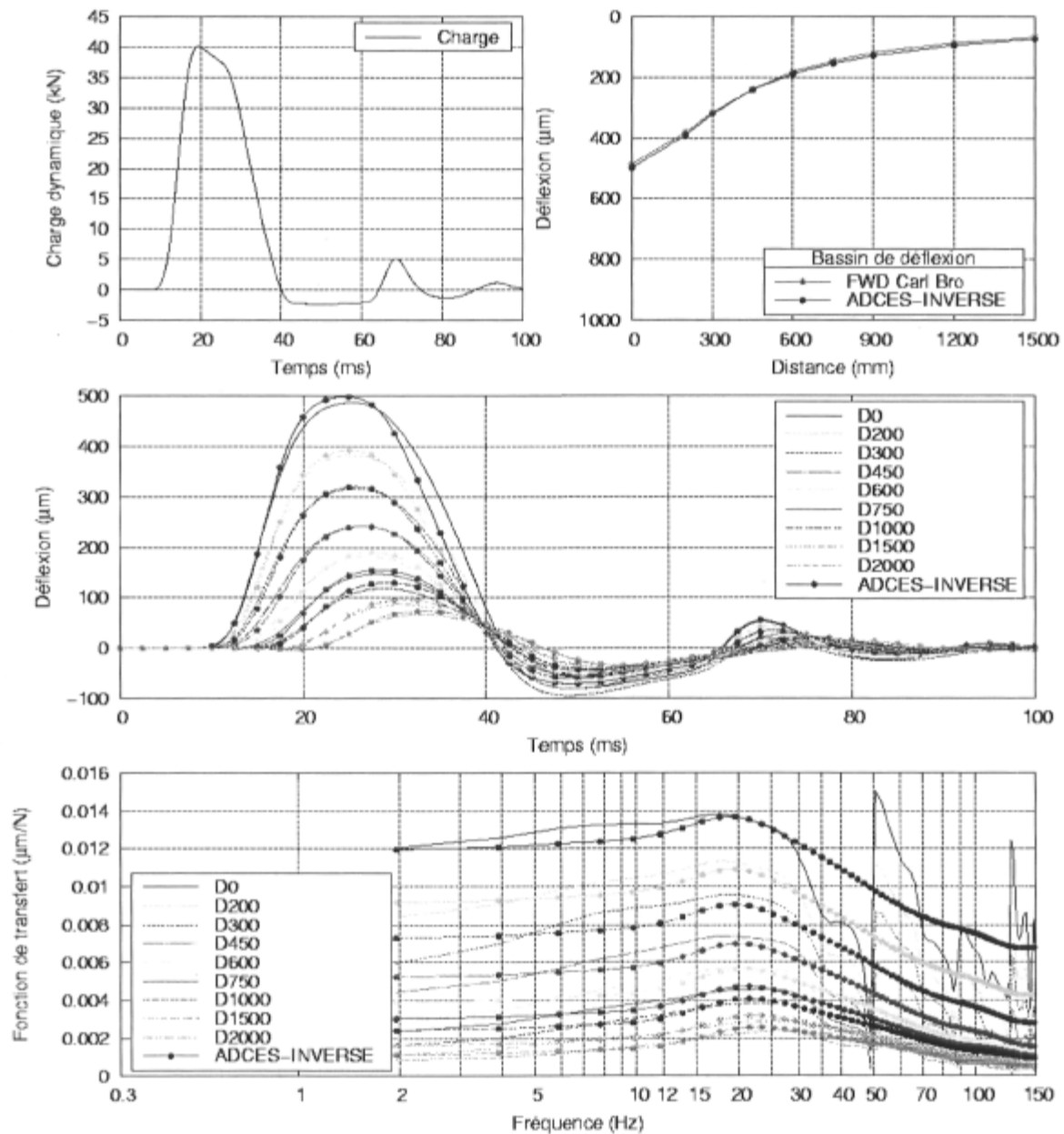


Figure F-21 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

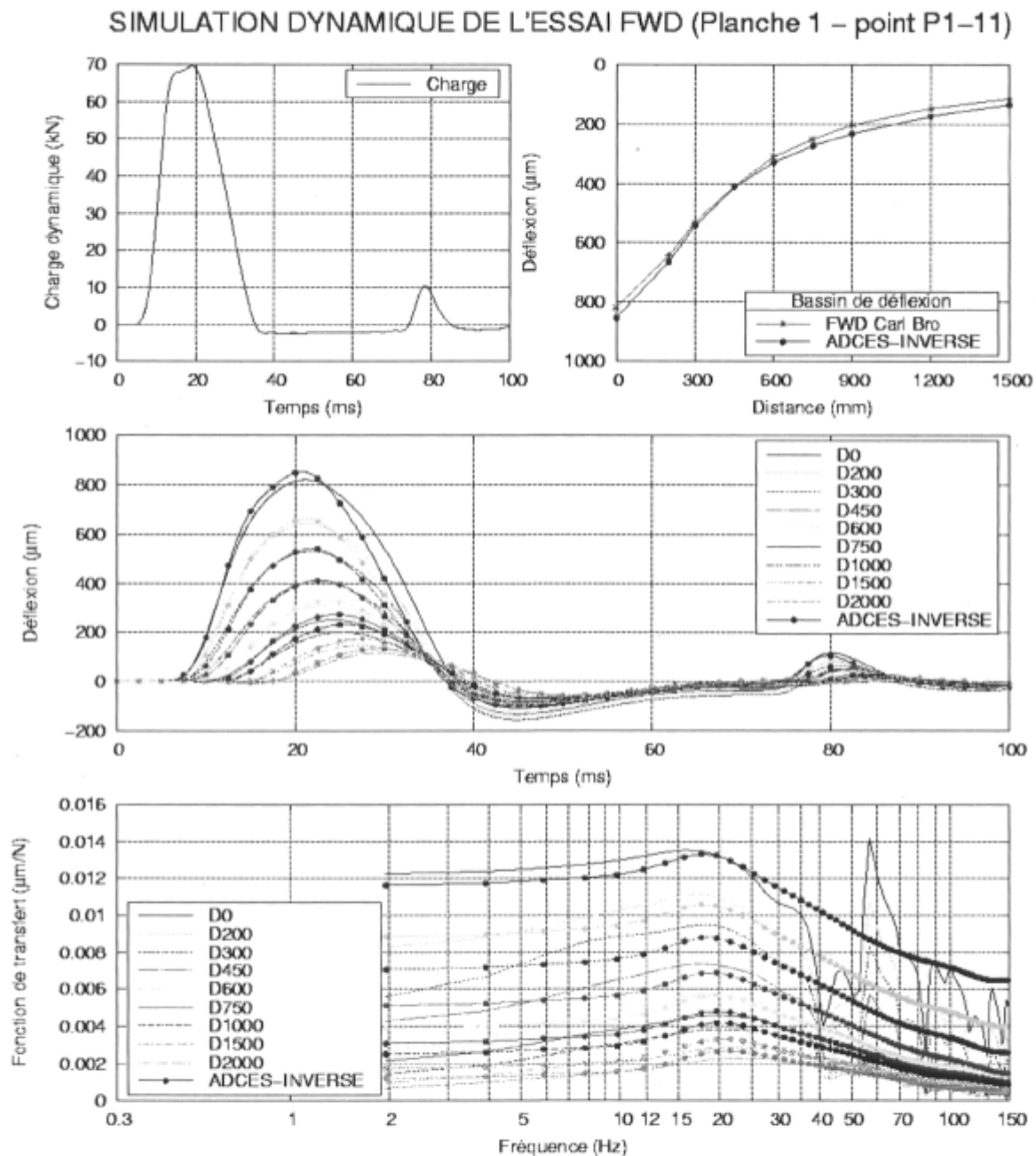


Figure F-22 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-12)

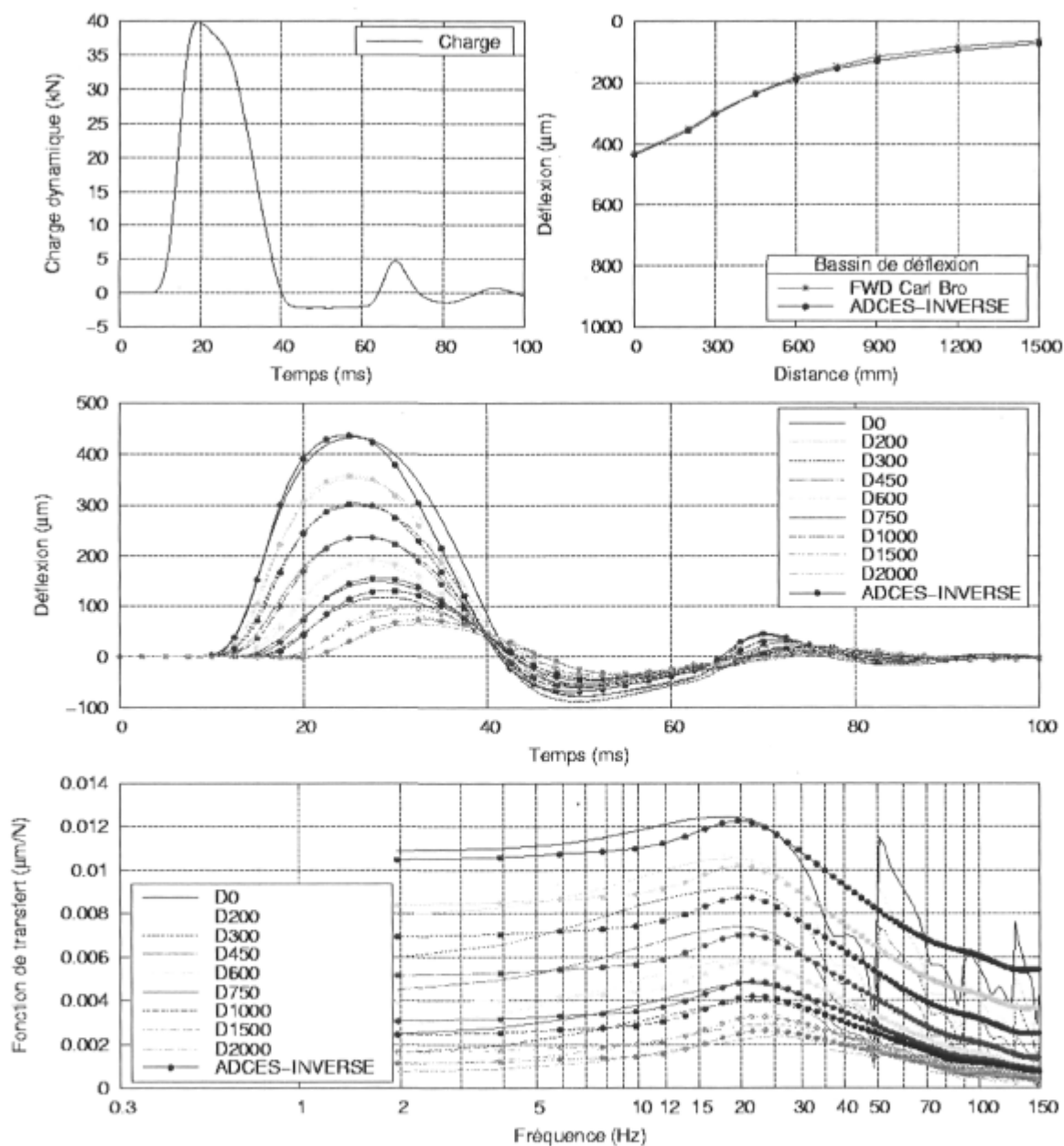


Figure F-23 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P-12)

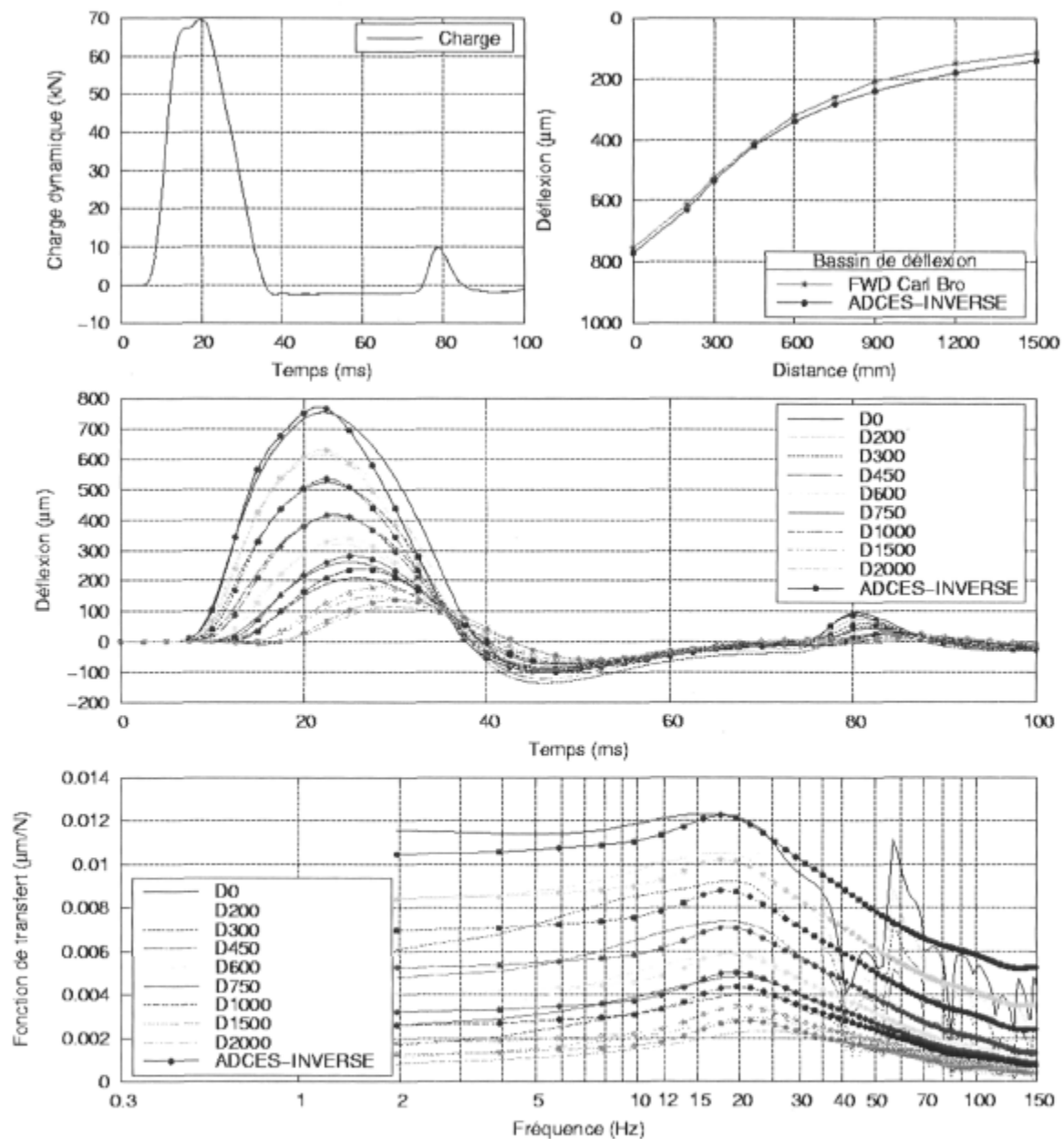


Figure F-24 : Essais FWD de l'Université Laval au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

A.3) Résultats graphiques des analyse inverses des essais FWD MTQ à l'aide de l'approche dynamique

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-1)

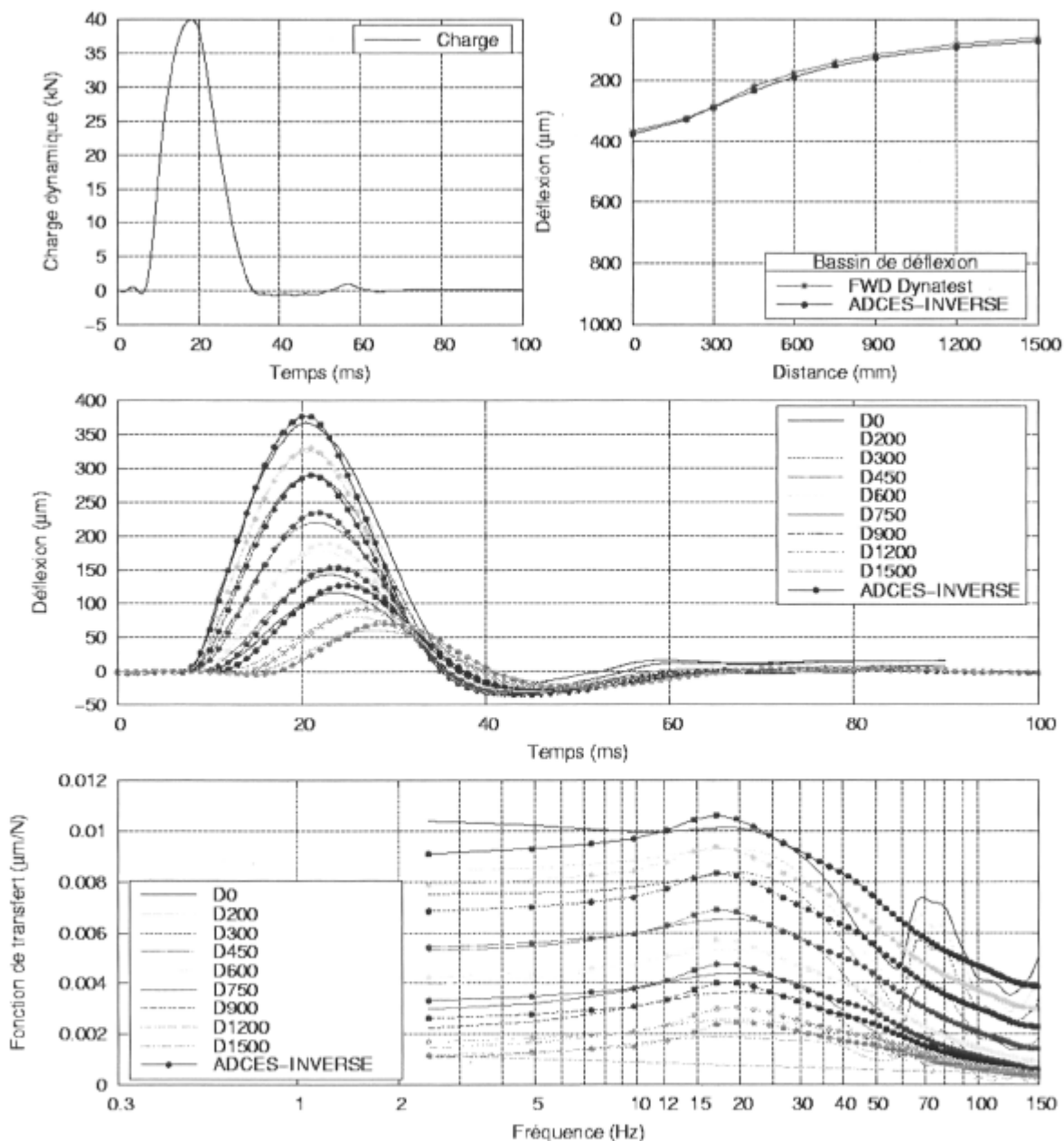


Figure F-25 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

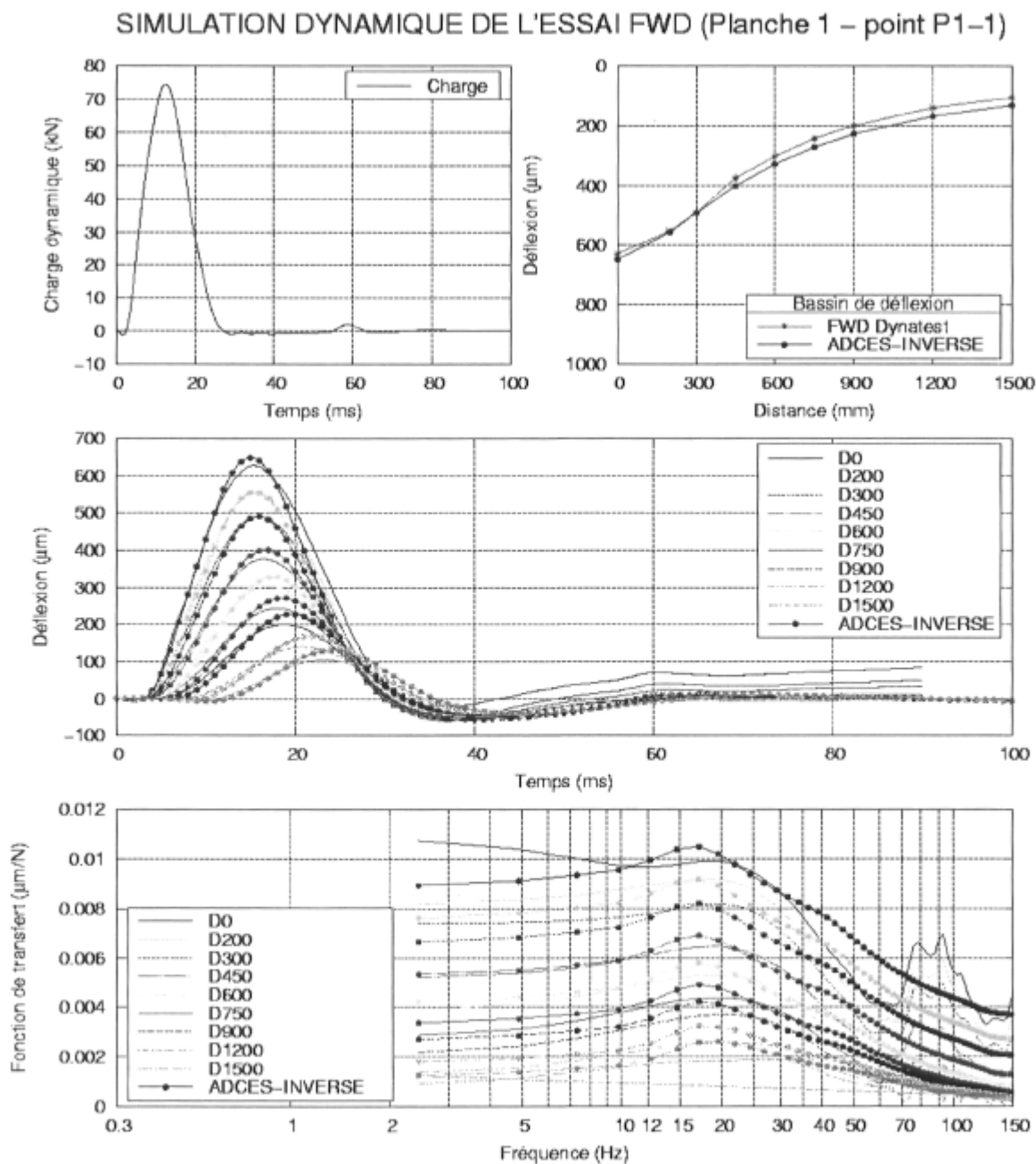


Figure F-26 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-1 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-2)

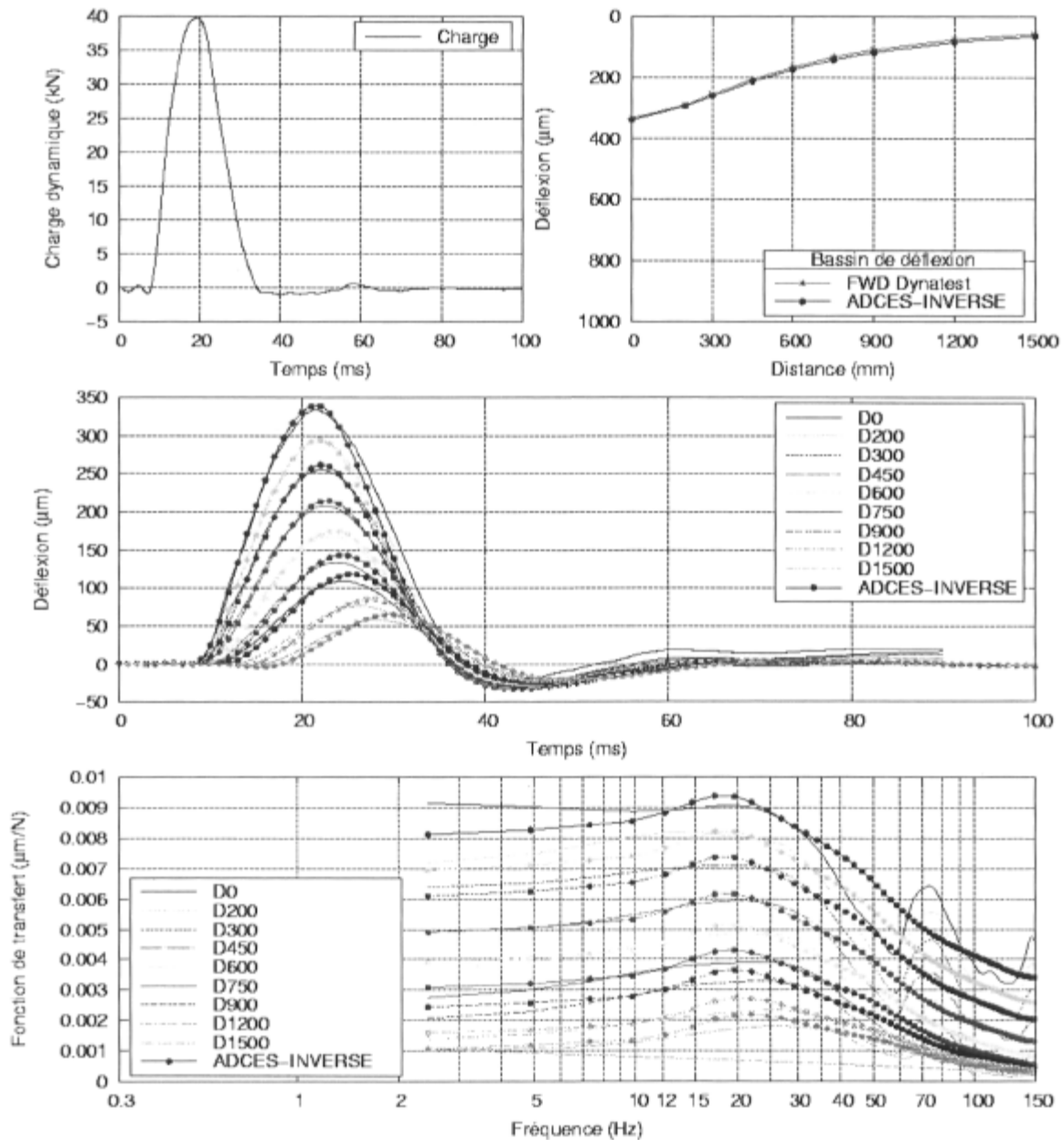


Figure F-27 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

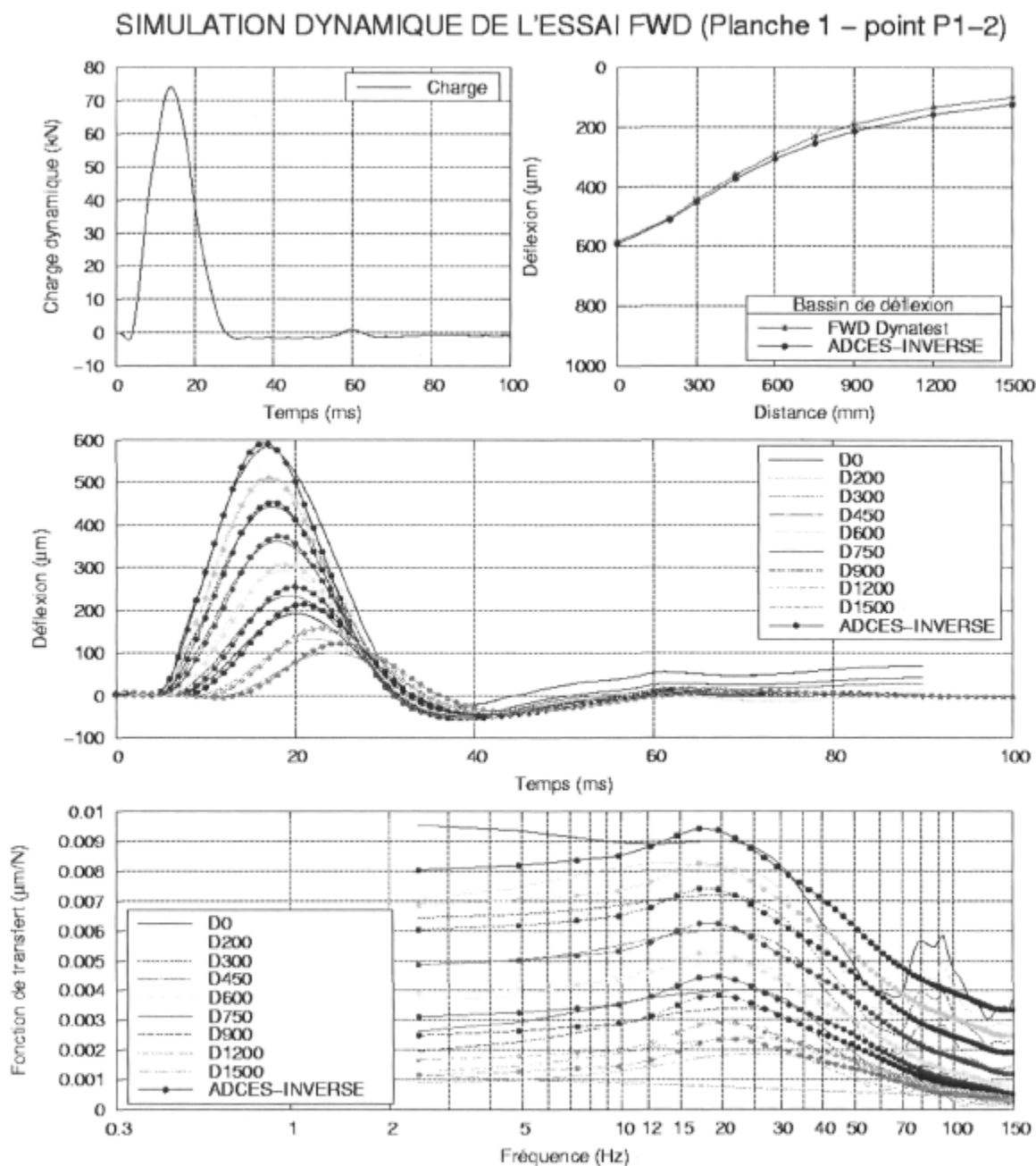


Figure F-28 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-2 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

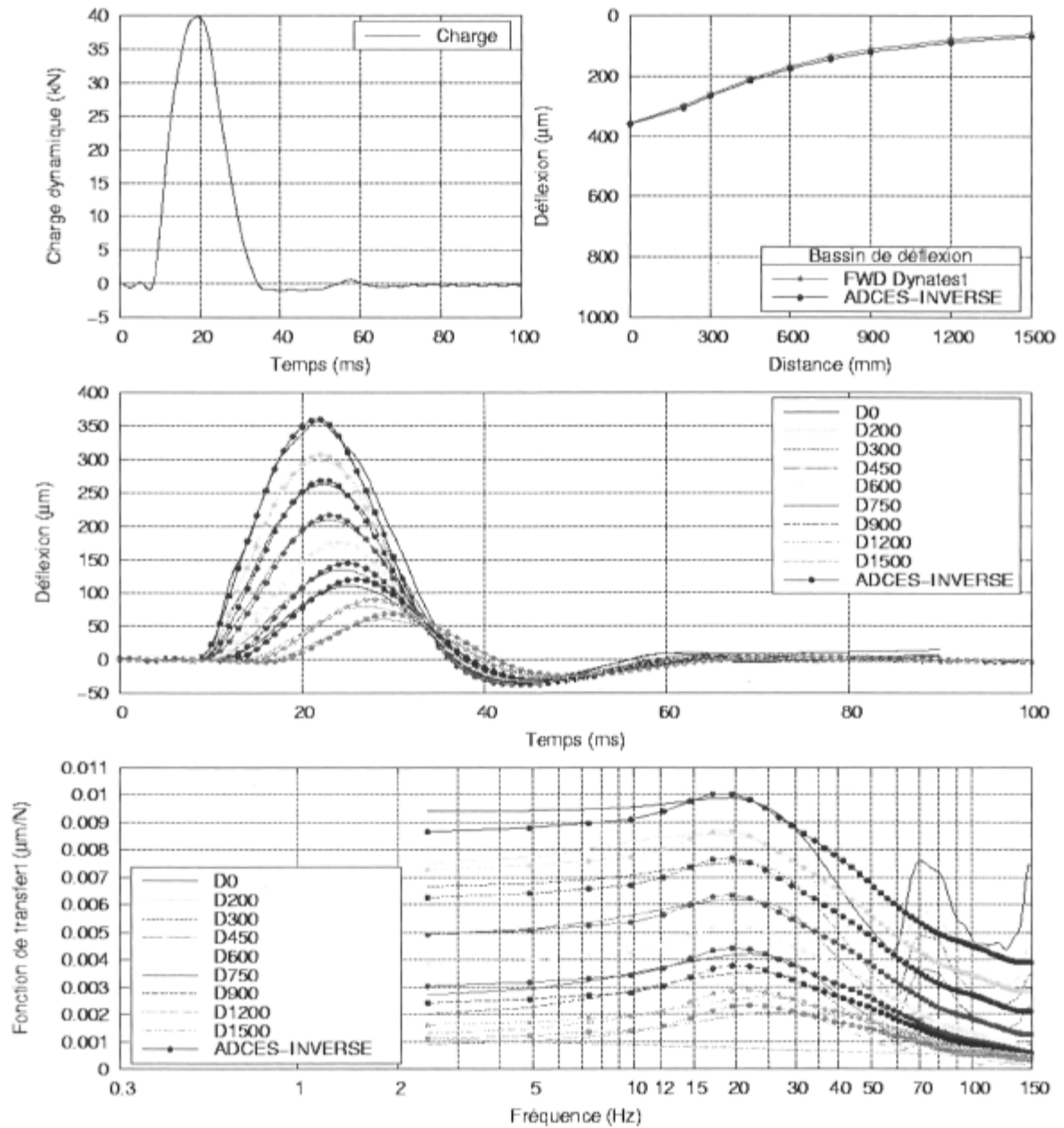


Figure F-29 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

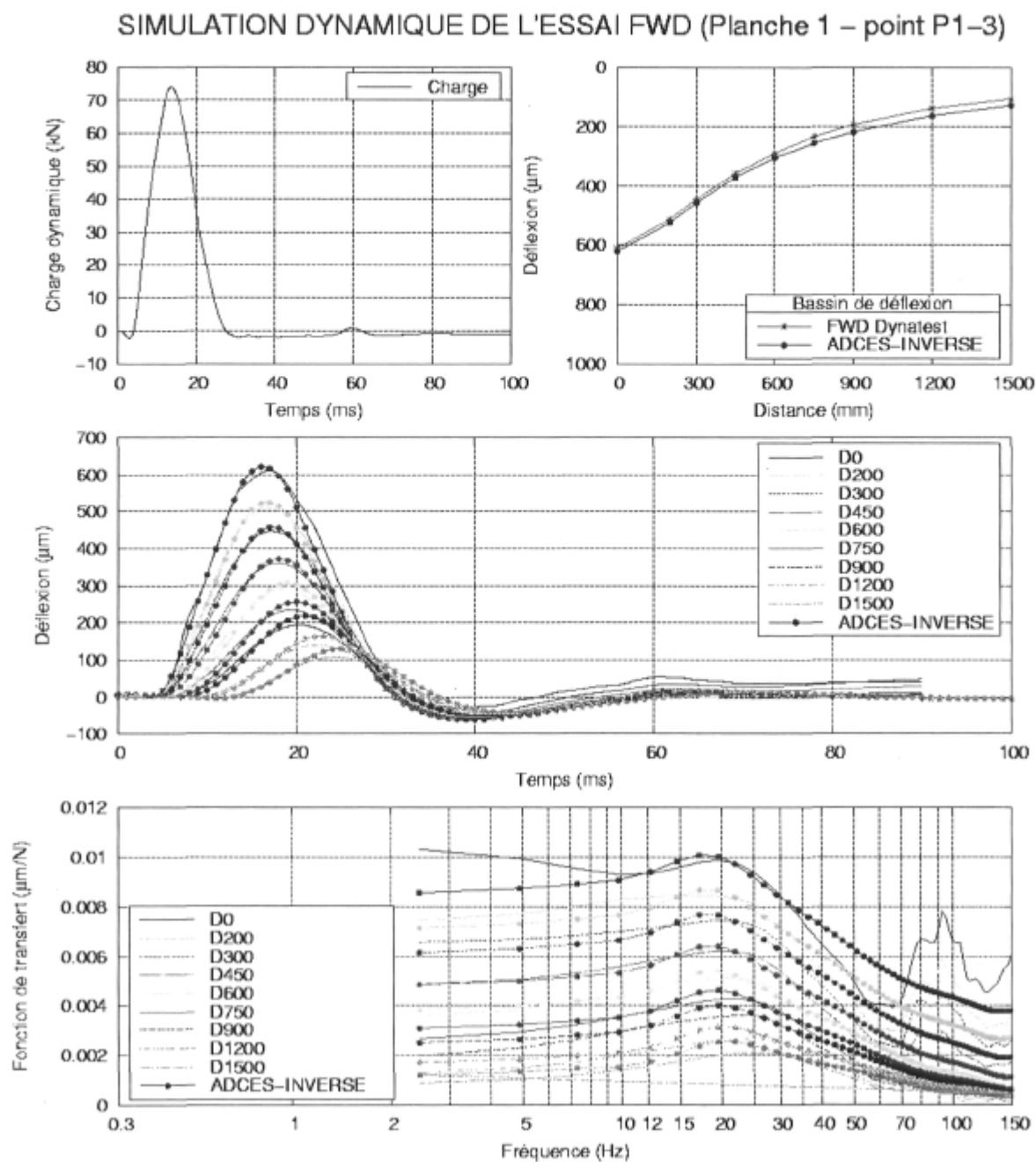


Figure F-30 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-4)

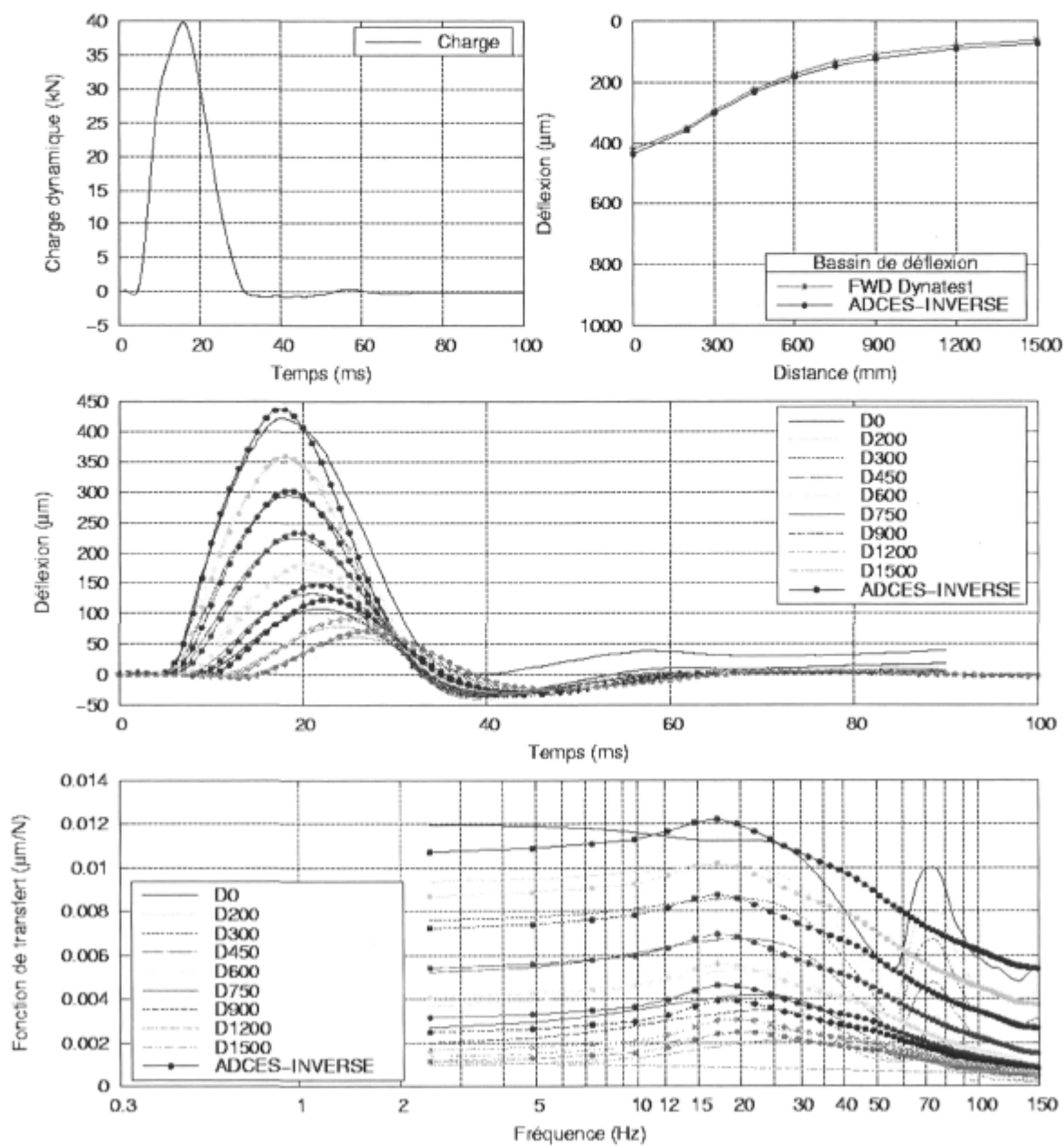


Figure F-31 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

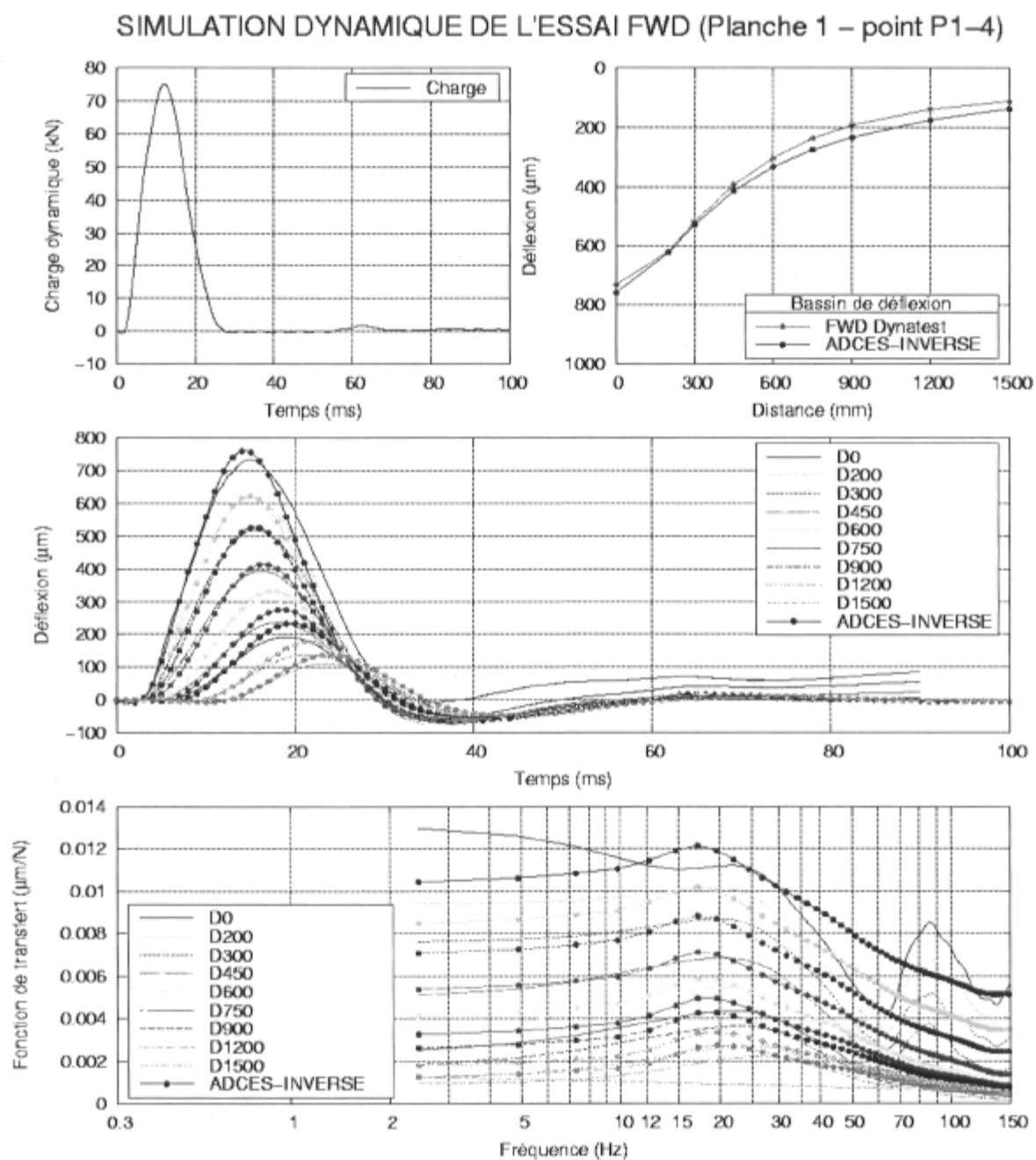


Figure F-32 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-4 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

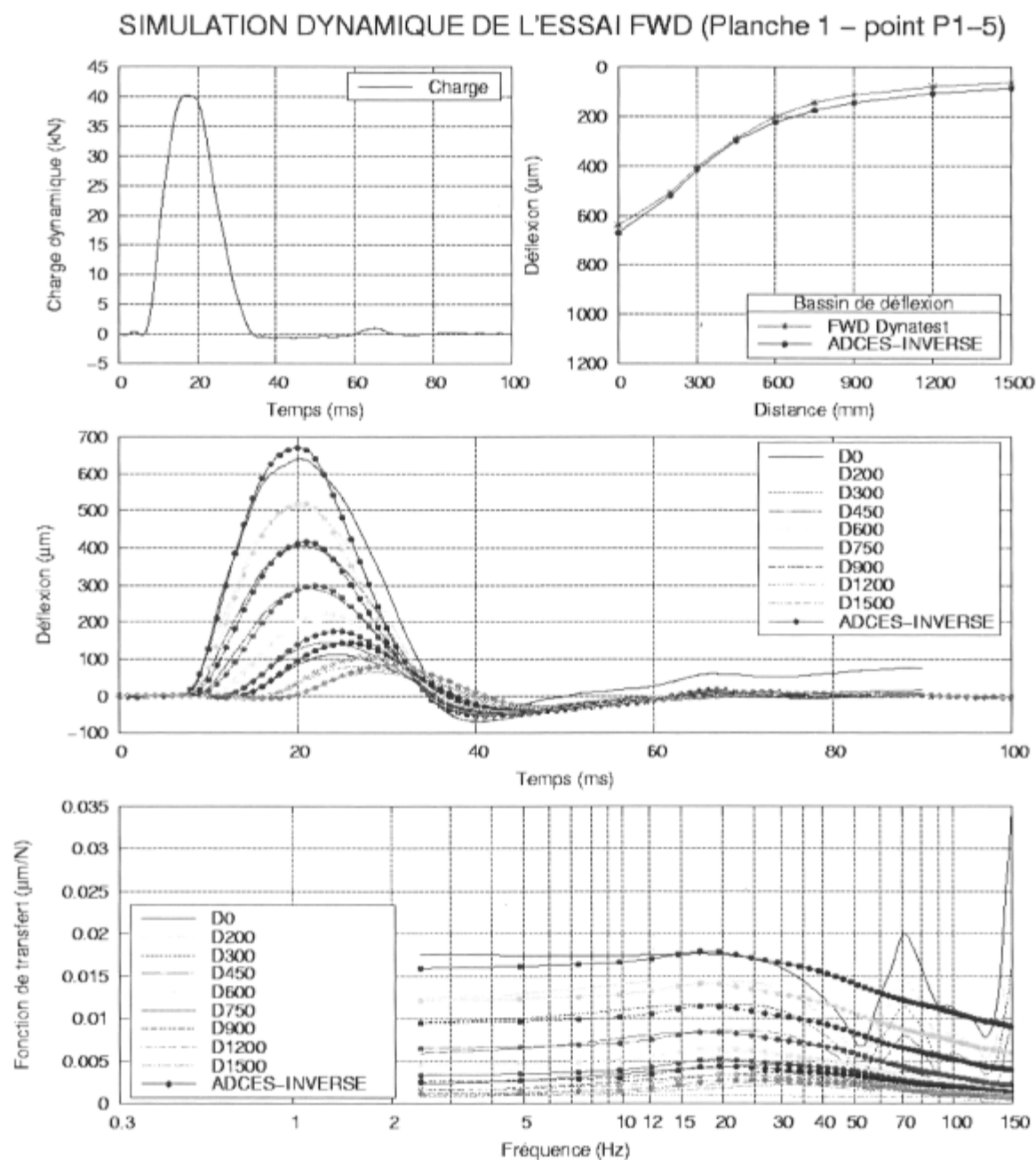


Figure F-33 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

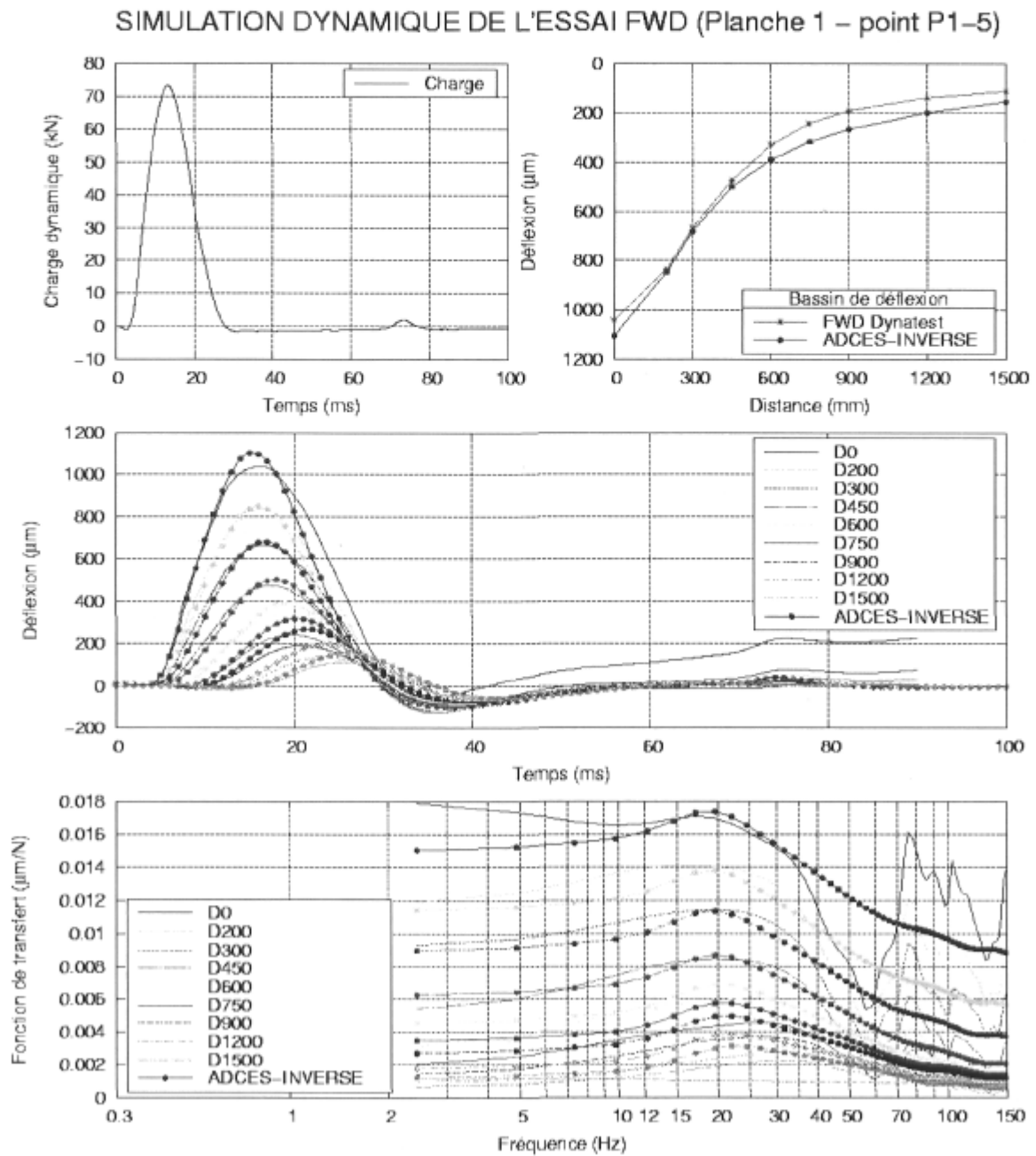


Figure F-34 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-5 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

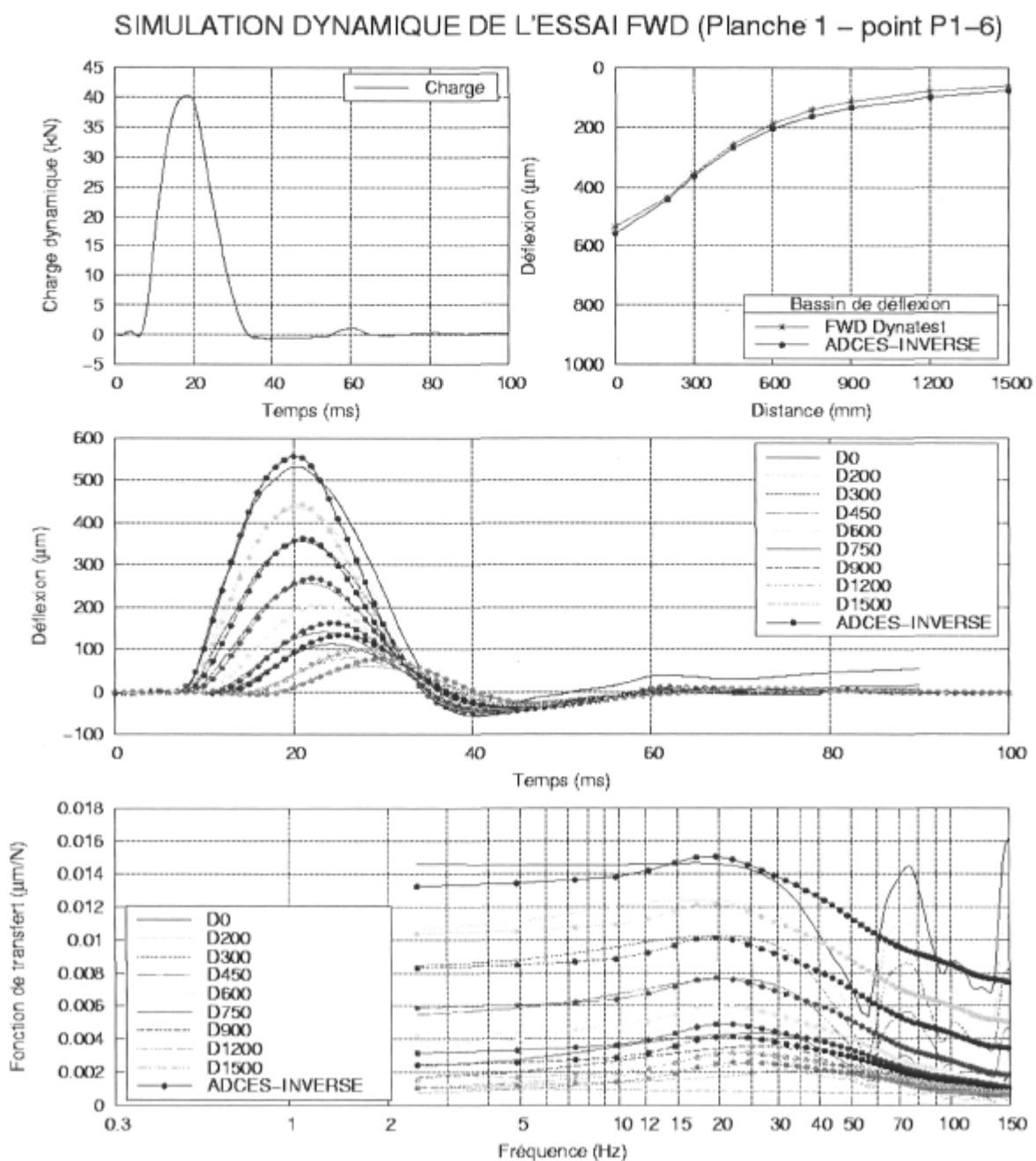


Figure F-35 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-6)

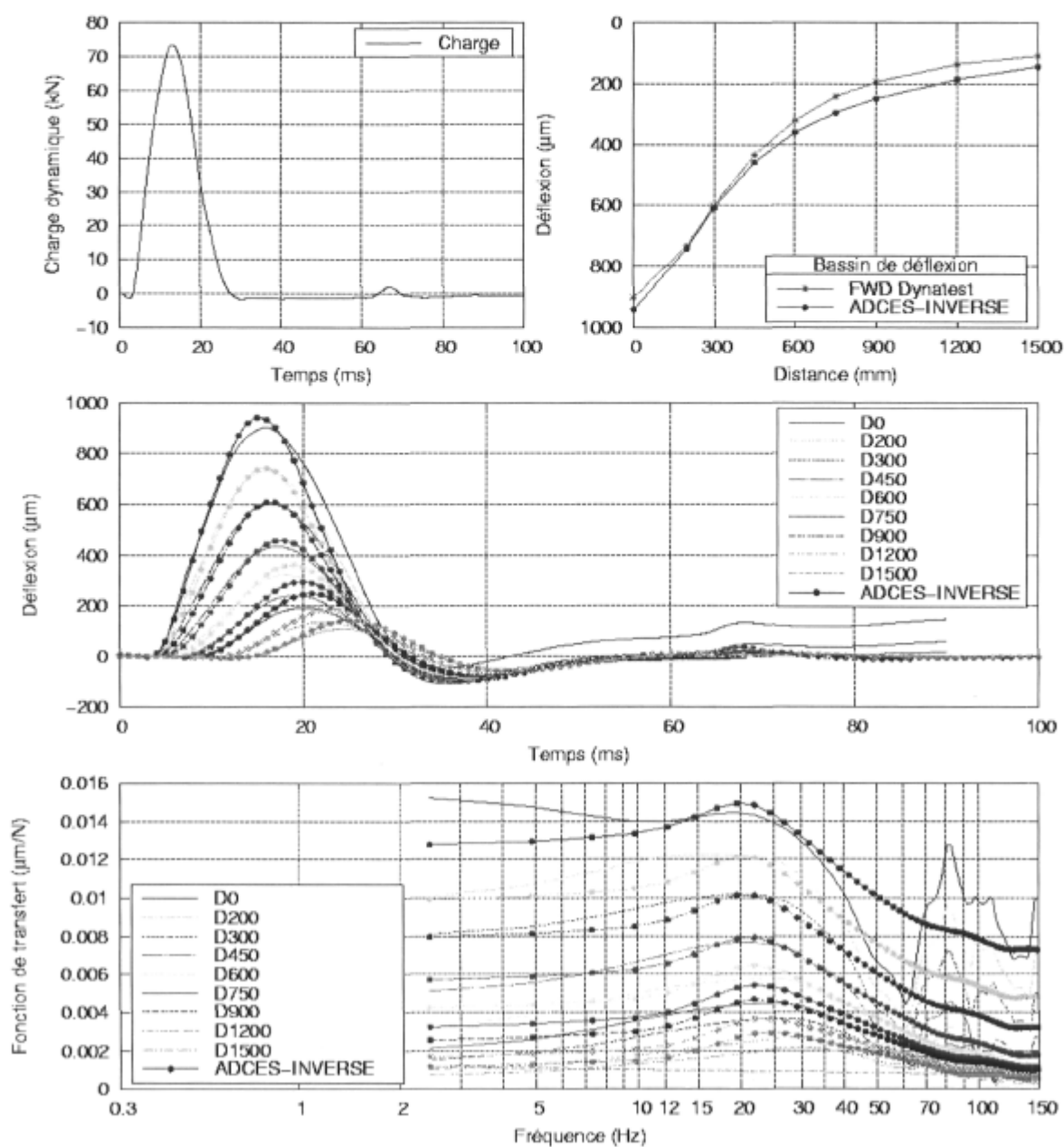


Figure F-36 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-6 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

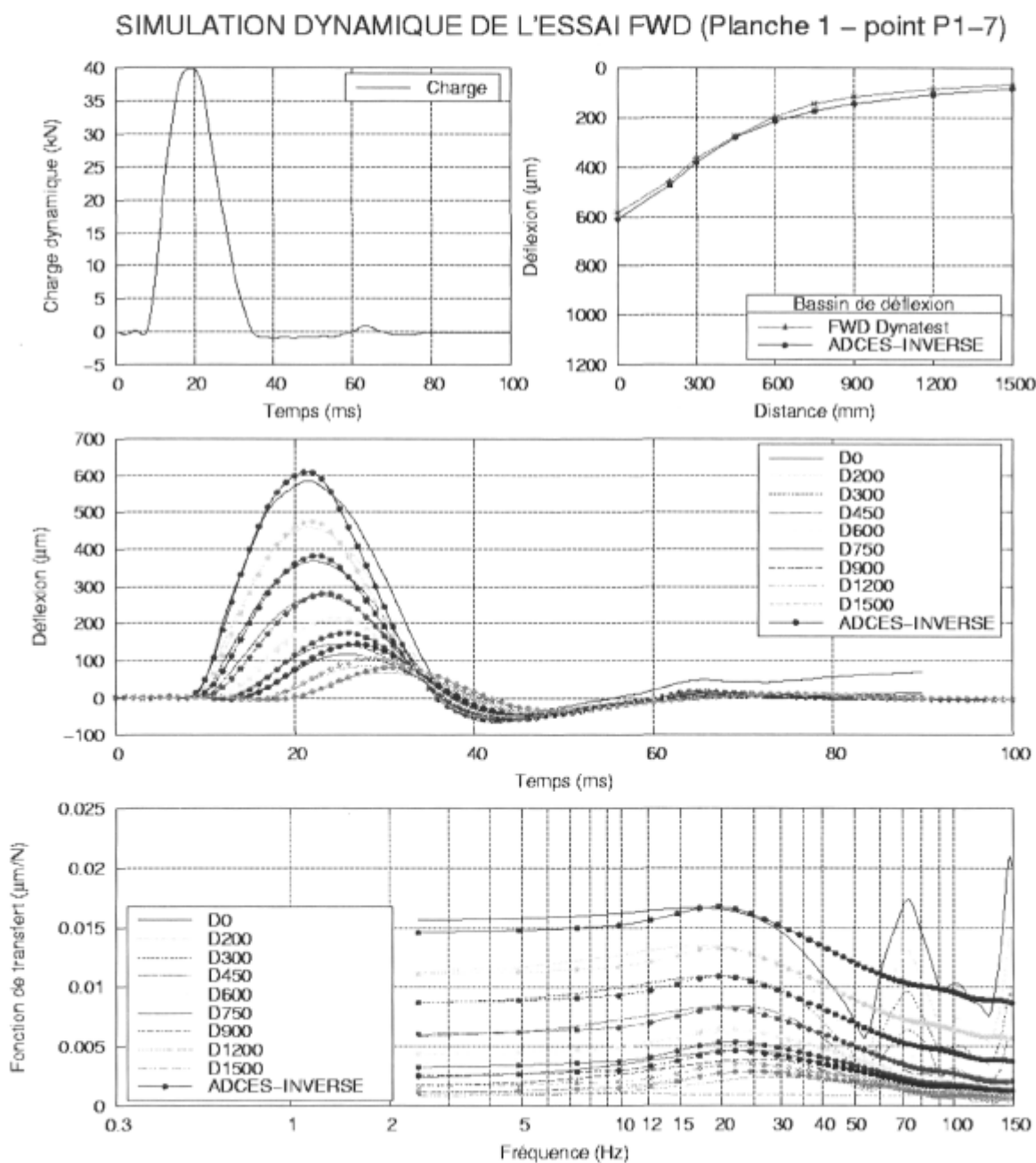


Figure F-37 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

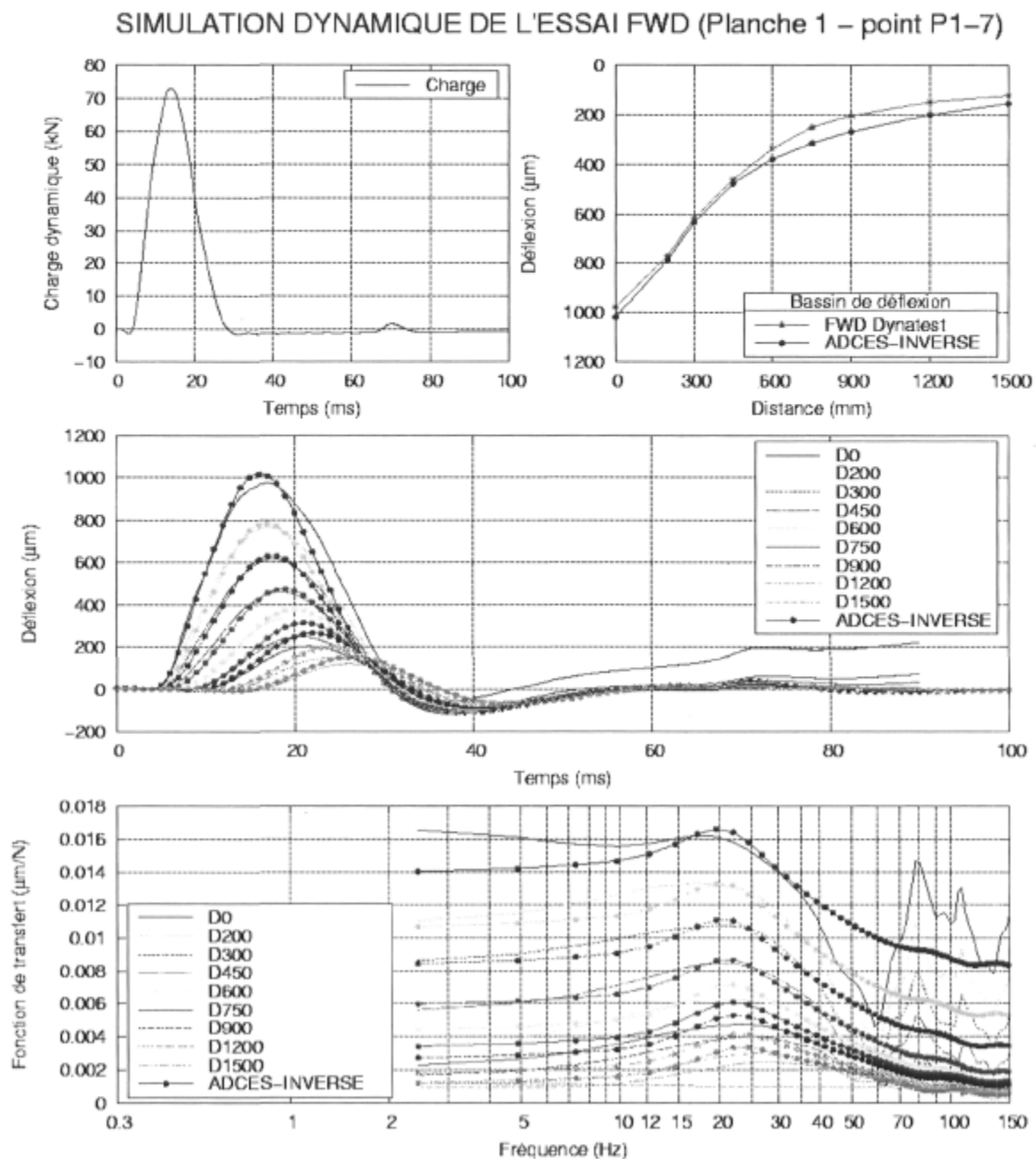


Figure F-38 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-7 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

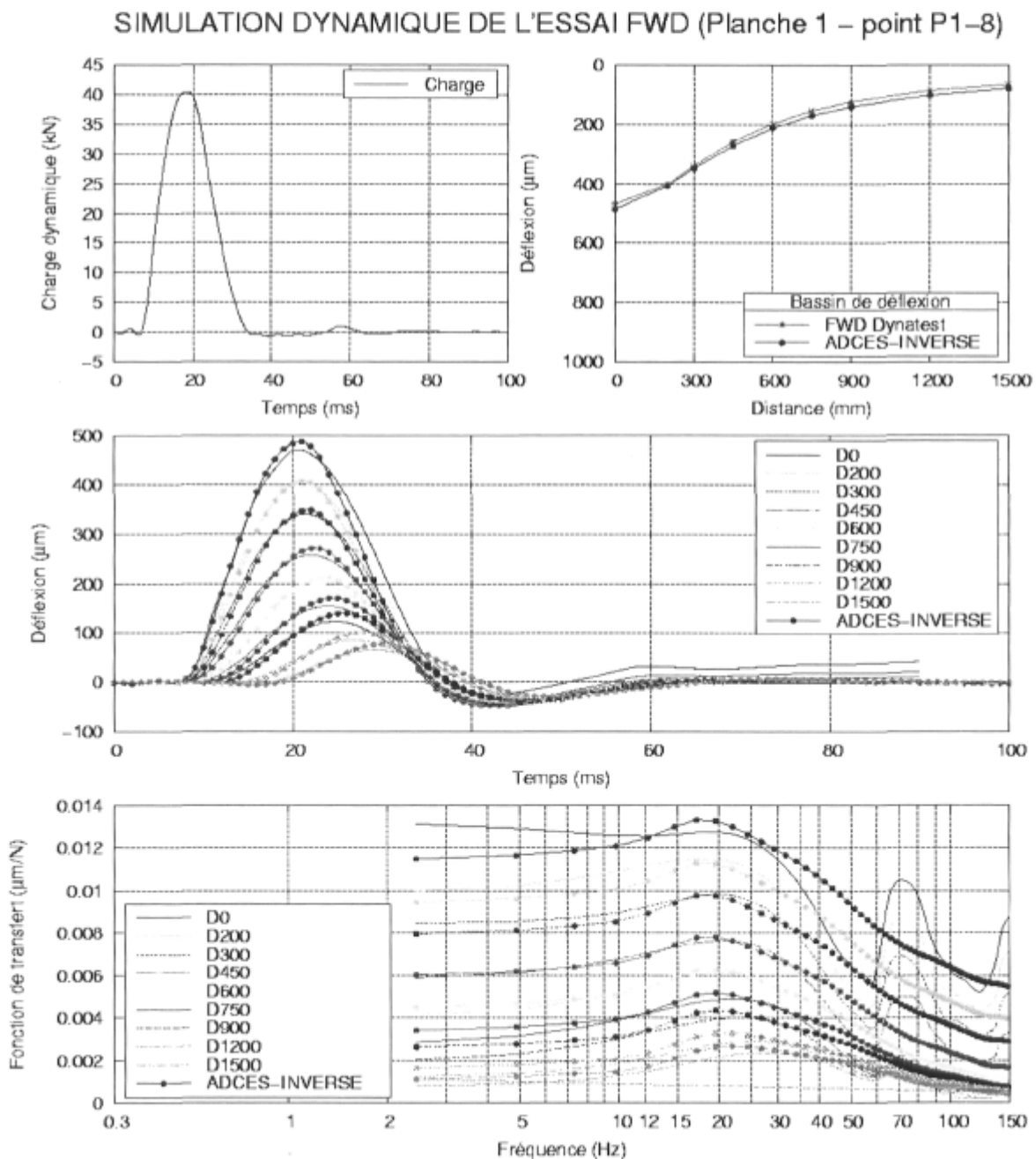


Figure F-39 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

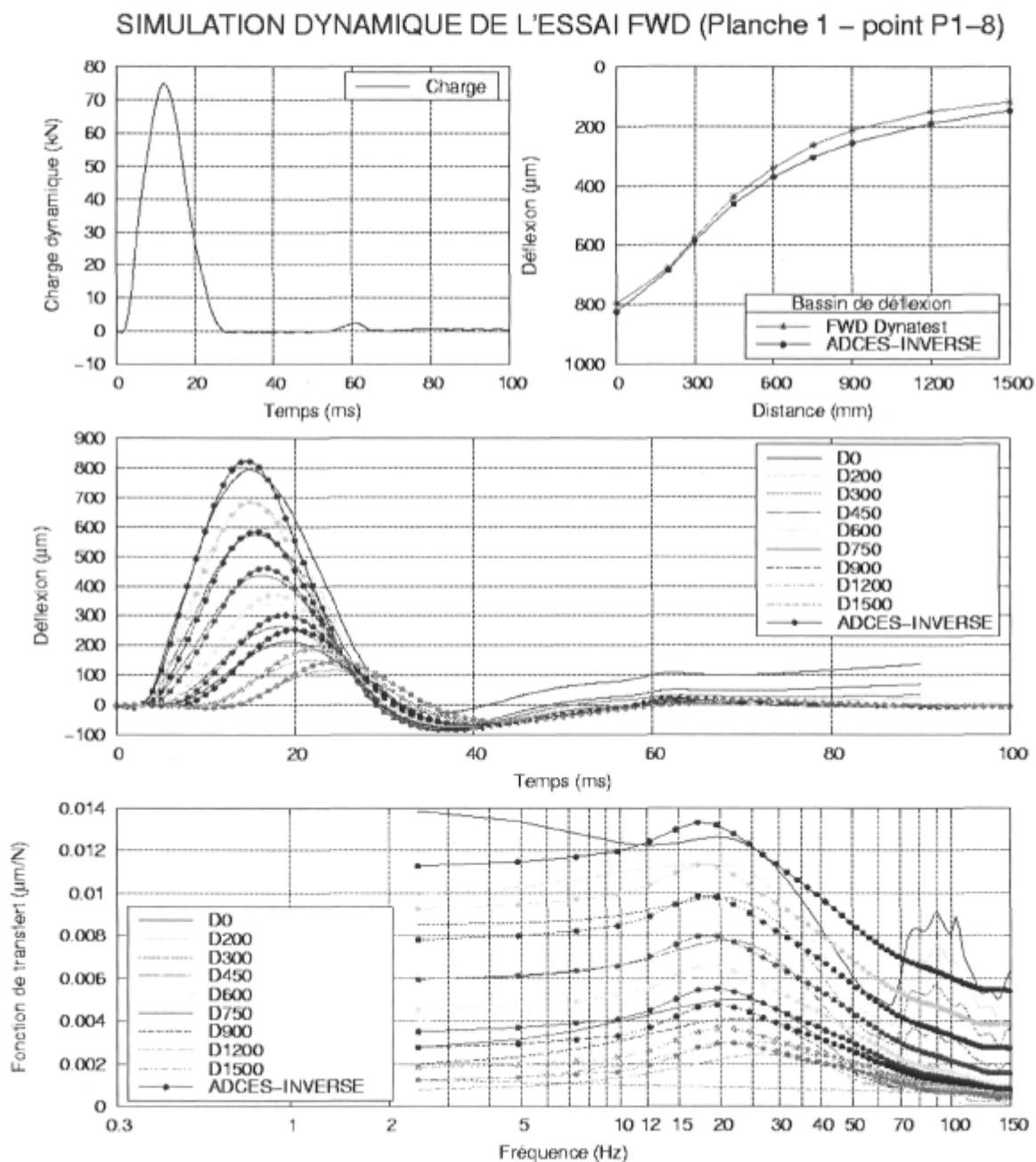


Figure F-40 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-8 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-9)

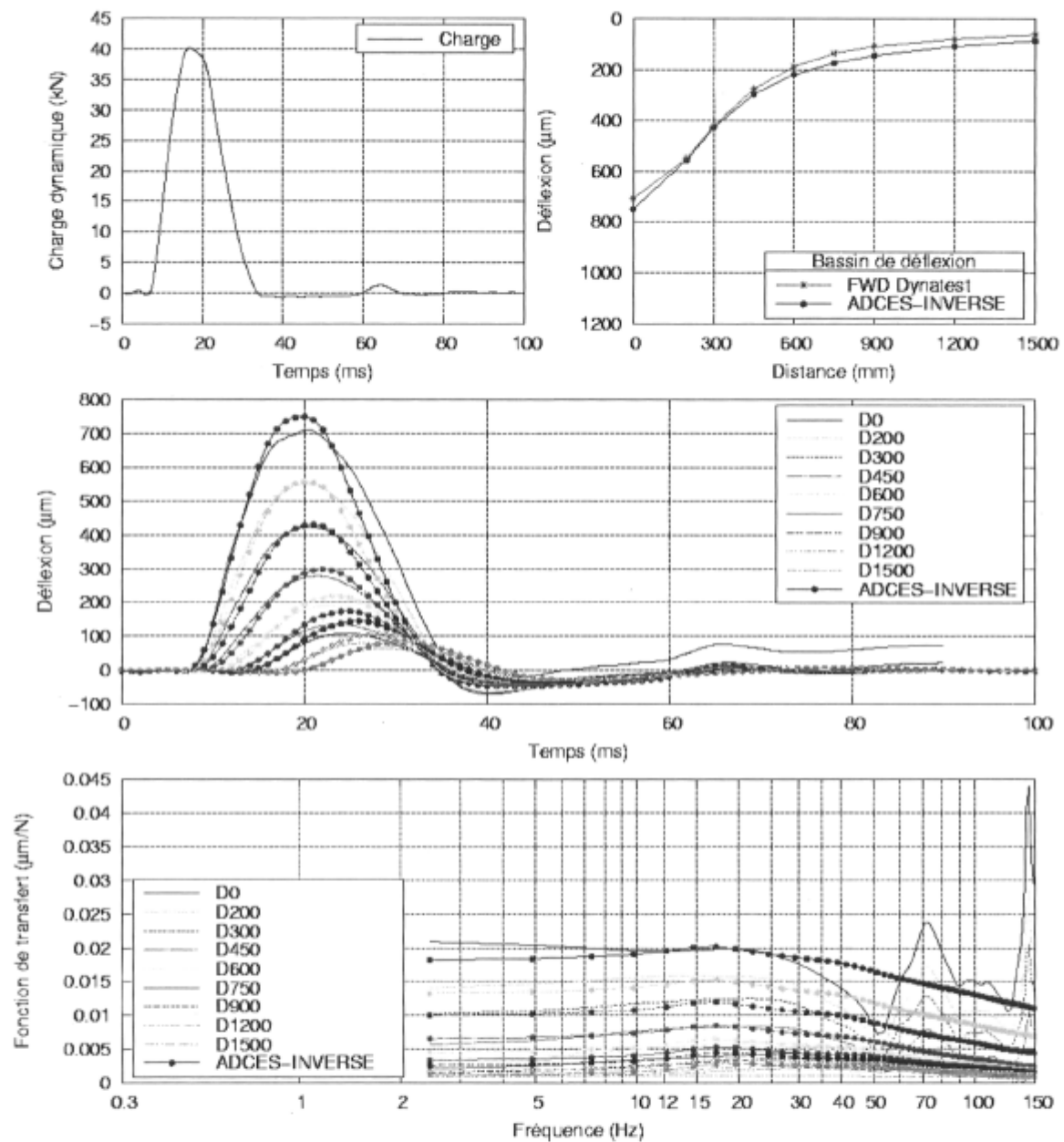


Figure F-41 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-9)

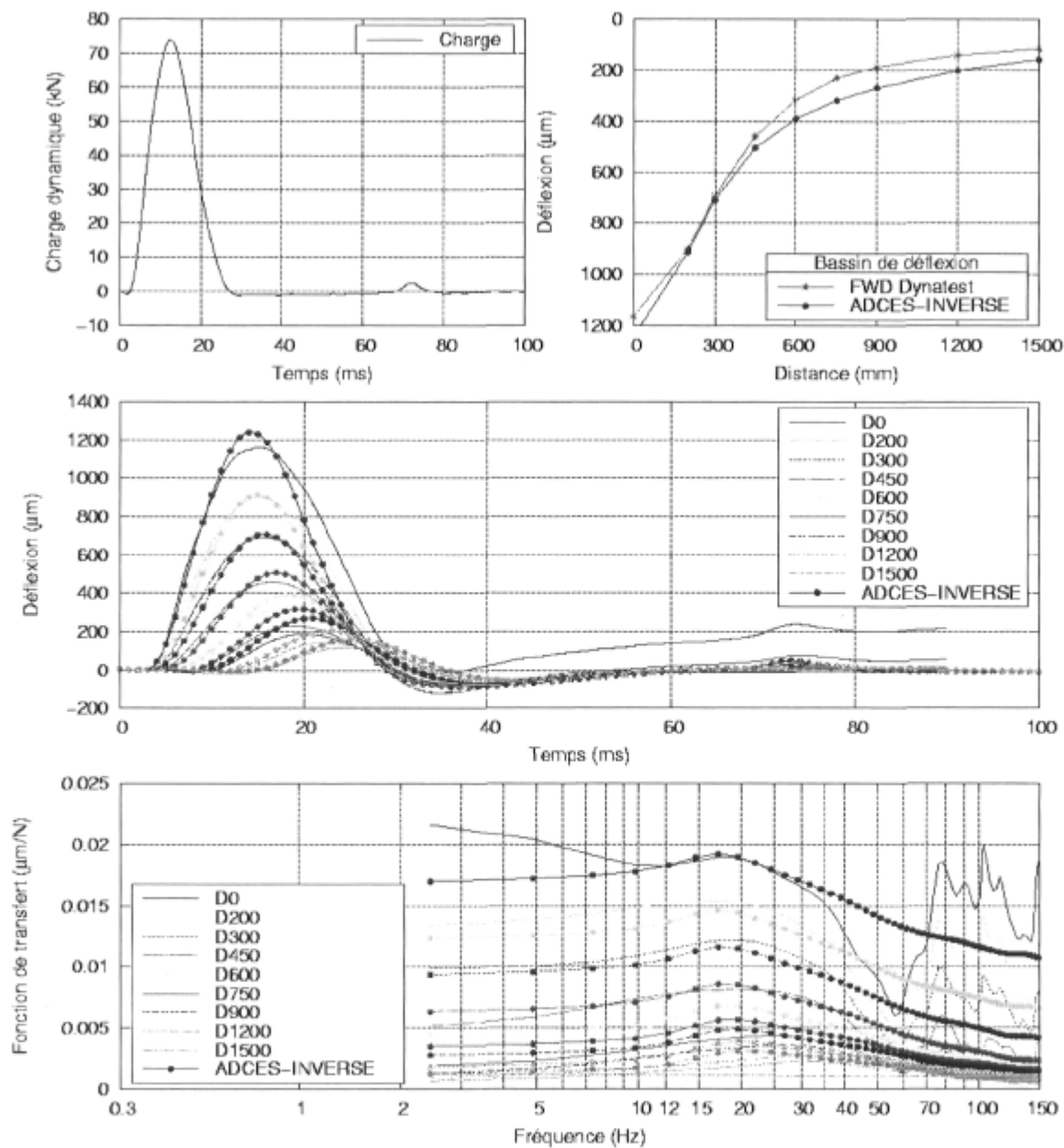


Figure F-42 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-9 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-10)

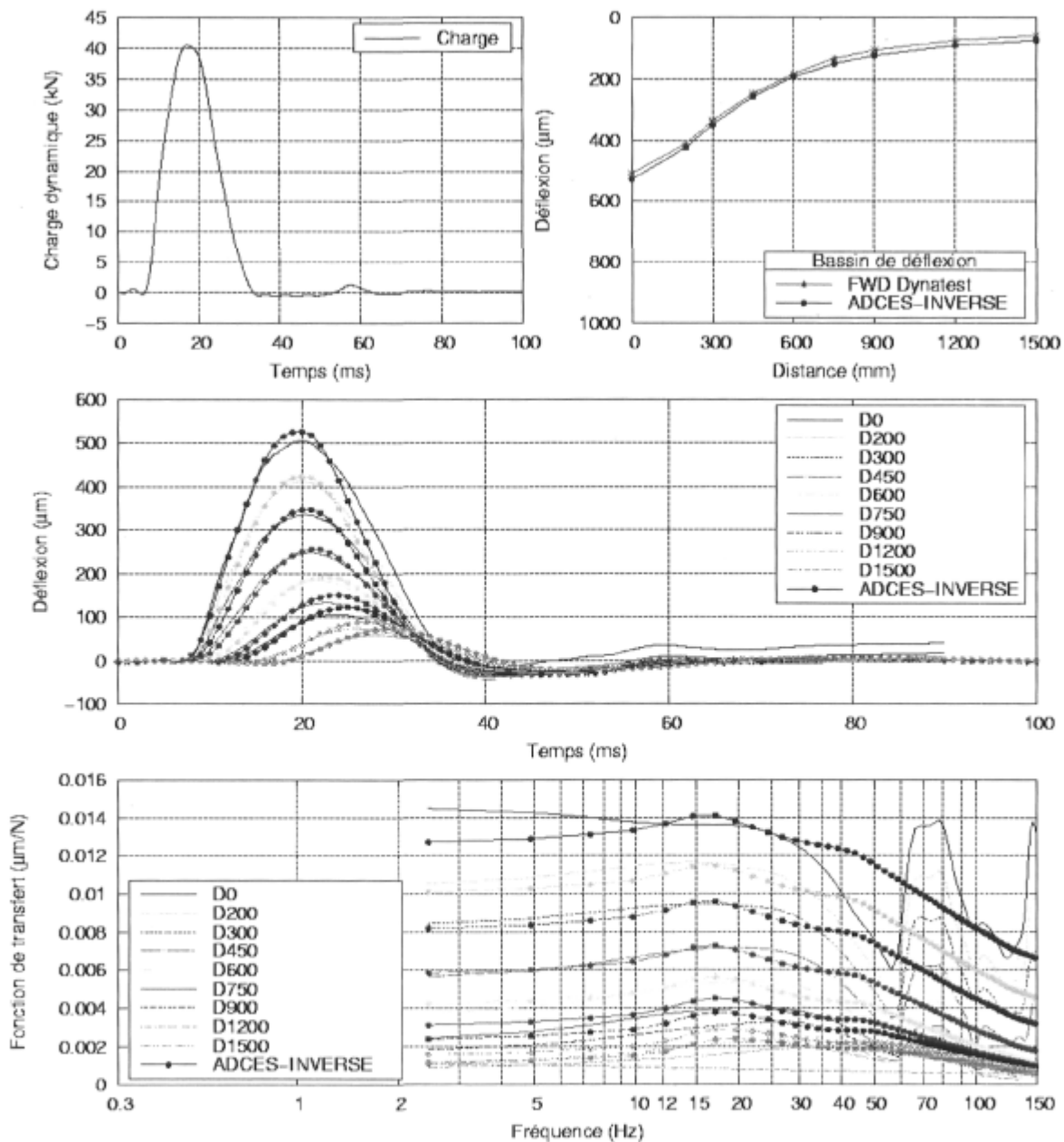


Figure F-43 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-10)

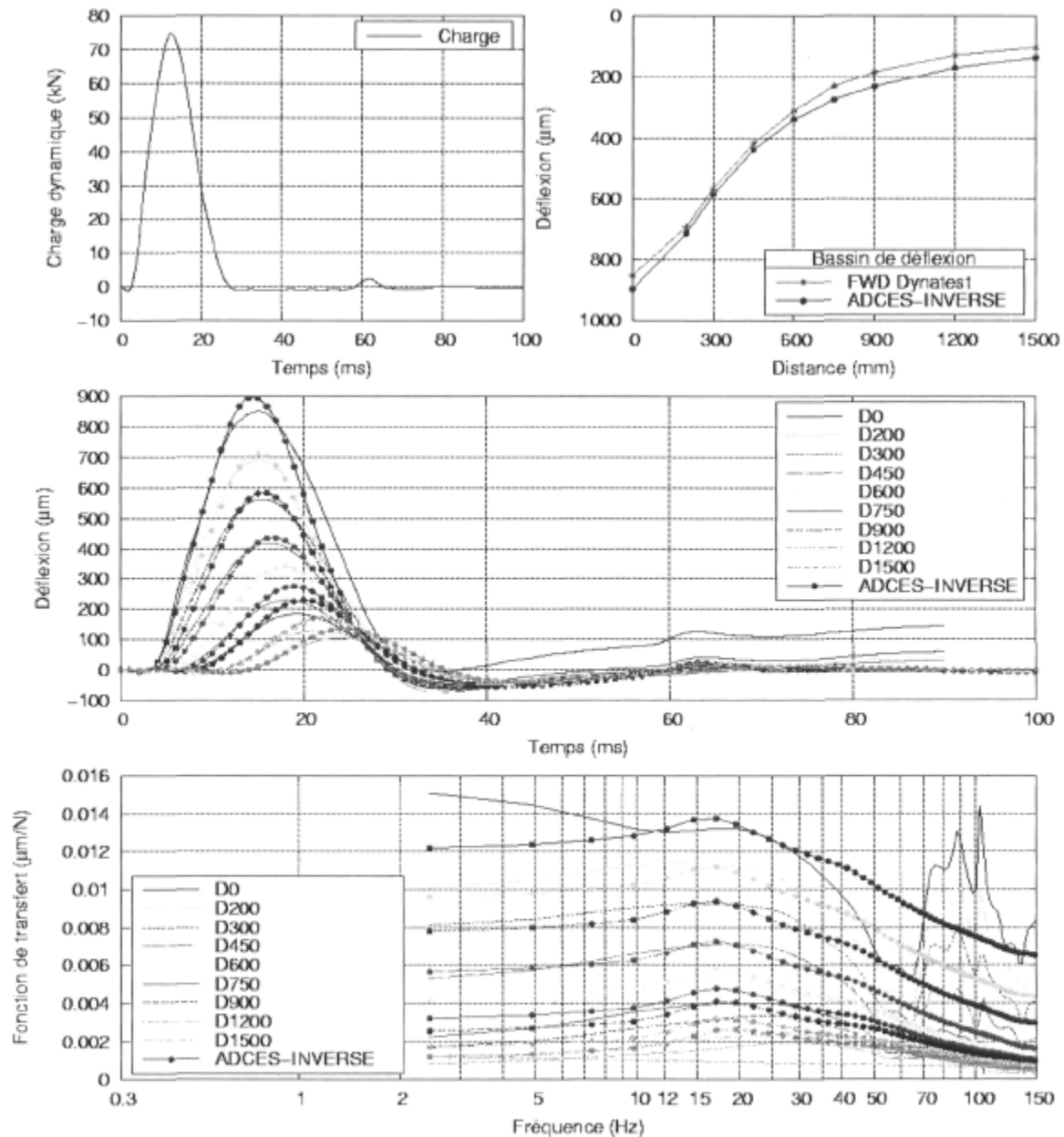


Figure F-44 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-10 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-11)

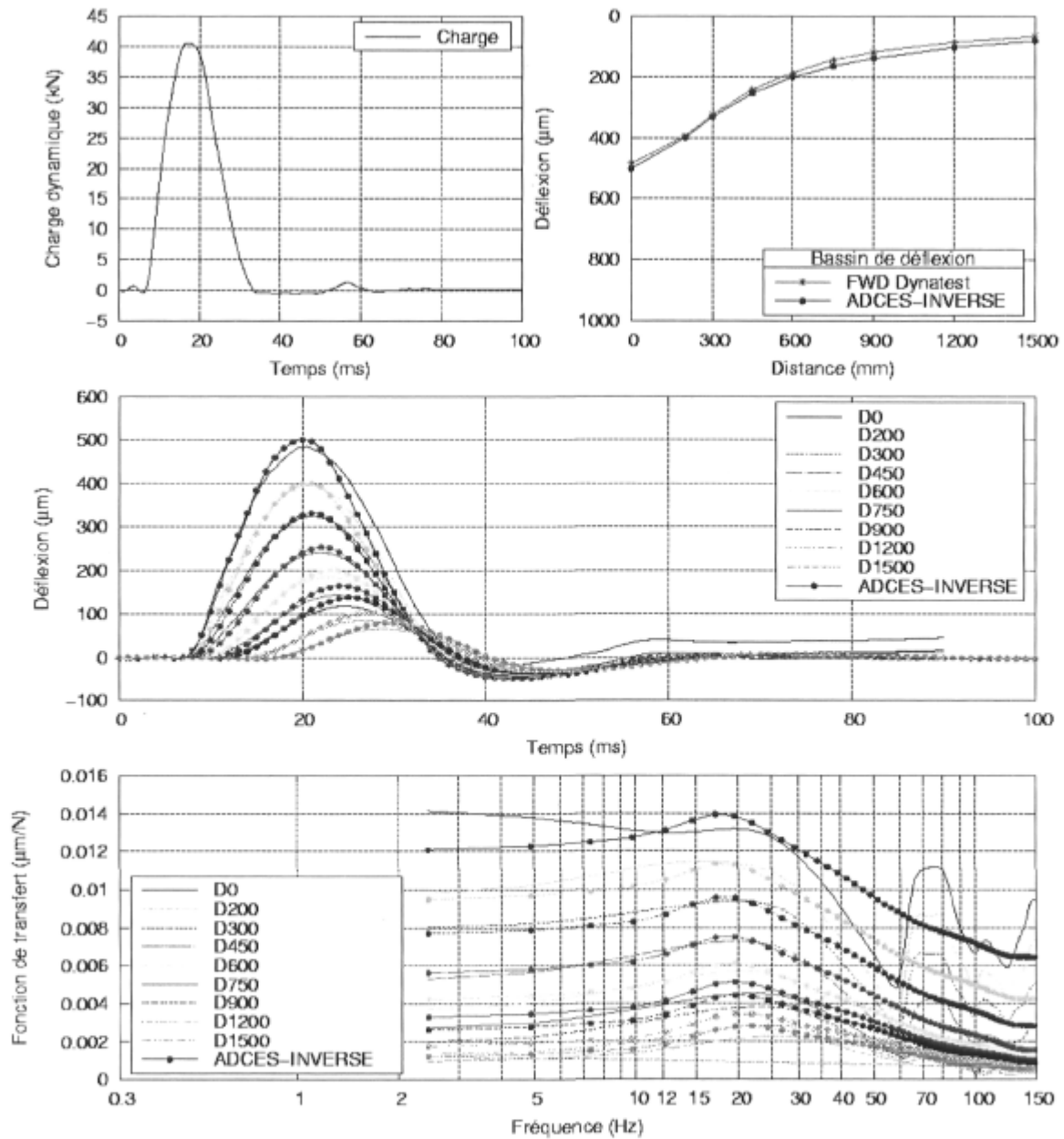


Figure F-45 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-11)

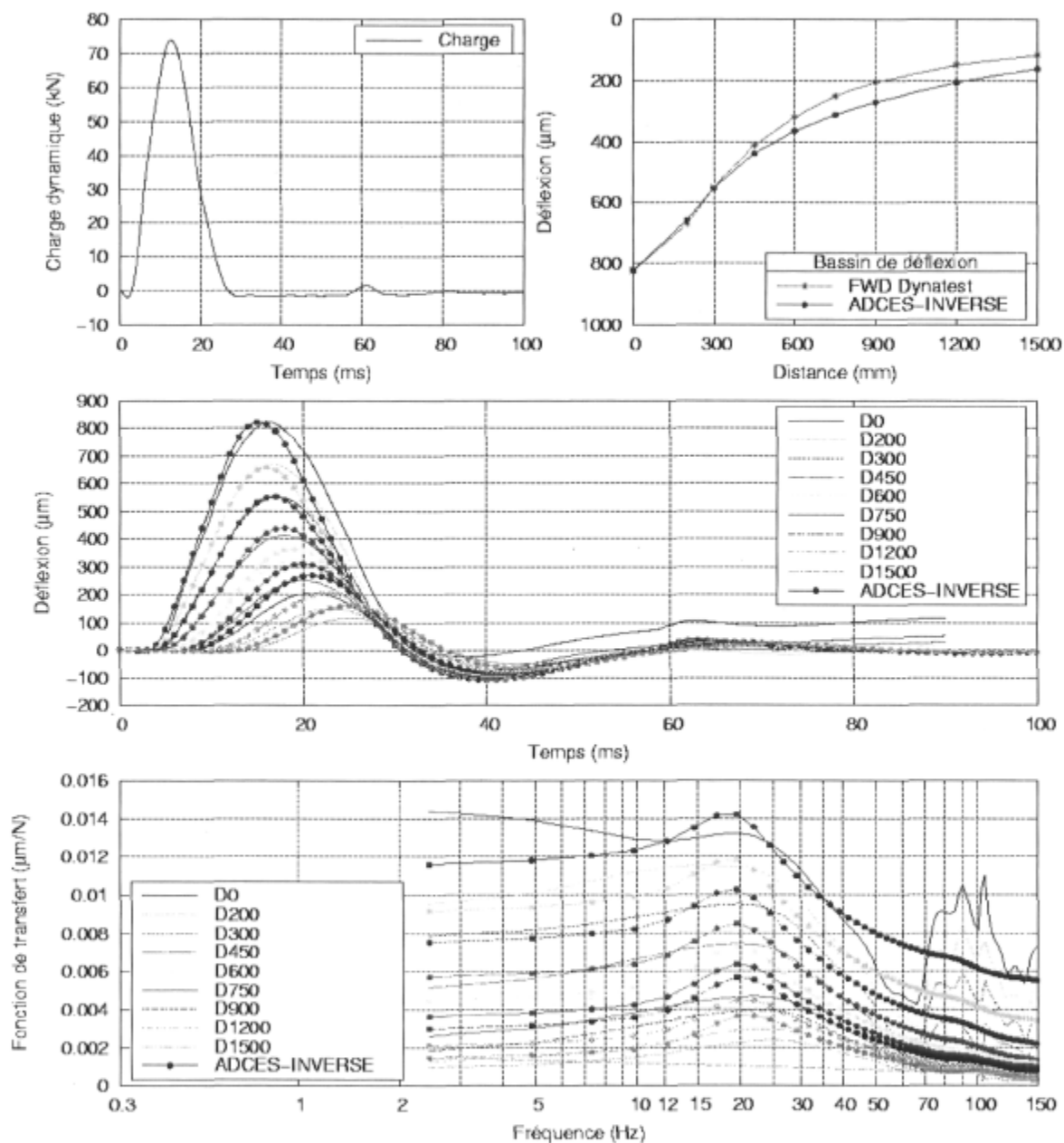


Figure F-46 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-11 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-12)

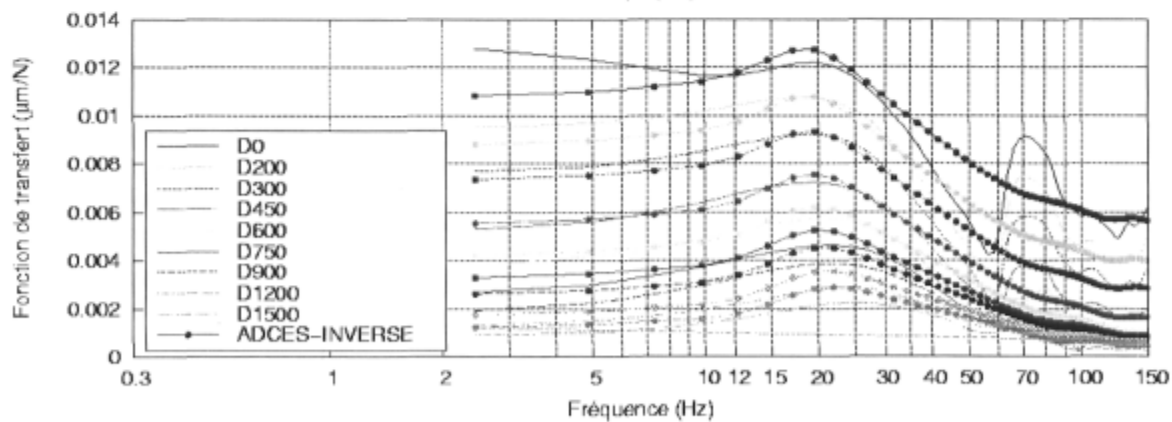
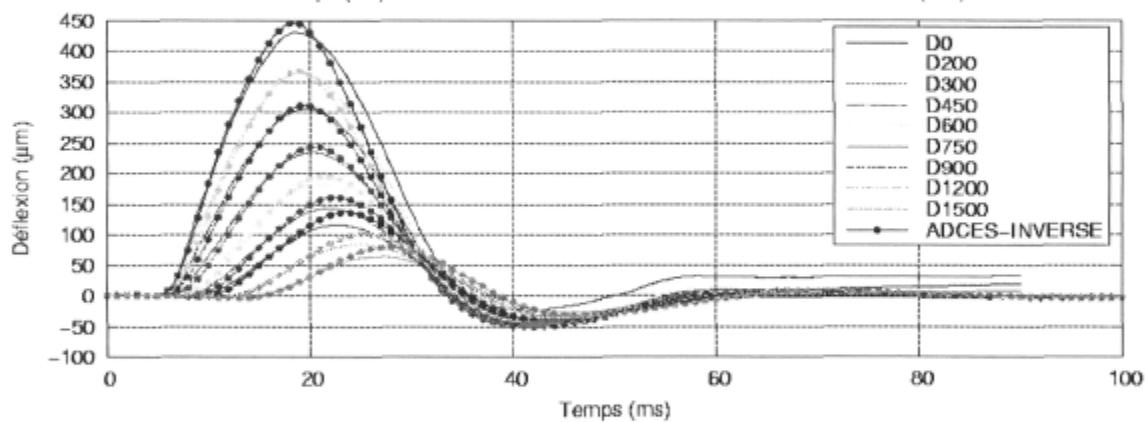
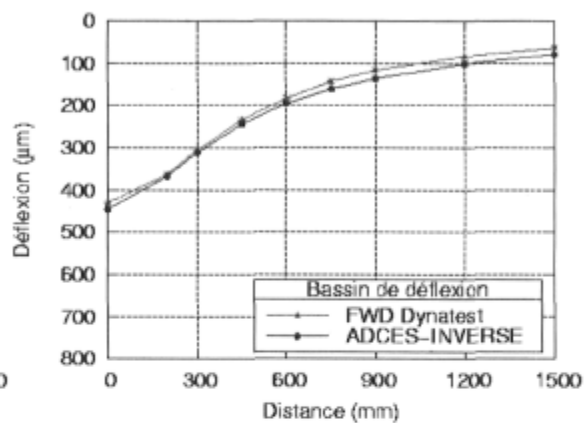
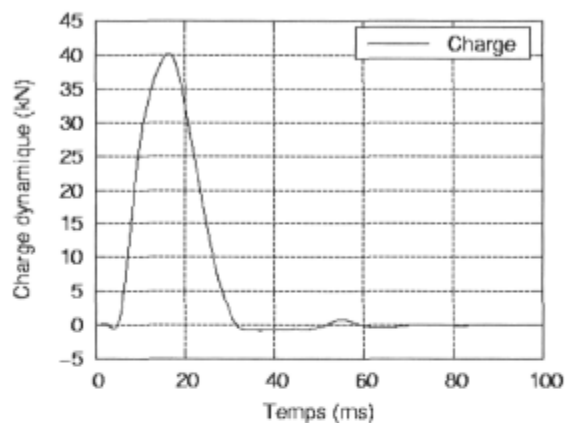


Figure F-47 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

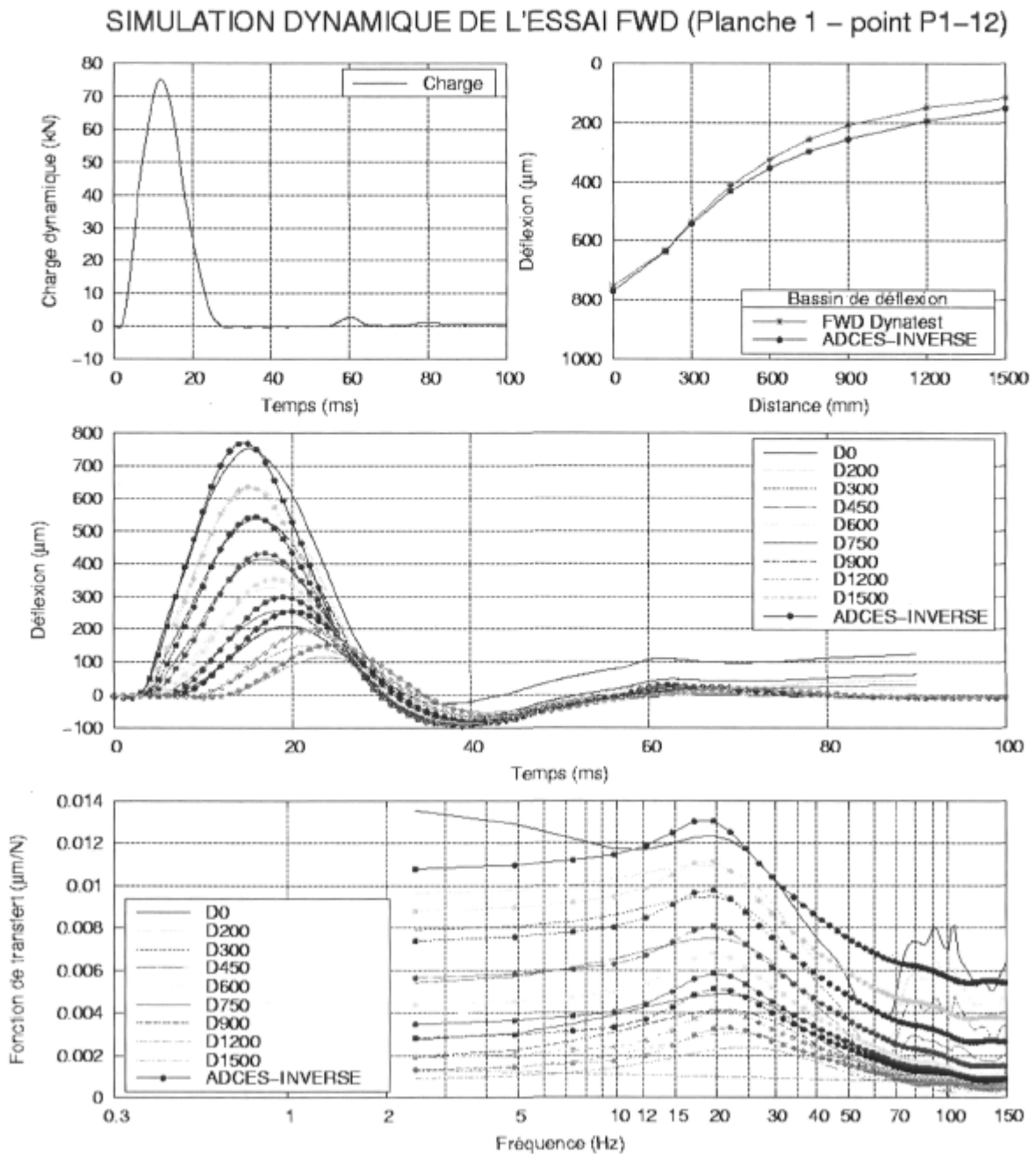


Figure F-48 : Essais FWD du ministère des Transport du Québec au point P1-12 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

B) Analyse viscoélastique des essais FWD

B.1) Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL selon l'approche dynamique avec les modèles élastique et viscoélastique pour le revêtement

Tableau F-13 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-9 pour le niveau de charge de 40 kN.

Bassin de déflexion (mm)						
Position	Mesurées		ADCES-INVERSE			
Q _{max} (kN)	43.51	40.69	Élastique		Viscoélastique	
Pulse (ms)	30	42	30	42	30	42
0	702	631	741.8	669.0	748.0	686.4
200	516	447	534.3	479.2	539.9	475.2
300	398	337	404.9	356.4	405.7	344.7
450	271	228	276.9	231.4	270.2	218.9
600	186	157	205.3	162.0	195.3	152.6
750	142	120	163.2	124.0	153.3	117.1
900	113	94	135.7	101.8	127.1	95.7
1200	84	68	101.3	77.0	95.1	70.0
1500	67	56	80.2	62.1	75.8	55.1
Erreur RMS (%)			13.21	7.53	8.43	4.29
Erreur relative moyenne globale, E (%)			9.58	7.70	7.40	5.50
Module d'Young équivalent (MPa)						
Température du revêtement (°C)			10.0	10	10.0	10.0
1- Revêtement	E_1		6002	6785	E^*	E^*
2- Fondation	E_2		116	107	111	117
3- Sol	E_3		82	144	94	118
4- Sol	E_4		117	102	119	130

Tableau F-14 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-10 pour le niveau de charge de 40 kN.

Bassin de déflexion (mm)						
Position	Mesurées		ADCES-INVERSE			
Q_{\max} (kN)	42.33	41.07	Élastique		Viscoélastique	
Pulse (ms)	30	42	30	42	30	42
0	517	478	537.0	486.2	555.2	521.1
200	411	366	426.8	379.8	425.5	388.1
300	337	295	348.2	304.4	338.2	302.0
450	250	219	254.0	215.2	241.1	209.9
600	181	155	189.7	155.6	179.8	154.0
750	139	122	147.6	118.1	141.7	120.0
900	109	95	119.8	94.5	116.7	98.1
1200	77	66	87.2	68.5	85.9	71.0
1500	60	50	69.0	54.4	67.4	54.4
Erreur RMS (%)			7.95	3.64	6.62	5.55
Erreur relative moyenne globale, E (%)			7.01	6.59	5.42	5.71
Module d'Young équivalent (MPa)						
Température du revêtement (°C)			10.0	10	10.0	10.0
1- Revêtement	E_1		8569	8640	E^*	E^*
2- Fondation	E_2		118	120	138	151
3- Sol	E_3		102	148	94	102
4- Sol	E_4		122	122	145	149

Tableau F-15 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-11 pour le niveau de charge de 40 kN.

Bassin de déflexion (mm)						
Position	Mesurées		ADCES-INVERSE			
Q_{\max} (kN)	40.14	41.01	Élastique		Viscoélastique	
Pulse (ms)	30	42	30	42	30	42
0	486	482	497.8	496.0	509.1	507.3
200	382	365	391.1	384.0	394.4	383.8
300	316	296	320.4	308.3	319.3	304.0
450	241	224	241.3	223.0	237.0	218.2
600	181	167	189.3	167.8	184.3	165.0
750	147	135	154.4	132.5	149.8	131.4
900	119	108	129.5	108.9	125.4	108.6
1200	87	78	95.6	79.6	92.3	78.7
1500	68	60	73.7	61.7	70.8	59.7
Erreur RMS (%)			6.00	2.84	3.43	2.97
Erreur relative moyenne globale, E (%)			4.96	5.52	3.48	4.33
Module d'Young équivalent (MPa)						
Température du revêtement (°C)			10.0	9.7	10.0	9.7
1- Revêtement	E_1		6346	6914	E^*	E^*
2- Fondation	E_2		164	149	165	168
3- Sol	E_3		67	97	69	83
4- Sol	E_4		158	126	174	154

Tableau F-16 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-12 pour le niveau de charge de 40 kN.

Bassin de déflexion (mm)						
Position	Mesurées		ADCES-INVERSE			
Q_{max} (kN)	39.92	41.29	Élastique		Viscoélastique	
Pulse (ms)	30	42	30	42	30	42
0	432	432	436.2	439.8	452	458.6
200	351	343	357.6	358.2	360	358.5
300	299	288	302.9	299.6	299	293.0
450	235	228	236.7	227.1	229	219.5
600	181	170	189.2	175.0	183	171.1
750	147	143	155.3	138.8	150	138.8
900	118	112	130.4	113.6	127	115.8
1200	84	79	96.1	81.9	94	84.4
1500	64	61	73.8	63.1	72	63.8
Erreur RMS (%)			8.25	3.13	6.50	4.35
Erreur relative moyenne globale, E (%)			5.33	5.30	3.95	4.67
Module d'Young équivalent (MPa)						
Température du revêtement (°C)			10.1	9.7	10.1	9.7
1- Revêtement	E_1		7589	8725	E^*	E^*
2- Fondation	E_2		168	146	185	190
3- Sol	E_3		61	92	59	69
4- Sol	E_4		174	128	211	168

B-2) Résultats des analyses inverses des essais FWD au point P1-3 sur la planche 1 après les essais de plaque

Tableau F-17 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-3 pour le niveau de charge de 20 kN.

Bassin de déflexion (μm)								
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5			
Q_{max} (kN)	24.378	23.894	Dynamique – élastique		Statique – élastique		Statique – $ E^* _{\text{enrobé}}$	
(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2
0	225	223	225.2	223.7	225.0	223.0	221.5	220.5
200	184	183	188.8	187.9	186.3	184.9	185.2	184.3
300	160	159	163.2	162.4	160.1	158.9	160.0	159.0
450	129	128	130.1	129.3	127.6	126.3	128.0	126.7
600	101	100	104.5	103.5	103.2	101.6	103.5	101.9
750	85	83	85.2	84.1	84.9	83.1	85.0	83.1
900	68	67	70.8	69.5	70.9	69.0	70.8	68.8
1200	49	47	51.3	50.1	50.8	49.0	50.6	48.8
1500	37	36	39.2	38.3	37.0	35.6	37.0	35.6
Erreur RMS (%)			3.68	4.21	2.39	2.19	2.31	2.06
Écart relatif absolu global E (%)			4.58	4.88	N/A	N/A	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)								
1- Revêtement	E_1		6403	6498	5880	6010	$ E^* = 6640^1$	$ E^* = 6640^1$
2- Fondation	E_2		158	149	212	200	201	188
3- Sol	E_3		74	76	50	52	55	58
4- Sol	E_4		176	170	102	102	93	92
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9

Note : ¹ Module dynamique calculé avec le modèle d'Huet-Sayegh à $F = 16.67$ Hz et $T = 9.9^{\circ}\text{C}$.

Tableau F-18 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-3 pour le niveau de charge de 40 kN.

Bassin de déflexion (μm)								
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5			
Q_{max} (kN)	41.195	39.860	Dynamique – élastique		Statique – élastique		Statique – $ E^* _{\text{enrobé}}$	
(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2
0	379	367	381.9	370.2	379.0	367.0	374.4	364.6
200	311	302	320.8	311.4	314.4	305.7	313.3	305.2
300	271	264	277.9	270.0	270.8	263.8	271.0	264.0
450	220	214	222.8	216.6	216.6	211.2	217.4	211.6
600	175	169	180.2	175.2	175.8	171.3	176.3	171.4
750	145	141	148.2	143.9	145.3	141.2	145.3	141.0
900	118	115	124.1	120.3	121.8	118.0	121.6	117.7
1200	85	81	90.9	87.8	88.1	84.8	87.8	84.5
1500	65	62	69.8	67.2	65.0	62.0	64.9	62.1
Erreur RMS (%)			4.53	4.71	1.95	1.92	1.83	1.77
Écart relatif absolu global E (%)			4.66	4.59	N/A	N/A	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)								
1- Revêtement	E_1		6677	6727	5960	6210	$ E^* = 6640^1$	$ E^* = 6640^1$
2- Fondation	E_2		172	170	215	210	202	200
3- Sol	E_3		71	70	52	50	58	56
4- Sol	E_4		171	177	90	96	82	87
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9

Note : ¹ Module dynamique calculé avec le modèle d'Huet-Sayegh à $F = 16.67$ Hz et $T = 9.9^{\circ}\text{C}$.

Tableau F-19 : Résultats d'analyse inverse des essais FWD UL au point P1-3 pour le niveau de charge de 70 kN.

Bassin de déflexion (μm)								
Position	Mesurés		ADCES-INVERSE		MODCOMP 5			
Q_{max} (kN)	70.942	71.098	Dynamique – élastique		Statique – élastique		Statique – $ E^* _{\text{enrobé}}$	
(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2	Essai 1	Essai 2
0	620	614	632.0	628.5	620.0	614.0	611.4	608.6
200	501	502	524.3	524.0	510.0	509.7	508.9	506.6
300	437	439	451.3	452.3	437.1	439.0	439.0	437.0
450	356	357	360.6	362.4	348.5	351.2	351.5	349.9
600	284	284	293.1	294.8	283.2	285.1	285.3	284.2
750	235	236	243.3	244.7	234.8	235.8	235.8	234.9
900	192	194	205.9	206.8	197.8	198.1	198.0	197.3
1200	139	139	153.8	154.2	144.5	144.3	144.1	143.7
1500	107	107	119.6	119.8	107.5	107.4	107.5	107.1
Erreur RMS (%)			6.38	6.35	1.89	1.65	1.80	1.51
Écart relatif absolu global E (%)			5.37	5.16	N/A	N/A	N/A	N/A
Module d'Young équivalent (MPa)								
1- Revêtement	E_1		6239	6579	5750	6410	$ E^* = 6640$	$ E^* = 6640$
2- Fondation	E_2		196	194	236	225	221	222
3- Sol	E_3		71	71	57	61	63	63
4- Sol	E_4		155	157	91	86	84	84
Température du revêtement ($^{\circ}\text{C}$)			9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9

Note : ¹ Module dynamique calculé avec le modèle d'Huet-Sayegh à $F = 16.67$ Hz et $T = 9.9^{\circ}\text{C}$.

B.3) Résultats graphique des analyses inversions des essais FWD UL au point P1-3 après les essais de plaque selon l'approche dynamique

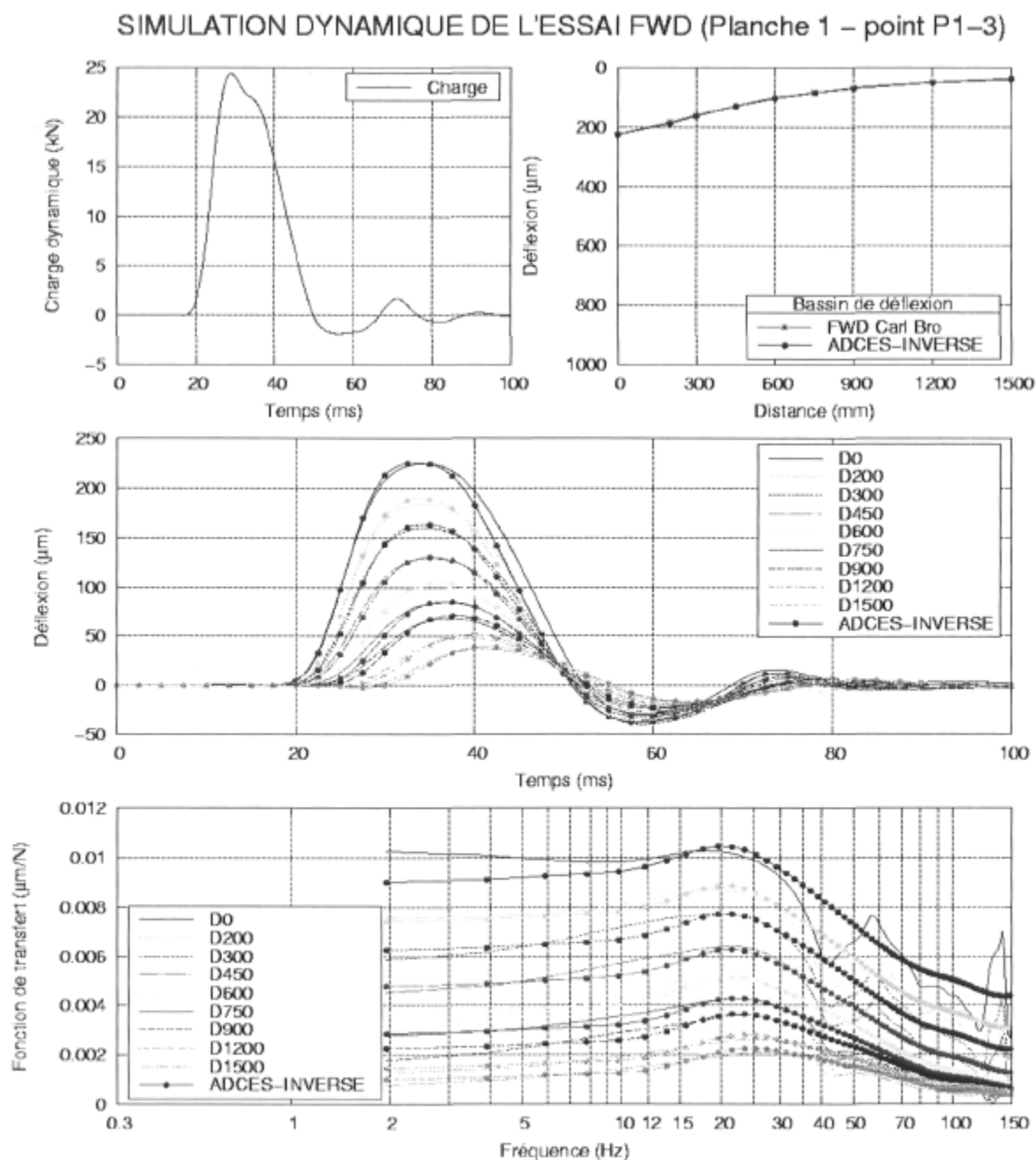


Figure F-49 : Analyse élastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 20 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

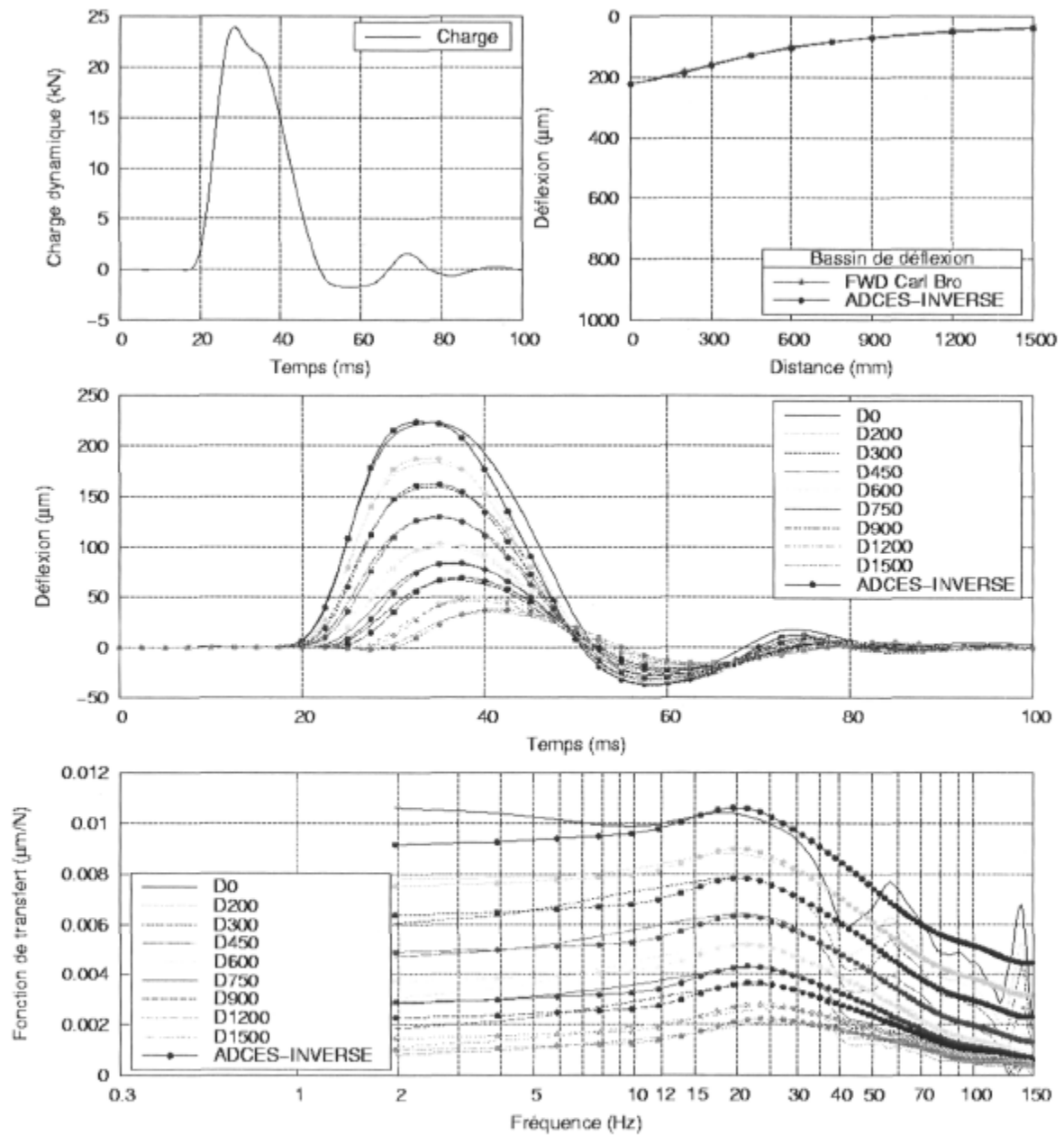


Figure F-50 : Analyse élastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 20 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

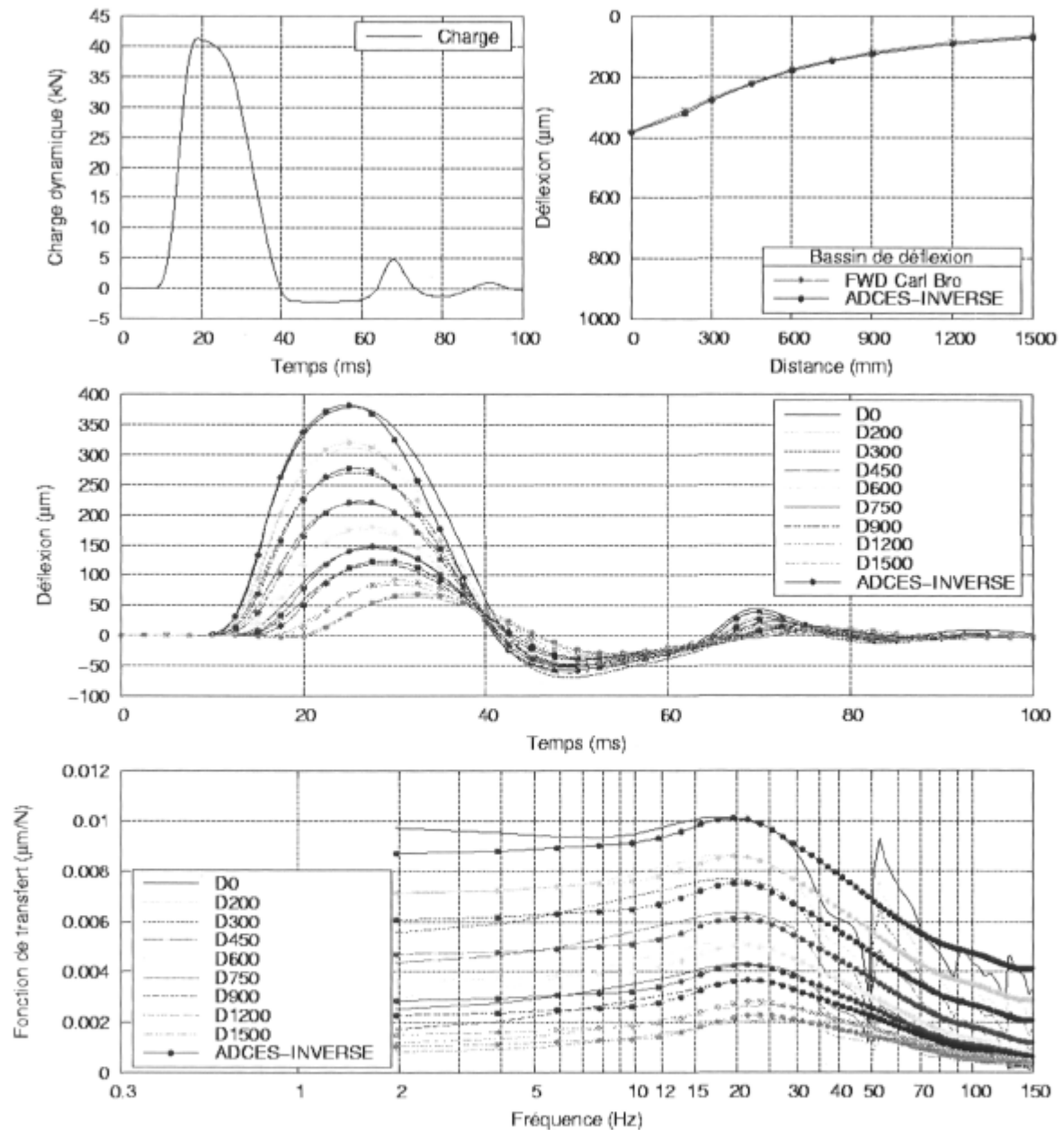


Figure F-51 : Analyse élastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

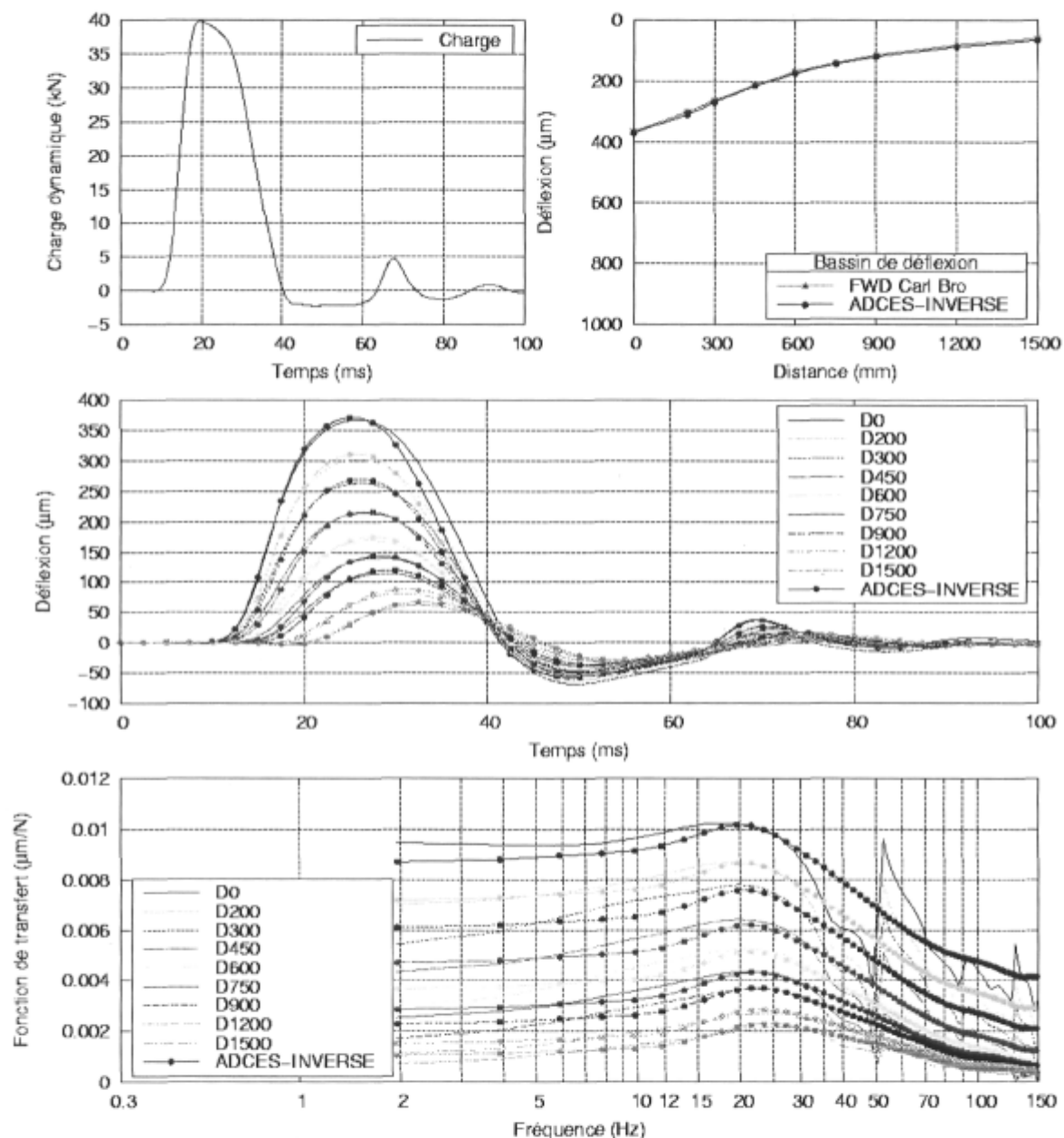


Figure F-52 : Analyse élastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

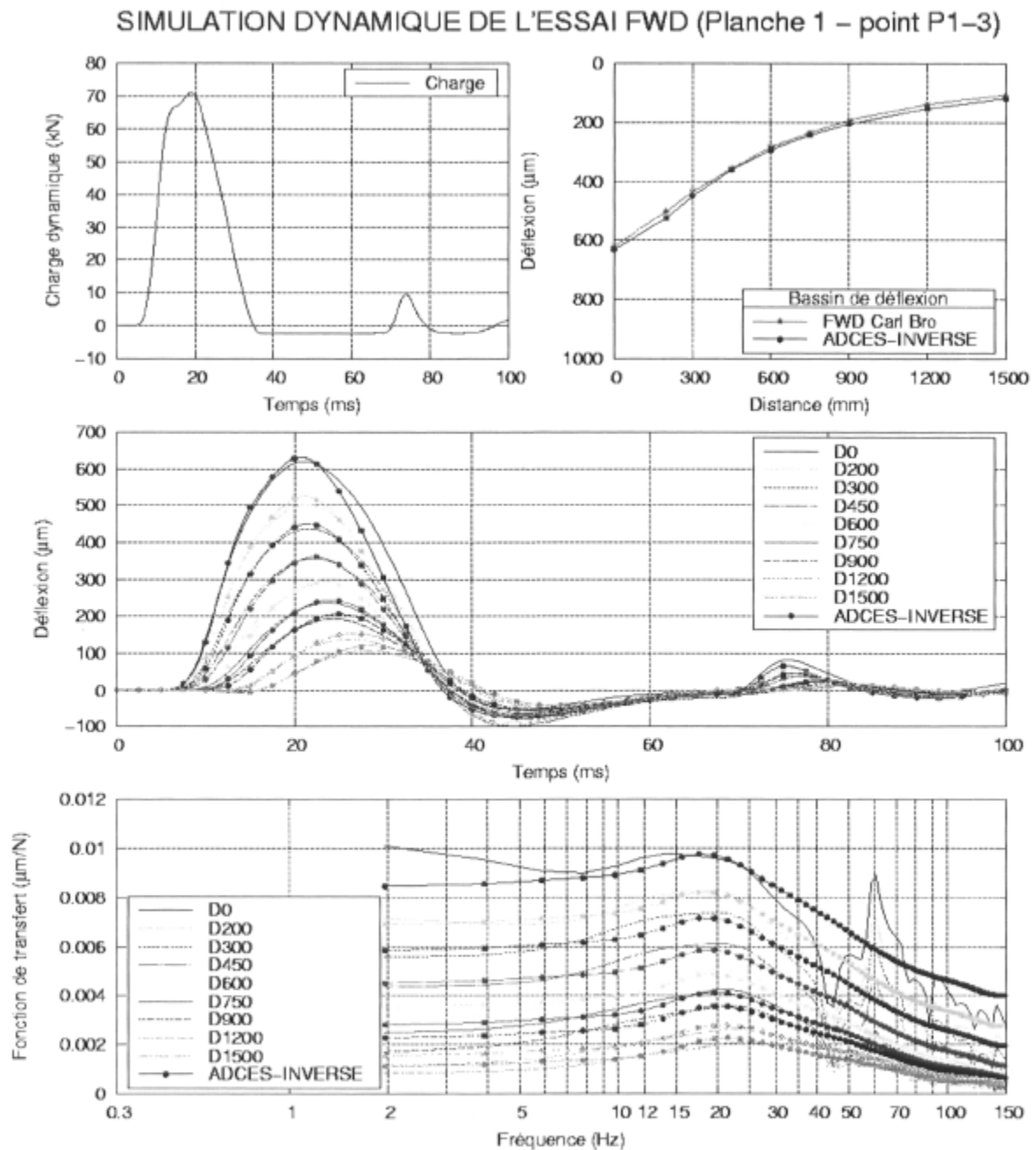


Figure F-54 : Analyse élastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

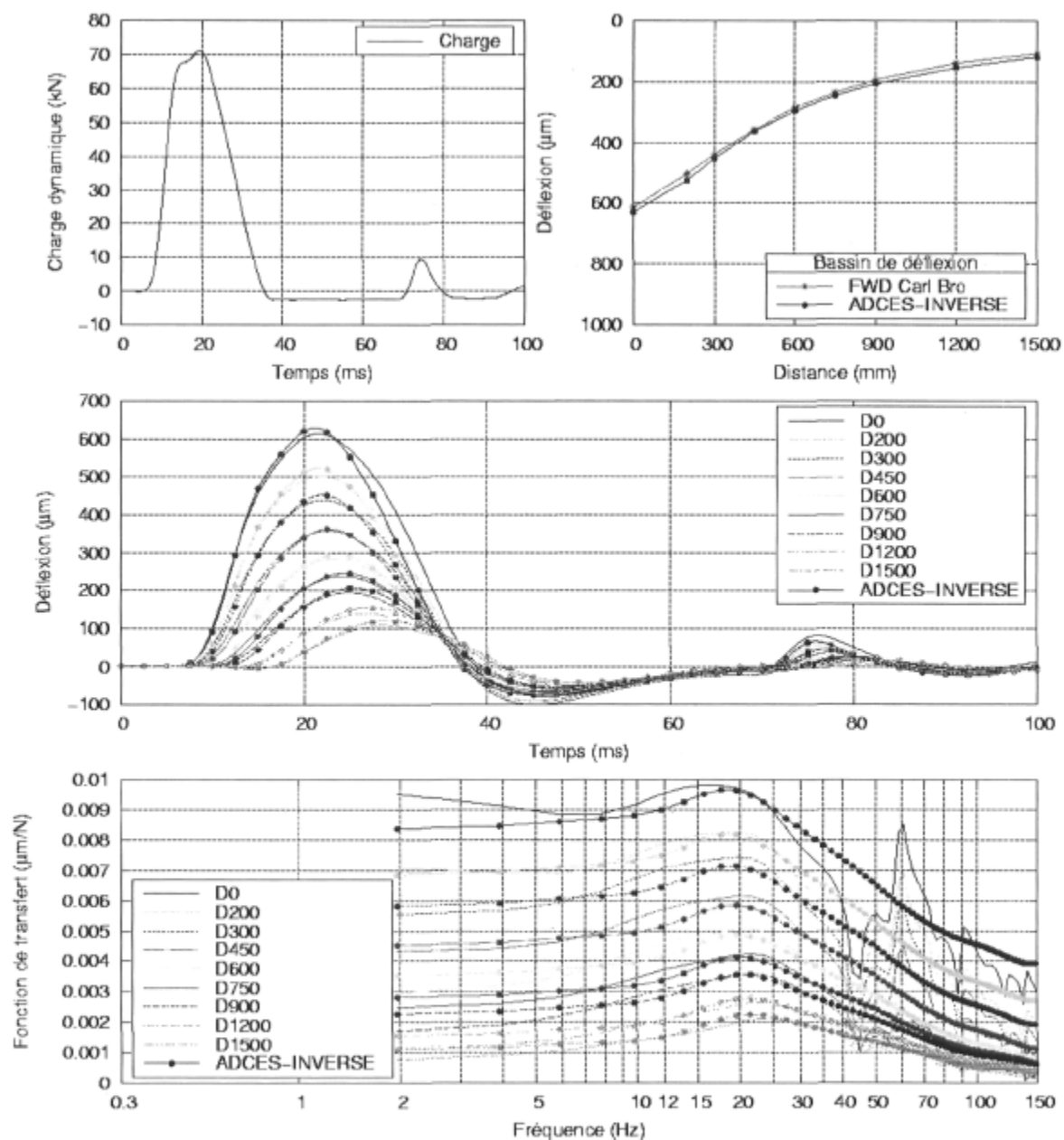


Figure F-55 : Analyse élastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

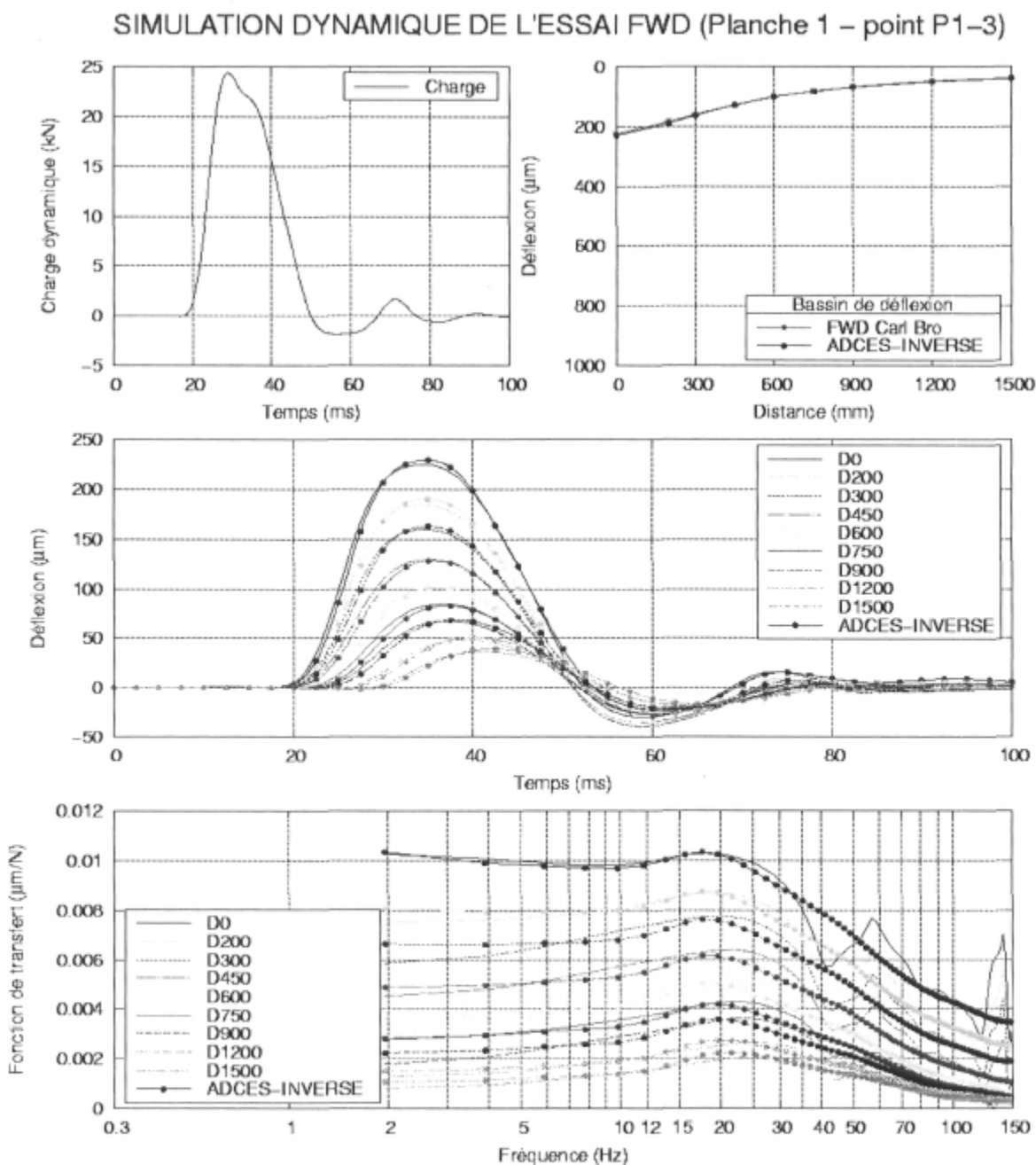


Figure F-56 : Analyse viscoélastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche pour le niveau de charge de 20 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

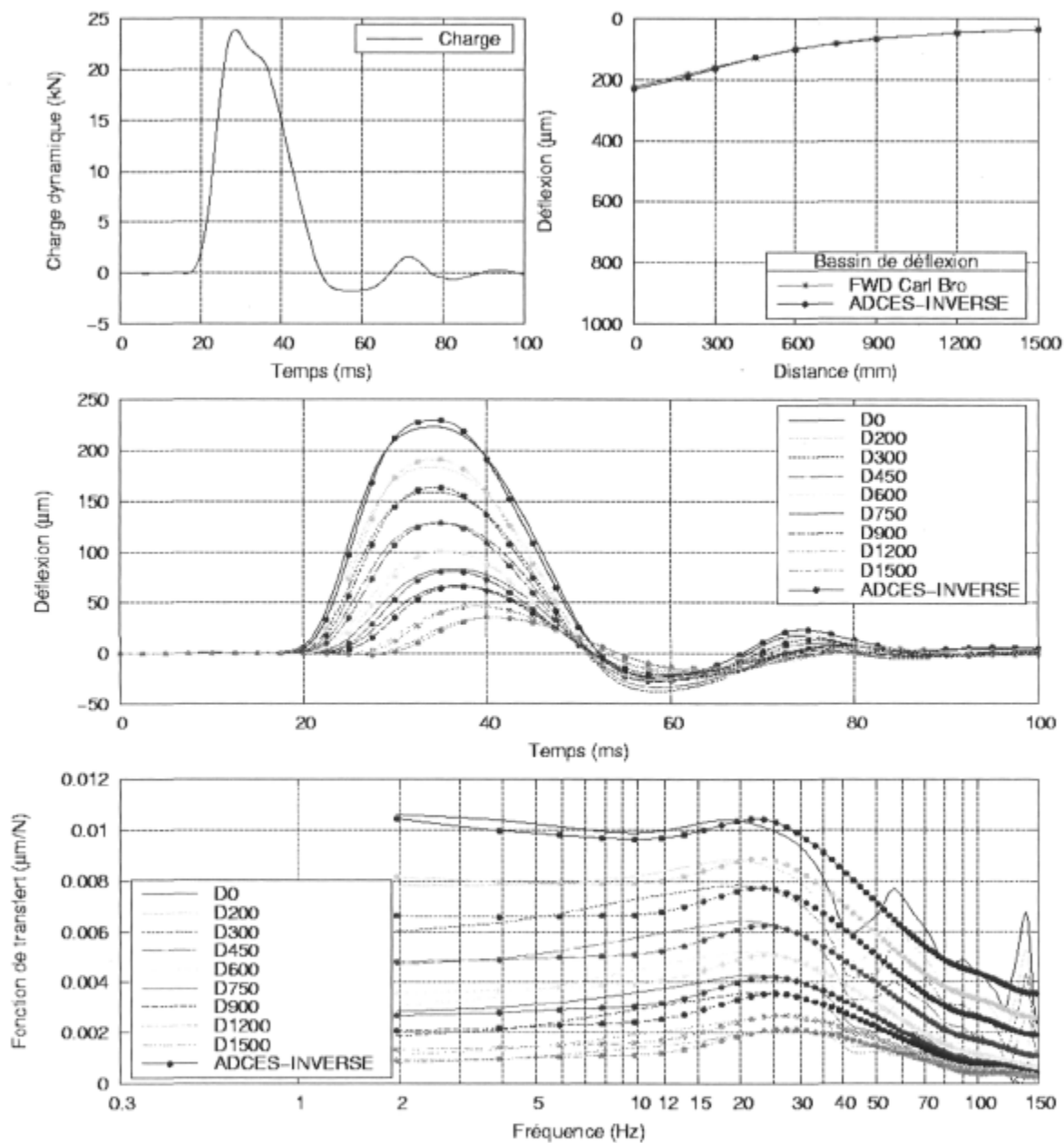


Figure F-57 : Analyse viscoélastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 20 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

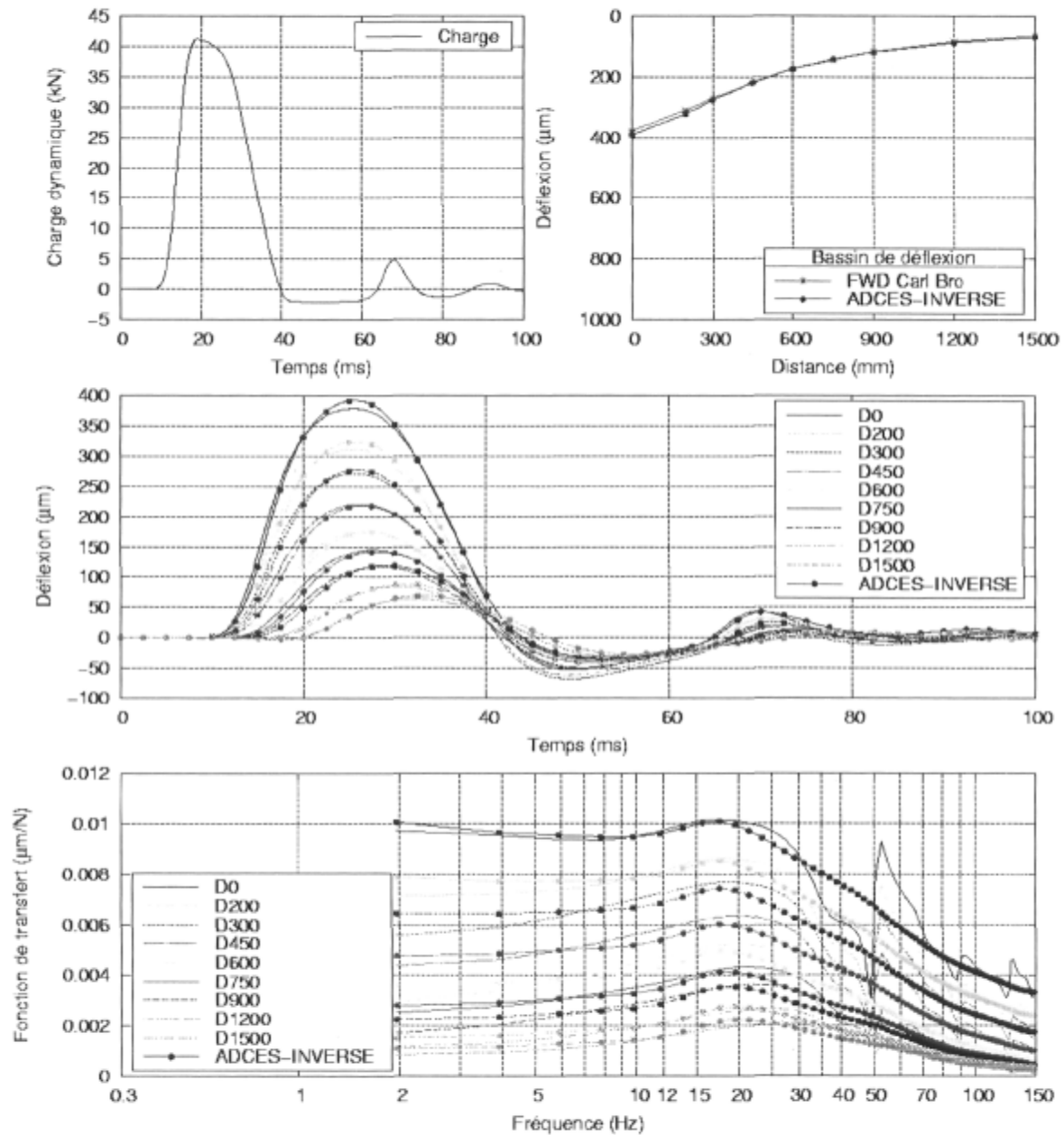


Figure F-58 : Analyse viscoélastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

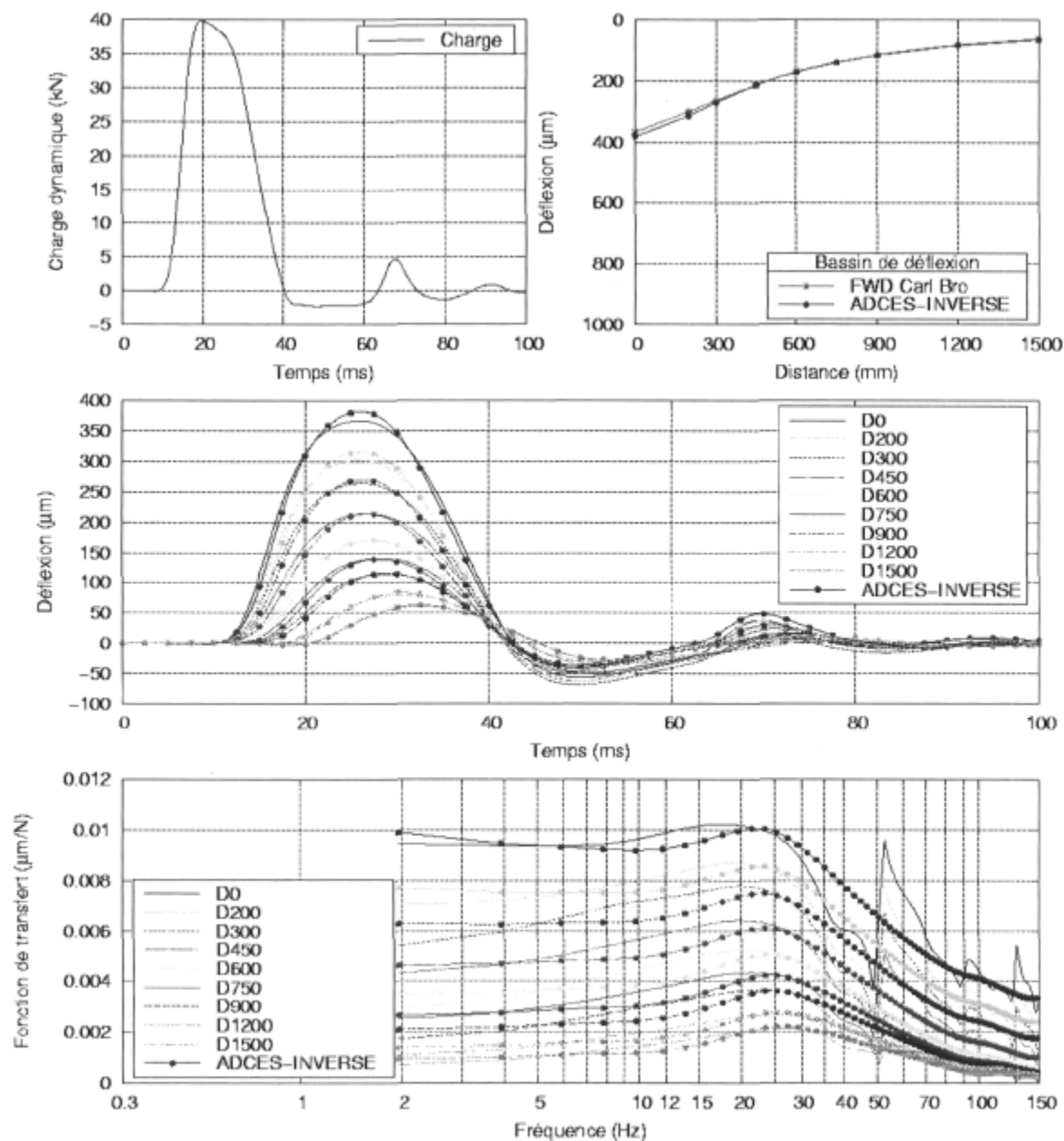


Figure F-59 : Analyse viscoélastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 après les essais de plaque pour le niveau de charge de 40 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

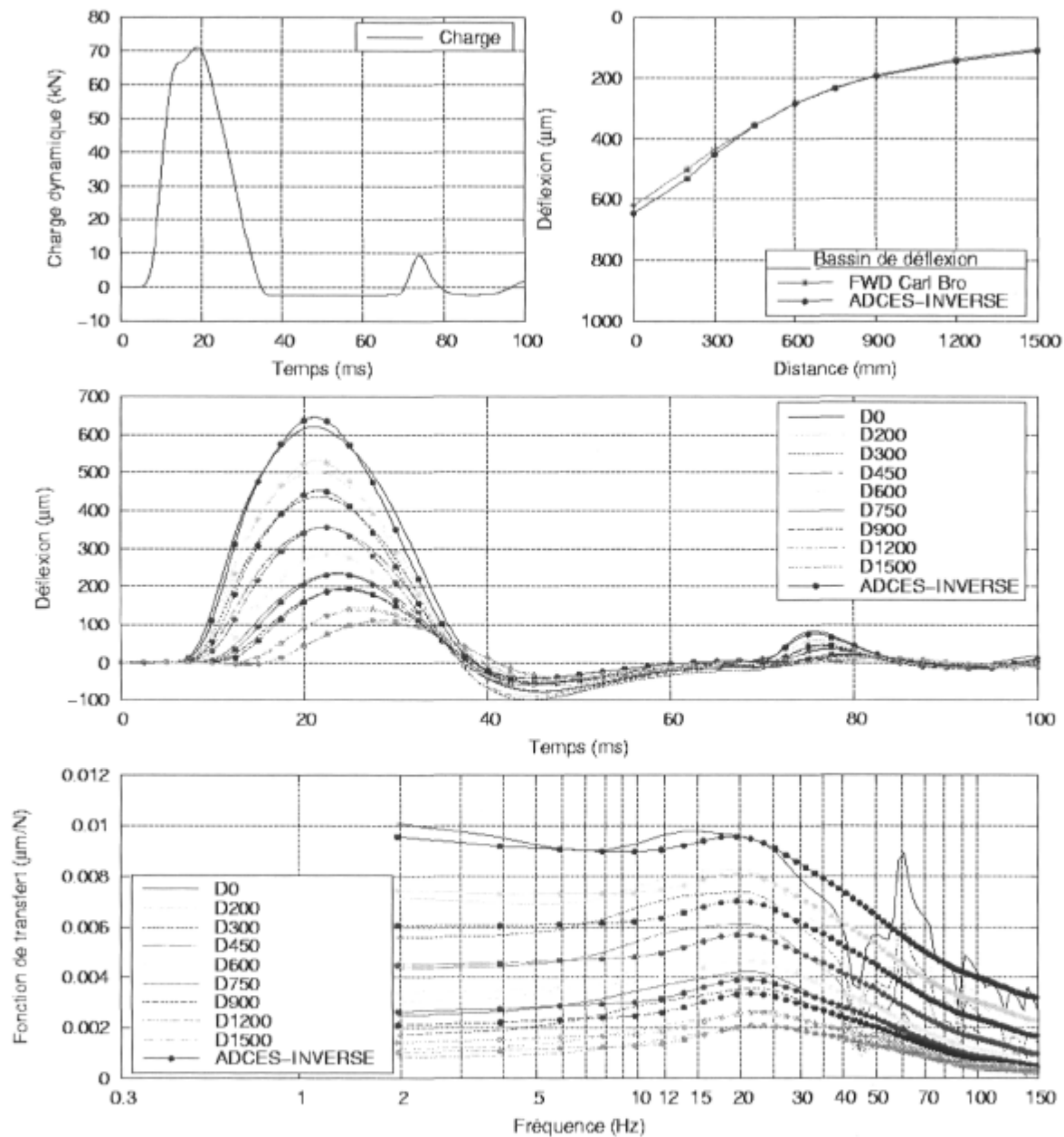


Figure F-60 : Analyse viscoélastique de l'essai #1 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

SIMULATION DYNAMIQUE DE L'ESSAI FWD (Planche 1 – point P1-3)

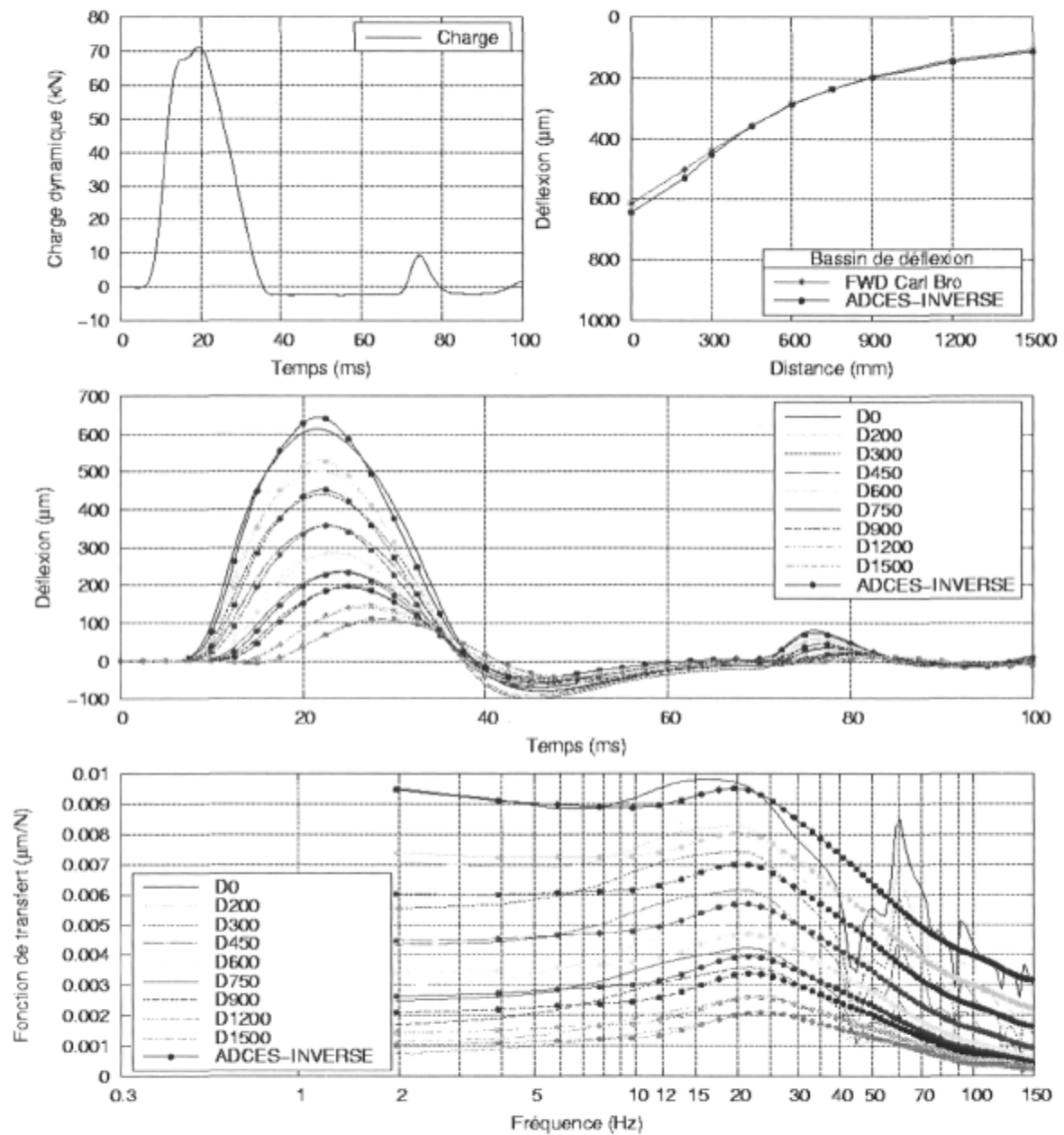


Figure F-61 : Analyse viscoélastique de l'essai #2 du FWD de l'Université Laval au point P1-3 sur la planche 1 pour le niveau de charge de 70 kN.

Tableau F-20 : Résultats des analyses inverses des sections SHRP (Lytton et al. 1993)

SHRP ID	H (in)	Description des matériaux et des sols	Modules rétrocalculés (MPa)		Cote du sol ¹
			Statique	Dynamique	
011019	6.7	AC			
	5.0	Soil-Aggregate Mix	102	95	
	72	Clayey Sand	267	253	0
		Clayey Sand	362	301	0
041017-b	8.9	AC			
	11.2	Gravel with Silt and Sand	178	327	
	60	Clayey Gravel with Sand	203	127	-1
		Clayey Gravel with Sand	166	157	0
041017-c	8.9	AC			
	11.2	Gravel with Silt and Sand	181	341	
	60	Clayey Gravel with Sand	199	137	-1
		Clayey Gravel with Sand	168	172	0
041036-b	4.4	AC			
	18.6	Coarse Grained Soil-Aggregate Mixture	113	107	
	48	Clayey Sand with Gravel/Well Graded Sand with Clay and Gravel	162	193	0
				281	213
041036-c	4.4	AC			
	18.6	Coarse Grained Soil-Aggregate Mixture	106		
	48	Clayey Sand with Gravel/Well Graded Sand with Clay and Gravel	215		X
				270	141
053058	13.3	AC		299	
		Poorly Graded Sand	163	648	+1
053071	16.2	AC	204	59	
	84	Lean Clay		541	X
		Lean Clay	1743	210	-1

SHRP ID	H (in)	Description des matériaux et des sols	Modules rétrocalculés (MPa)		Cote du sol ¹
			Statique	Dynamique	
068156	3.9	AC			
	7.5	Poorly Graded Gravel with Silt and Sand	836	76	
	24	Silty Gravel with Sand	180	500	+1
		Silty Gravel with Sand	806	348	-1
123995	5	AC			
	12.8	Crushed Limestone	818	160	
	400	Poorly Graded Sand with Gravel and Silt	191		X
		Poorly Graded Sand with Silt	421	99	-1
131031	10.9	AC			
	12	Silty Sand	431	56	
		Silty/Clayey Sand		456	X
		Silty/Clayey Sand	124	518	+1
271019-a	4.9	AC			
	6.4	Poorly Graded Sand with Silt	312	669	
	72	Poorly Graded Sand with Silt	207	123	-1
		Poorly Graded Sand with Silt	147	129	0
271019-b	4.9	AC			
	6.4	Poorly Graded Sand with Silt	263	39	
	72	Poorly Graded Sand with Silt	186		X
		Poorly Graded Sand with Silt	123	104	0
281001-a	9.7	AC			
	8.7	Silty Sand	94	34	
		Sandy Lean Clay/Silty Clay	70	88	+1
281001-b	9.7	AC			
	8.7	Silty Sand	69	35	
		Sandy Lean Clay/Silty Clay		146	X
		Sandy Lean Clay/Silty Clay	57	337	+1

SHRP ID	H (in)	Description des matériaux et des sols	Modules rétrocalculés (MPa)		Cote du sol ¹
			Statique	Dynamique	
341031-a	7.1	AC			
	10.9	Well Graded Sand with Silt/Clay Gravel	99	155	
	72	Poorly Graded Sand with Silt	352	234	-1
		Poorly Graded Sand with Silt	251	195	-1
341031-b	7.1	AC			
	10.9	Well Graded Sand with Silt/Clay Gravel	129	139	
	72	Poorly Graded Sand with Silt	388		X
		Poorly Graded Sand with Silt	266	356	+1
401015	9.5	AC			
	72	Silty Sand	114	328	
		Clayey Silt	637	1424	+1
471028	11.9	AC			
	9.0	Crushed Stone	272	285	
	72	Silty Clay		291	X
		Silty Clay	1716	2014	0
473101	9.2	AC			
	5	Crused Stone	347	130	
	92	Silty Clay	261	518	+1
		Silty Clay	690	963	+1
531801-a	9.2	AC			
	6.4	Poorly Graded Gravel with Silt and Sand	128	53	
	48	Sandy Gravel with Sand/Silty Sandwith Gravel	285	508	+1
		Sandy Gravel with Sand/Silty Sandwith Gravel	810	370	-1
531810-b	9.2	AC			
	54.4	Poorly Graded Gravel with Silt and Sand	164	241	
		Sandy Gravel with Sand/Silty Sandwith Gravel	271		X
		Sandy Gravel with Sand/Silty Sandwith Gravel	654	268	-1

SHRP ID	H (in)	Description des matériaux et des sols	Modules rétrocalculés (MPa)		Cote du sol ¹
			Statique	Dynamique	
851801	3.2	AC			+1
	21.1	Crushed Stone	227	188	
	53	Well Graded Gravel with Silt and Sand	145	343	

Note : ¹ 0 = résultats équivalents entre statique et dynamique, -1 = dynamique plus faible que statique de plus de 20 %, +1 = dynamique plus grand que statique de plus de 20 %, X = comparaison impossible.

Annexe G

Théorie élastodynamique

Théorie élastodynamique

Formalisme mathématique

La mécanique des milieux continus rend possible une description mathématique rigoureuse du comportement mécanique de la matière solide et liquide sur la base de l'hypothèse d'un continuum (Mase et Mase 1999). Dans le domaine routier, la chaussée est composée d'une superposition de couches de différents matériaux sélectionnés reposant sur le sol en place. Bien que ces couches soient formées de matériaux granulaires, représentant un agencement de particules solides et de liquide, chaque couche est considérée, à une échelle macroscopique comparativement à l'ordre de grandeur des phénomènes représentés, comme un milieu continu. Cela simplifie la résolution des problèmes de conception et d'évaluation structurale des chaussées.

Les pores du squelette granulaire peuvent être partiellement saturés d'eau dans le cas des matériaux granulaires. La propagation des ondes dans un milieu isotrope saturé ou partiellement saturé est décrite par les équations poroélastiques de Biot (Biot 1956). Le couplage entre le squelette solide et la phase liquide dépend de la fréquence. À de basses fréquences, le sol peut être modélisé comme un milieu élastique sec en autant que sa masse volumique et sa compressibilité tiennent compte de la présence de l'eau (Lombaert 2001). Il est justifié de concevoir la chaussée comme un tel milieu continu, car les matériaux et les sols peuvent être considérés homogènes, continus et isotropes alors que l'influence de l'eau n'est pas directement prise en compte sur la propagation des ondes, si ce n'est que par la masse volumique et la compressibilité du matériau ou du sol.

Les sollicitations exercées sur le solide génèrent en lui des forces internes. Si l'on admet que les forces internes sont distribuées de façon continue sur la surface A d'une coupe à travers le solide, le concept de contrainte peut être définie comme la force totale F divisée par l'aire de cette surface. Aussi, la direction de la force indique la direction de la contrainte. Puisque la force est généralement appliquée avec un angle par rapport à la surface, il en résulte une contrainte normale agissant perpendiculairement à la surface et une contrainte de cisaillement agissant parallèlement. Le principe de Cauchy permet de relier la contrainte appliquée ($\sigma = F/A$) aux contraintes normale et de cisaillement sur cette surface :

$$T_i = \sigma_{ij}n_j \quad [G.1]$$

où n_j est un vecteur unitaire perpendiculaire à la surface et pointant vers l'extérieur, σ_{ij} est le tenseur des contraintes et T_i est la contrainte normale au plan i . Le premier indice du tenseur dénote la direction de la normale du plan sur lequel la contrainte agit alors que le second indice indique la direction de la composante du tenseur des contraintes. La convention de signe est telle que la traction est considérée positive alors que la compression est considérée négative, à moins d'indications contraires.

Sous l'effet des forces externes, le solide subit une déformation lorsqu'il y a un changement de position entre les points mutuels du solide. La description matérielle ou lagrangienne est utilisée ici pour décrire les déformations dans le milieu continu. Les variables indépendantes sont le temps t et la position de référence x_0 du solide dans son état non déformé.

La théorie de l'élasticité à petites déformations est utilisée pour décrire le comportement dynamique du milieu continu. Le comportement non linéaire des matériaux est pris en compte en effectuant une linéarisation de la loi de comportement si bien que pour un petit incrément de charge ou de contrainte, le comportement du matériau est considéré linéaire.

La figure G.1 montre le système de coordonnées cylindriques utilisé. Les composantes du vecteur de déplacement \mathbf{u} sont notées $\mathbf{u} = \{u, v, w\}$ ou simplement $\mathbf{u} = u_i$, avec i égale à r, θ, z . La base vectorielle est écrite \mathbf{e}_i ($\mathbf{e}_1 = \mathbf{e}_r, \mathbf{e}_2 = \mathbf{e}_\theta, \mathbf{e}_3 = \mathbf{e}_z$) et la position est notée $\mathbf{x} = \{r, \theta, z\}$ telle que $x_r = r, x_\theta = \theta$ et $x_z = z$.

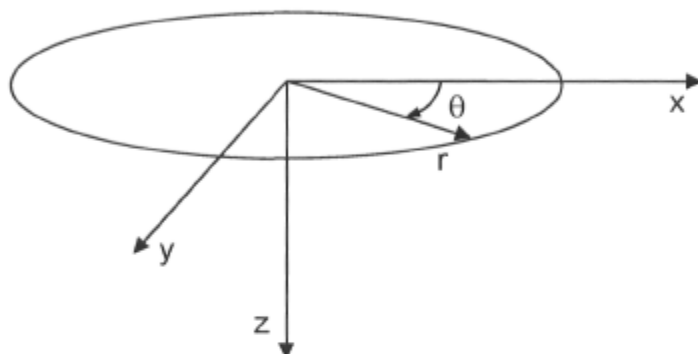


Figure G.1 : Définition du système de coordonnées cylindriques.

Le champ de déplacement dans le milieu élastique est dénoté $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$. Les composantes du tenseur de déformation infinitésimale ε_{ij} sont calculées à partir des déplacements et sont données en coordonnées cylindriques par (Batoz et Dhatt 1990) :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{r\theta} \\ 2\varepsilon_{rz} \\ 2\varepsilon_{\theta z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{\theta z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u_r / \partial r \\ \partial u_\theta / r \partial \theta + u_r / r \\ \partial u_z / \partial z \\ \partial u_\theta / \partial r + \partial u_r / r \partial \theta - u_\theta / r \\ \partial u_r / \partial z + \partial u_z / \partial r \\ \partial u_z / r \partial \theta + \partial u_\theta / \partial z \end{Bmatrix}. \quad [\text{G.2}]$$

Notons que la déformation en cisaillement est généralement notée γ_{ij} et correspond au double de la déformation tensorielle en cisaillement ε_{ij} . La rotation (ω_{ij}) d'un élément infinitésimal est donnée par (Saada 1974) :

$$\omega_{ij} = \begin{Bmatrix} \omega_{z\theta} \\ \omega_{rz} \\ \omega_{\theta r} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \omega_r \\ \omega_\theta \\ \omega_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} - \frac{\partial u_\theta}{\partial z} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial r} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_{\theta r}}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} \right) \end{Bmatrix} \quad [G.3]$$

Le principe de conservation de la masse stipule que la masse reste invariable avec le mouvement si bien que $\dot{m} = 0$ (avec $m = \rho V$). Ainsi, l'équation de conservation de la masse ou équation de continuité est :

$$\rho_0 = \rho J \quad [G.4]$$

où ρ_0 est la masse volumique dans la configuration initiale à x_0 , ρ la masse volumique dans la configuration au temps t et J est le Jacobien de la transformation entre les deux configurations.

En général, les forces agissant sur un solide peuvent être divisées en forces de volume (f_v) et en forces surfaciques (f_s). Les forces de volume correspondent aux forces par unité de volume exercées par une source externe sur le solide. La force gravitationnelle est un exemple de force de volume égale à ρg , où g est l'accélération gravitationnelle. Les forces surfaciques sont les forces, exprimées par unités de surface, qui agissent à la surface d'un élément, en particulier sur sa frontière.

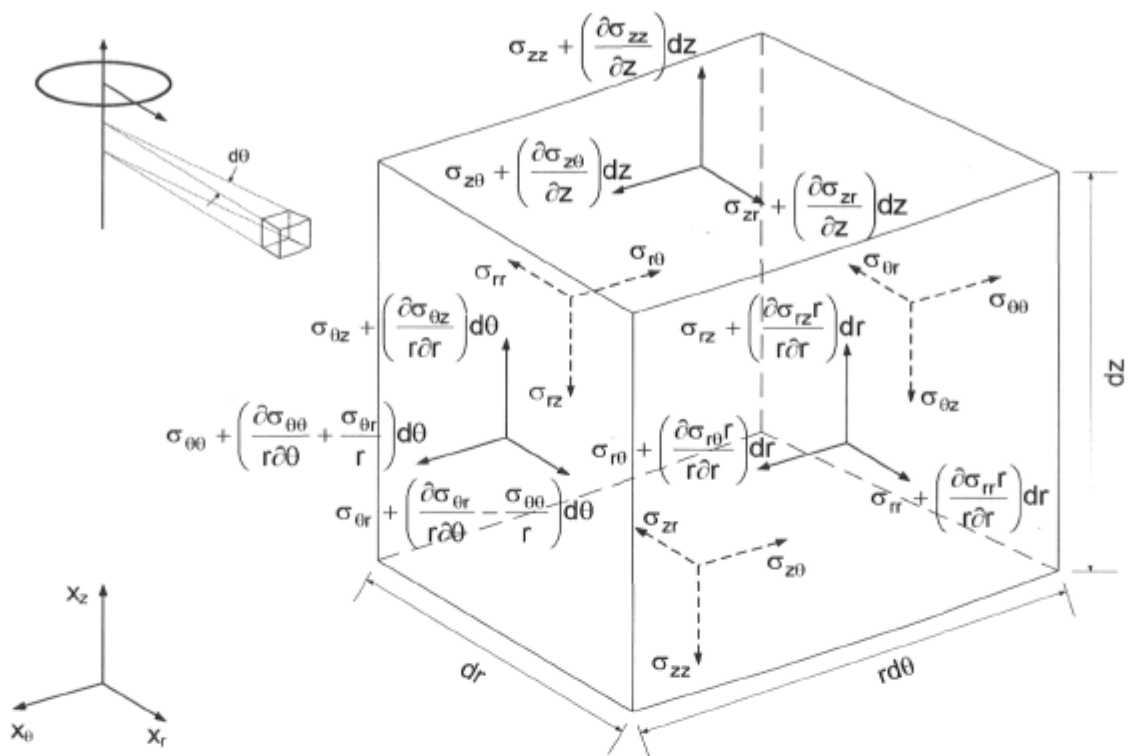


Figure G.2 : Composantes des contraintes d'un élément infinitésimal en coordonnées cylindriques.

Les équations de mouvement d'un élément à l'intérieur d'un milieu continu peuvent être dérivées en considérant un élément infinitésimal de volume $dV = r \cdot dr \cdot d\theta \cdot dz$ dont les surfaces sont parallèles aux plans r , θ et z du système cylindrique, comme l'illustre la figure G.2. Si l'on suppose que les dimensions de l'élément sont infinitésimales, si bien que les moments des forces normales sont nuls, alors l'équilibre des moments de l'élément impose que les composantes des contraintes de cisaillement soient égales par paires : $\sigma_{r\theta} = \sigma_{\theta r}$, $\sigma_{\theta z} = \sigma_{z\theta}$ et $\sigma_{zr} = \sigma_{rz}$. Lorsque des forces génèrent un accroissement de contraintes sur l'élément tel que montré sur figure G.2, l'équation de mouvement dans la direction x_r au temps t est obtenue par la somme des forces agissant sur l'élément de volume dV qui doit être égale à la force d'inertie due à l'accélération de la masse, $\rho dV \ddot{u}$ (avec $\ddot{u} = \partial^2 u_r / \partial t^2$). Ainsi, selon Batoz et Dhatt (1990) :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r}(\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta r}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{zr}}{\partial z} + f_{vr} = \rho \ddot{u}_r, \quad [\text{G.5}]$$

où u_r est le déplacement, f_{vr} la force de volume dans la direction r et le point indique une dérivée partielle par rapport au temps. De la même manière, on obtient les équations de mouvement dans les directions θ et z , procurant les résultats suivants :

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{2}{r} \sigma_{r\theta} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial z} + f_{v\theta} = \rho \ddot{u}_\theta, \quad [\text{G.6}]$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} \sigma_{rz} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta z}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + f_{vz} = \rho \ddot{u}_z, \quad [\text{G.7}]$$

où u_θ et u_z sont les déplacements dans les directions θ et z respectivement. Lorsque l'accélération \ddot{u}_i est nulle, les équations de mouvement G.4 à G.6 se réduisent aux équations d'équilibre statique.

La résolution des équations de mouvement nécessite une loi de comportement qui établie la relation essentielle entre les contraintes et les déformations et relie donc les contraintes aux déplacements. Cette loi de comportement a la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad [\text{G.8}]$$

où C_{ijkl} est le tenseur des coefficients d'élasticité qui comporte au plus 36 coefficients distincts (Mase et Mase 1999). Dans le cas d'un milieu élastique linéaire isotrope, la loi de comportement se réduit à la loi de Hooke généralisée où seulement deux paramètres d'élasticité, les paramètres de Lamé λ et μ , sont nécessaires pour représenter le tenseur C_{ijkl} :

$$\sigma_{ij} = \lambda \delta_{ij} \varepsilon_{kk} + 2G \varepsilon_{ij} \quad [\text{G.9}]$$

où G est le module de cisaillement équivalent à μ , ε_{kk} la déformation volumique correspondant à la trace du tenseur de déformation infinitésimale ε_{ij} et δ_{ij} le delta de Kronecker :

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{si } i = j \\ 0, & \text{si } i \neq j \end{cases}$$

Les équations de mouvement peuvent être exprimées en termes des composantes du déplacement, $\mathbf{u} = (u_r, u_\theta, u_z)$, pour donner les équations suivantes :

$$\begin{aligned} & (\lambda + G) \left(\frac{r+1}{r} \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} - \frac{u_r}{r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta \partial r} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial r} \right) \\ & + G \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \right) + f_{vr} = \rho \ddot{u}_r \end{aligned} \quad [\text{G.10}]$$

$$\begin{aligned} & (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r \partial \theta} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} \right) \\ & + G \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \right) + f_{v\theta} = \rho \ddot{u}_\theta \end{aligned} \quad [\text{G.11}]$$

$$\begin{aligned} & (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta \partial z} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} \right) \\ & + G \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \right) + f_{vz} = \rho \ddot{u}_z \end{aligned} \quad [\text{3.12}]$$

et sous forme vectorielle, elles conduisent à l'équation de Navier :

$$(\lambda + G) \nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G \nabla^2 \mathbf{u} + \mathbf{f}_v = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad [\text{G.13}]$$

ou encore de manière plus générale, si l'on considère les forces de viscosité,

$$(\lambda + G)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G\nabla^2 \mathbf{u} + \mathbf{f}_v = \rho \ddot{\mathbf{u}} + \eta \dot{\mathbf{u}} \quad [\text{G.14}]$$

où ∇ est le gradient de \mathbf{u} , $\nabla \cdot$ la divergence, ∇^2 le Laplacien, \mathbf{f}_v le vecteur des forces de volume, η la viscosité et $\dot{\mathbf{u}}$ le vecteur de vitesse. Lorsque les forces de volume et de viscosité sont considérées égales à zéro, on obtient alors l'équation suivante :

$$(\lambda + G)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G\nabla^2 \mathbf{u} = \rho \ddot{\mathbf{u}}. \quad [\text{G.15}]$$

L'équation de Navier (éq. G.13, G.14 ou G.15) représente un système linéaire d'équations différentielles hyperboliques avec comme variables dépendantes u_r , u_θ et u_z . Son écriture ne dépend pas du système de coordonnées. Puisque ces équations de mouvement sont linéaires, le principe de superposition peut donc être appliqué (Saada 1974).

Étant donné que l'hypothèse des conditions axisymétriques semble raisonnable, la propagation des ondes lors des essais FWD sur chaussée flexible s'apparente à un problème axisymétrique classique, sans torsion. Dans ce cas, les équations précédentes (3.2 à 3.12) se trouvent simplifiées puisque les déplacements sont indépendants de la composante θ , car en conditions axisymétriques, $\frac{\partial}{\partial \theta} = 0$ et $\dot{\theta} = 0$. Par conséquent, $u_\theta = v = 0$ (Batoz et Dhatt 1990).

Donc, le problème élastodynamique en conditions axisymétriques consiste à trouver les composantes du tenseur des contraintes σ_{ij} , du tenseur des déformations ε_{ij} et de vecteur des déplacements \mathbf{u} ($u_\theta = 0$) qui satisfont (Batoz et Dhatt 1990) :

1) Équation de mouvement avec $\sigma_{r\theta} = \sigma_{z\theta} = 0$:

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r}(\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) + \frac{\partial \sigma_{zr}}{\partial z} + f_{vr} = \rho \ddot{u}_r, \quad [\text{G.16a}]$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r}\sigma_{rz} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + f_{vz} = \rho \ddot{u}_z. \quad [\text{G.16b}]$$

2) Relations déformations – déplacements linéaires :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{rr} \\ \varepsilon_{\theta\theta} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u_r / \partial r \\ u_r / r \\ \partial u_z / \partial z \\ \partial u_r / \partial z + \partial u_z / \partial r \end{Bmatrix} \quad [\text{G.17}]$$

avec $\varepsilon_{rz} = \varepsilon_{zr}$, et

$$\omega_{ij} = \omega_{rz} = \omega_{\theta} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial r} \right). \quad [\text{G.18}]$$

3) Loi de comportement élastique linéaire (loi de Hooke) :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}, \quad [\text{G.19}]$$

avec

$$C_{ijkl} = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & \lambda & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix},$$

et en terme de déplacements, les composantes du tenseur de contraintes sont (Achenbach 1999) :

$$\sigma_{rr} = \lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2G \frac{\partial u_r}{\partial r}, \quad [\text{G.20a}]$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2G \frac{u_r}{r}, \quad [\text{G.20b}]$$

$$\sigma_{zz} = \lambda \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) + 2G \frac{\partial u_z}{\partial z}, \quad [\text{G.20c}]$$

$$\sigma_{rz} = \sigma_{zr} = G \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \right). \quad [\text{G.20d}]$$

Et si les équations G.16 et G.20 sont combinées, alors le problème doit satisfaire l'équation de Navier :

$$(\lambda + G)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G\nabla^2 \mathbf{u} + \mathbf{f}_v = \rho \ddot{\mathbf{u}}. \quad [\text{G.21}]$$

où ∇ est le gradient de u , $\nabla \cdot$ la divergence, ∇^2 le Laplacien qui sont donnés en conditions axisymétriques par :

$$\nabla \mathbf{u} = \mathbf{e}_r \frac{\partial u_r}{\partial r} + \mathbf{e}_z \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad [\text{G.22a}]$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = \frac{1}{r} \frac{\partial u_r r}{\partial r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad [\text{G.22b}]$$

$$\nabla^2 \mathbf{u} = \nabla \cdot (\nabla \mathbf{u}) = \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \right) \quad [\text{G.22c}]$$

De plus, des conditions aux frontières doivent être prescrites à la surface S du solide. Achenbach (1999) indique les conditions aux frontières les plus communes :

- 1) Conditions essentielles (géométriques, de Dirichlet) : les composantes u_i du vecteur de déplacements \mathbf{u} sont assignées sur la frontière;

- 2) Conditions naturelles (de forces, de Neumann) : les trois composantes des contraintes de traction T_i sont prescrits sur la frontière par le principe de Cauchy selon l'équation 3.1 :

$$\sigma_{rr}n_r + \sigma_{zr}n_z = T_r = f_{sr}$$

$$\sigma_{rz}n_r + \sigma_{zz}n_z = T_z = f_{sz}$$

- 3) Combinaison des conditions de déplacement aux frontières sur la partie S_u de la frontière et des conditions de traction aux frontières sur la partie S_f , telle que la frontière $S = S_u \cup S_f$.

Finalement, les conditions initiales du solide au temps $t = 0$ doivent être connues :

$$u_r = u(r, z, t = 0) = u_0 \text{ et } u_z = w(r, z, t = 0) = w_0$$

$$\dot{u}_r = \dot{u}(r, z, t = 0) = \dot{u}_0 \text{ et } \dot{u}_z = \dot{w}(r, z, t = 0) = \dot{w}_0$$

Propagation des ondes élastiques

La propagation des ondes a été étudiée notamment par Poisson, Navier, Cauchy et Lamé. Poisson a établi la présence de deux types d'ondes à une grande distance de la source de mouvement : les unes ont un mouvement pratiquement longitudinal alors que les autres en ont un transversal par rapport à la direction de propagation. Il a également formulé une classe de solutions particulières à l'équation de mouvement dans le cas où le vecteur de déplacement peut être écrit sous la forme d'un gradient d'une fonction de potentiel. En 1829, Poisson a aussi démontré que la solution du déplacement de l'équation de mouvement peut être décrite par la somme de deux composantes, l'une de dilatation et l'autre de compression, qui se déplacent à des vitesses propres. Plus tard en 1852, Lamé a

utilisé la propriété que tout champ de déplacement vectoriel peut être exprimé en terme d'un potentiel scalaire et d'un potentiel vectoriel (Cornejo Córdoba 2002).

Décomposition d'Helmholtz

La décomposition d'Helmholtz est depuis utilisée en élastodynamique classique pour résoudre l'équation de Navier. Suivant Cornejo Córdoba (2002), le vecteur de déplacement \mathbf{u} peut être exprimé à l'aide du théorème d'Helmholtz par la somme du gradient du potentiel scalaire ϕ et du rotationnel ($\nabla \times$) d'un potentiel vectoriel ψ :

$$\mathbf{u} = \nabla\phi + \nabla \times \psi, \quad [\text{G.23}]$$

où les deux potentiels sont continus en tous points et différentiables à l'intérieur du solide, là où \mathbf{u} est aussi continu. Le terme de gradient est parfois noté la composante longitudinale, puisqu'il est orienté dans la direction où le taux de changement du potentiel scalaire est le plus grand. Et le terme du rotationnel est noté la composante transverse. Selon Achenbach (1999), les composantes du vecteur ψ satisfont aussi la condition $\nabla \cdot \psi = 0$ pour éviter que la composante ψ_r demeure indéterminée. Notons que la décomposition d'Helmholtz est valide pour un domaine infini sous la condition que $\mathbf{u} = O(r^{-2})$, c'est-à-dire en s'assurant que la valeur absolue de \mathbf{u} ($|\mathbf{u}|$) décroît vers zéro à une très grande distance r de l'origine aussi rapidement qu'une décroissance géométrique (r^{-2}) (Achenbach 1999).

L'équation de Navier peut être exprimée en termes des potentiels en éliminant le Laplacien de l'équation G.15 à l'aide de l'identité vectoriel suivante :

$$\nabla^2 \mathbf{u} = \nabla \nabla \cdot \mathbf{u} - \nabla \times \nabla \times \mathbf{u}, \quad [\text{G.24}]$$

avec le rotationnel $\nabla \times$ donné en coordonnées cylindriques par (Saada 1974)

$$\nabla \times = \mathbf{e}_r \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} - \frac{\partial u_\theta}{\partial z} \right) + \mathbf{e}_\theta \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial r} \right) + \mathbf{e}_z \frac{1}{r} \left(\frac{\partial u_\theta r}{\partial r} - \frac{\partial u_r}{\partial \theta} \right), \quad [\text{G.25}]$$

pour obtenir :

$$(\lambda + G)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + G(\nabla\nabla \cdot \mathbf{u} - \nabla \times \nabla \times \mathbf{u}) = \rho \ddot{\mathbf{u}}. \quad [\text{G.26}]$$

Ensuite, le vecteur de déplacement dans l'équation G.26 est substitué dans l'équation G.23 où le déplacement est exprimé en termes des potentiels :

$$\left(\begin{array}{l} (\lambda + G)\nabla(\nabla \cdot (\nabla\phi + \nabla \times \psi)) + \\ G(\nabla\nabla \cdot (\nabla\phi + \nabla \times \psi) - \nabla \times \nabla \times (\nabla\phi + \nabla \times \psi)) \end{array} \right) = \rho \frac{\partial^2 (\nabla\phi + \nabla \times \psi)}{\partial t^2}.$$

En simplifiant, l'équation suivante en résulte :

$$(\lambda + 2G)\nabla(\nabla^2\phi) + G\nabla \times (\nabla^2\psi) = \rho(\nabla\ddot{\phi} + \nabla \times \ddot{\psi}). \quad [\text{G.27}]$$

Elle consiste en deux types d'onde. Le premier type d'onde est obtenu en prenant la divergence de l'équation G.27, on tire l'équation suivante :

$$\nabla^2(\nabla^2\phi) = \frac{\rho}{(\lambda + 2G)} \nabla^2\ddot{\phi}, \quad [\text{G.28}]$$

qui décrit la propagation des ondes de compression. Et le second type d'onde est obtenu en prenant maintenant le rotationnel de l'équation G.27, on a alors :

$$\nabla^2(\nabla^2\psi) = \frac{\rho}{G} \nabla^2\ddot{\psi}, \quad [\text{G.29}]$$

qui décrit la propagation des ondes de cisaillement. Les solutions de l'équation G.27 sont obtenues si les potentiels ϕ et ψ satisfont les équations d'onde suivantes :

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{V_p^2} \ddot{\phi}, \quad [\text{G.30a}]$$

$$\nabla^2 \psi = \frac{1}{V_s^2} \ddot{\psi}, \quad [\text{G.30b}]$$

où V_p est la vitesse des ondes de compression pour lesquelles la déformation consiste en une dilatation ou un changement de volume, et V_s est la vitesse des ondes de cisaillement pour lesquelles la déformation consiste en un cisaillement et une rotation sans changement de volume. Ces vitesses sont définies par :

$$V_p = \left(\frac{\lambda + 2G}{\rho} \right)^{1/2} \text{ et } V_s = \left(\frac{G}{\rho} \right)^{1/2}. \quad [\text{G.31}]$$

Dans le cas axisymétrique, la composante tangentielle (ψ_θ) de vecteur ψ est la seule qui soit non nulle, de telle sorte que ψ_θ sera notée ψ par la suite. Alors, la relation entre les déplacements et les deux potentiels, donnée par l'équation G.23, devient ($u_\theta = v = 0$) :

$$u_r = u = \frac{\partial \phi}{\partial r} - \frac{\partial \psi}{\partial z}, \quad [\text{G.32}]$$

$$u_z = w = \frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r\psi)}{\partial r}. \quad [\text{G.33}]$$

Ainsi, on obtient, en introduisant les déplacements exprimés par les équations G.32 et G.33 dans l'équation de Navier (équation G.15), les équations de mouvement en conditions axisymétriques :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \frac{1}{V_p^2} \ddot{\phi}, \quad [\text{G.34}]$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} - \frac{\psi}{r^2} = \frac{1}{V_s^2} \ddot{\psi}. \quad [\text{G.35}]$$

Propagation des ondes dans un milieu semi-infini

La présence d'une surface libre va entraîner le développement de nouvelles ondes en plus des ondes de compression et de cisaillement. Dans le cas d'un milieu solide, Lord Rayleigh a reconnu l'existence d'ondes dites de Rayleigh et qui ont la particularité de se propager près de la surface libre, parallèlement à la direction du front d'ondes, en décrivant un mouvement elliptique vertical rétrograde dont l'intensité diminue avec la profondeur et s'atténue moins rapidement avec la distance que les ondes de volume; il s'agit d'ondes dispersives. La propagation des ondes de volume et de surface a été étudiée par Richard et *al.* 1970 pour comprendre et mesurer le comportement dynamique des sols ainsi que pour la conception des fondations, notamment dans le cas des sables. Récemment, Karray (1999) a étudié la propagation des ondes de Rayleigh dans les sols à l'aide de l'analyse modale. Cornejo Córdova (2002) a validé le modèle de champ éloigné pour décrire les ondes de Rayleigh produites par le trafic routier. Storme (2003) a étudié ces ondes de surface pour caractériser l'affaiblissement structural et la récupération mécanique des sols et des matériaux de fondation de chaussées durant la période du dégel printanier. La propagation et l'atténuation géométrique des ondes de volumes et des ondes de Rayleigh sont montrées sur la figure G.3 pour une vibration induite par une plaque circulaire à la surface d'un milieu semi-infini.

Les chaussées se distinguent du milieu semi-infini puisqu'elles sont constituées d'une superposition des couches de matériaux sélectionnés et mis en place au-dessus du sol et forment donc un système multicouche. Dans un tel système, les couches interagissent et conditionnent la propagation des ondes. L'analyse de la propagation des ondes dans ces systèmes multicouches demeure complexe, mais

peut toutefois être effectuée à l'aide des méthodes semi-analytiques, comme la méthode des éléments spectraux qui sera présentée à la prochaine section, ou par des méthodes numériques, comme la méthode des différences finies utilisée notamment dans le logiciel FLAC et dont il sera question plus loin.

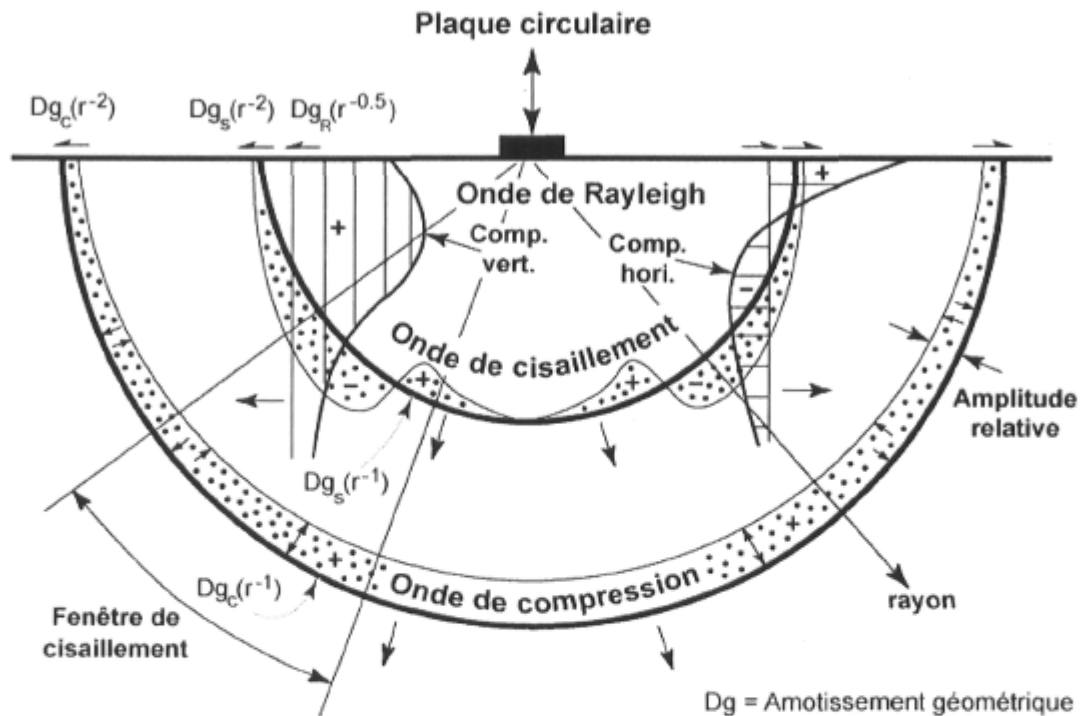


Figure G.3 : Distribution des déplacements d'ondes sous une plaque circulaire dans un milieu semi-infini homogène, isotrope et élastique (traduit de Woods 1968).

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

Solutions particulières aux potentiels scalaire et vectoriel de la décompositon d'Helmholtz

En premier lieu, déterminons la solution pour le potentiel scalaire (ϕ). Une méthode élégante pour résoudre une équation différentielle de second ordre consiste à utiliser la transformée de Fourier de cette équation d'où l'analyse spectrale des ondes. Ainsi, en appliquant la transformée de Fourier ($\mathfrak{F}()$) à l'équation G.34 :

$$\frac{1}{V_p^2} \ddot{\phi} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2}, \quad [\text{G.34}]$$

$$\mathfrak{F}\left(\frac{1}{V_p^2} \ddot{\phi}\right) = \mathfrak{F}\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2}\right),$$

l'équation de mouvement de l'onde de compression devient sous forme fréquentielle :

$$-\omega^2 \hat{\phi}(r, z) = V_p^2 \left(\frac{\partial^2 \hat{\phi}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \hat{\phi}}{\partial r} + \frac{\partial^2 \hat{\phi}}{\partial z^2} \right). \quad [\text{H.1}]$$

La solution particulière de l'équation H.1 peut être obtenue à l'aide de la méthode de séparation des variables (Kreyszig 1999). Puisque $\hat{\phi}(r, z)$ est fonction de deux axes orthogonaux r et z , la solution peut être décrite par deux fonctions indépendantes, $\hat{R}(r)$ et $\hat{Z}(z)$, dont chacune dépend respectivement de r et de z . Ainsi, la fonction $\hat{\phi}(r, z)$ prend la forme suivante :

$$\hat{\phi}(r, z) = \hat{R}(r) \cdot \hat{Z}(z). \quad [\text{H.2}]$$

En substituant l'équation H.2 dans l'équation H.1, et en divisant chaque côté par $V_p^2 \hat{R}(r) \hat{Z}(z)$, on obtient :

$$-\omega^2 \hat{R}(r) \hat{Z}(z) = V_p^2 \left(\hat{Z}(z) \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{\hat{Z}(z)}{r} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} + \hat{R}(r) \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} \right),$$

$$-\frac{\omega^2}{V_p^2} = \frac{1}{\hat{R}(r) \hat{Z}(z)} \left(\hat{Z}(z) \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{\hat{Z}(z)}{r} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} + \hat{R}(r) \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} \right),$$

en simplifiant et en réarrangeant les termes, on a :

$$-\frac{1}{\hat{Z}(z)} \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} - \frac{\omega^2}{V_p^2} = \frac{1}{\hat{R}(r)} \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{1}{r \hat{R}(r)} \frac{d\hat{R}(r)}{dr}.$$

Ensuite, en égalant chaque côté par une constante arbitraire, disons $-k^2$, deux équations différentielles indépendantes pour $\hat{R}(r)$ et $\hat{Z}(z)$, sont obtenues :

$$-\frac{1}{\hat{Z}(z)} \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} - \frac{\omega^2}{V_p^2} = \frac{1}{\hat{R}(r)} \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{1}{r \hat{R}(r)} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} = -k^2,$$

soit,

$$\frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} + k^2 \hat{R}(r) = 0, \quad [\text{H.3}]$$

et

$$\frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} + \hat{Z}(z) \left(\frac{\omega^2}{V_p^2} - k^2 \right) = 0. \quad [\text{H.4}]$$

En premier lieu, la solution de l'équation H.3 est obtenue en posant $s = kr$ et en utilisant la règle de dérivation en chaîne, soit :

$$\frac{1}{r} = \frac{k}{s},$$

$$\hat{R}(r) = \hat{R}(s),$$

$$\frac{d\hat{R}(r)}{dr} = \frac{d\hat{R}(s)}{ds} \frac{ds}{dr} = k \frac{d\hat{R}(s)}{ds},$$

$$\frac{d^2\hat{R}(r)}{dr^2} = \frac{d^2\hat{R}(s)}{ds^2} \frac{d^2s}{dr^2} = k^2 \frac{d^2\hat{R}(s)}{ds^2},$$

on obtient alors :

$$s^2 \frac{d^2\hat{R}(s)}{ds^2} + s \frac{d\hat{R}(s)}{ds} + \hat{R}(s)(s^2) = 0. \quad [\text{H.5}]$$

La solution de l'équation H.5 est donnée par les fonctions de Bessel J_0 et Y_0 de premier et second type. Puisque la fonction Y_0 est infinie à $r = 0$ et que l'oscillation du système multicouche est finie à l'origine, cette solution est rejetée. Par conséquent, la solution pour la fonction $\hat{R}(r)$ est la suivante :

$$\hat{R}(r) = \hat{R}(s) = A_1 J_0(s) = A_1 J_0(kr), \quad [\text{H.6}]$$

où A_1 est une constante à déterminer selon les conditions aux frontières et k représente le nombre d'onde dans la direction radiale. La quantification du nombre d'onde en direction radiale k dépend du type de conditions aux frontières. Celles-ci seront précisées plus loin.

Quant à la seconde fonction indépendante $\hat{Z}(z)$, l'équation H.4 peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} + \hat{Z}(z) k_{pz}^2 = 0, \quad [\text{H.7}]$$

où $k_{pz} = \left(\frac{\omega^2}{V_p^2} - k^2 \right)^{1/2}$ et représente le nombre d'onde de compression en direction verticale, l'indice p réfère à l'onde de compression, z à la direction verticale. Cette équation admet comme solution la fonction suivante :

$$\hat{Z}(z) = A_2 e^{-izk_{pz}}. \quad [\text{H.8}]$$

Donc, la solution particulière pour le potentiel scalaire ϕ est obtenue par la combinaison des solutions données aux équations H.6 et H.8 ($A_c = A_1 + A_2$), soit :

$$\hat{\phi}(r, z) = A_c e^{-izk_{pz}} J_0(kr) \quad [\text{H.9}]$$

Maintenant, déterminons la solution pour le potentiel vectoriel. De la même manière que pour le potentiel scalaire, en appliquant la transformation de Fourier à l'équation G.35 :

$$\frac{1}{V_s^2} \ddot{\psi} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} - \frac{\psi}{r^2}$$

$$\mathfrak{S} \left(\frac{1}{V_s^2} \ddot{\psi} \right) = \mathfrak{S} \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} - \frac{\psi}{r^2} \right),$$

qui devient :

$$-\omega^2 \hat{\psi}(r, z) = V_s^2 \left(\frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial r} + \frac{\partial^2 \hat{\psi}}{\partial z^2} - \frac{\hat{\psi}}{r^2} \right). \quad [\text{H.10}]$$

Le potentiel vectoriel $\hat{\psi}(r, z)$ dans l'équation H.10 a une solution qui peut s'écrire aussi sous la forme suivante :

$$\hat{\psi}(r, z) = \hat{R}(r) \cdot \hat{Z}(z). \quad [\text{H.11}]$$

En substituant l'équation H.11 dans l'équation H.10, ensuite en divisant chaque côté par $V_s^2 \hat{R}(r) \hat{Z}(z)$, on obtient :

$$\begin{aligned} -\omega^2 \hat{R}(r) \hat{Z}(z) &= V_s^2 \left(\hat{Z}(z) \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{\hat{Z}(z)}{r} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} + \hat{R}(r) \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} - \frac{\hat{R}(r) \hat{Z}(z)}{r^2} \right) \\ -\frac{\omega^2}{V_s^2} &= \frac{1}{\hat{R}(r) \hat{Z}(z)} \left(\hat{Z}(z) \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{\hat{Z}(z)}{r} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} + \hat{R}(r) \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} - \frac{\hat{R}(r) \hat{Z}(z)}{r^2} \right) \end{aligned}$$

en simplifiant et en réarrangeant les termes, on a :

$$-\frac{1}{\hat{Z}(z)} \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} - \frac{\omega^2}{V_s^2} = \frac{1}{\hat{R}(r)} \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{1}{r \hat{R}(r)} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} - \frac{1}{r^2}.$$

Ensuite, en égalant chaque côté par une constante arbitraire, $-k^2$, deux équations différentielles indépendantes sont obtenues pour $\hat{R}(r)$ et $\hat{Z}(z)$:

$$-\frac{1}{\hat{Z}(z)} \frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} - \frac{\omega^2}{V_s^2} = \frac{1}{\hat{R}(r)} \frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{1}{r \hat{R}(r)} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} - \frac{1}{r^2} = -k^2,$$

soit,

$$\frac{d^2 \hat{R}(r)}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\hat{R}(r)}{dr} + \hat{R}(r) \left(k^2 - \frac{1}{r^2} \right) = 0, \quad [\text{H.12}]$$

et

$$\frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} + \hat{Z}(z) \left(\frac{\omega^2}{V_s^2} - k^2 \right) = 0. \quad [\text{H.13}]$$

La solution de l'équation H.12 est obtenue en posant $s = kr$ et en utilisant la règle de dérivation en chaîne dont les relations sont données plus haut. On obtient :

$$s^2 \frac{d^2 \hat{R}(s)}{ds^2} + s \frac{d\hat{R}(s)}{ds} + \hat{R}(s)(s^2 - 1) = 0. \quad [\text{H.14}]$$

L'équation H.14 a une solution qui est donnée par les fonctions de Bessel J_1 et Y_1 de premier et second type. Pour les mêmes raisons évoquées précédemment, la solution de la fonction de Bessel de second type Y_1 est rejetée. Par conséquent, la solution pour la fonction $\hat{R}(r)$ est la suivante :

$$\hat{R}(r) = \hat{R}(s) = B_1 J_1(s) = B_1 J_1(kr), \quad [\text{H.15}]$$

où B_1 est une constante à déterminer selon les conditions aux frontières et k est le nombre d'onde dans la direction radiale dont la quantification dépend aussi du type de conditions aux frontières.

Quant à la seconde fonction indépendante $\hat{Z}(z)$ du potentiel vectoriel $\hat{\psi}(r, z)$, l'équation H.13 prend la forme suivante :

$$\frac{d^2 \hat{Z}(z)}{dz^2} + \hat{Z}(z) k_{sz}^2 = 0, \quad [\text{H.16}]$$

où $k_{sz} = \left(\frac{\omega^2}{V_s^2} - k^2 \right)^{1/2}$ et représente le nombre d'onde de cisaillement en direction

verticale, l'indice s réfère à l'onde de cisaillement. L'équation 3.60 admet comme solution la fonction suivante :

$$\hat{Z}(z) = B_2 e^{-izk_{sz}}. \quad [\text{H.17}]$$

Finalement, la solution du potentiel vectoriel ($\hat{\psi}(r, z)$) est obtenue par la combinaison des solutions particulières données aux équations H.15 et H.17 ($B_c = B_1 + B_2$), soit :

$$\hat{\psi}(r, z) = B_c e^{-izk_{sz}} J_1(kr). \quad [\text{H.18}]$$

Démonstration des équations des déplacements spectraux unitaires en directions radiale et verticale

Déplacement spectral unitaire en direction radiale (équation 3.13a)

On a l'équation 3.64a suivante :

$$\mathbf{u} = \frac{\partial \phi}{\partial r} - \frac{\partial \psi}{\partial z}$$

Calculons le premier terme $\frac{\partial \phi}{\partial r}$, soit :

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial r} = \frac{\partial}{\partial r} \left[\left(A_c e^{-izk_{pz}} + C_c e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) J_0(kr) \right]$$

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial r} = \left(A_c e^{-izk_{pz}} + C_c e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) \frac{\partial}{\partial r} [J_0(kr)]$$

en dérivant la fonction de Bessel de premier type et d'ordre 0

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial r} = \left(A_c e^{-izk_{pz}} + C_c e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) (-kJ_1(kr))$$

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial r} = - \left(A_c k e^{-izk_{pz}} + C_c k e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) J_1(kr)$$

Calculons le deuxième terme $\frac{\partial \psi}{\partial z}$, soit :

$$\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_1(kr) \right]$$

$$\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_1(kr) \right]$$

En distribuant et en dérivant

$$\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} = \left(\frac{\partial}{\partial z} \left(B_c e^{-izk_{sz}} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) \right) J_1(kr)$$

$$\frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} = \left(-iB_c k_{sz} e^{-izk_{sz}} + iD_c k_{sz} e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_1(kr)$$

et en combinant les deux termes on obtient la relation pour \hat{u} (déplacement radial) :

$$\hat{u} = - \left(A_c k e^{-izk_{pz}} + C_c k e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) J_1(kr) \\ - \left(-iB_c k_{sz} e^{-izk_{sz}} + iD_c k_{sz} e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_1(kr)$$

$$\therefore \hat{u} = \left(\begin{array}{l} -A_c k e^{-izk_{pz}} - C_c k e^{-i(H-z)k_{pz}} \\ iB_c k_{sz} e^{-izk_{sz}} - iD_c k_{sz} e^{-i(H-z)k_{sz}} \end{array} \right) J_1(kr).$$

Déplacement spectral unitaire en direction verticale (équation 3.13b)

De même, on a l'équation 3.64b suivante :

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r\psi)}{\partial r}.$$

Calculons le premier terme $\frac{\partial \phi}{\partial z}$, soit :

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(A_c e^{-izk_{pz}} + C_c e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) J_0(kr) \right]$$

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial z} = J_0(kr) \frac{\partial}{\partial z} \left(A_c e^{-izk_{pz}} + C_c e^{-i(H-z)k_{pz}} \right)$$

en distribuant et en dérivant :

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial z} = J_0(kr) \left(\frac{\partial}{\partial z} \left(A_c e^{-izk_{pz}} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(C_c e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) \right)$$

$$\frac{\partial \hat{\phi}}{\partial z} = \left(-iA_c k_{pz} e^{-izk_{pz}} + iC_c k_{pz} e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) J_0(kr)$$

Calculons le deuxième terme $\frac{\partial(r\psi)}{\partial r}$, soit :

$$\frac{\partial r\psi}{\partial r} = \frac{\partial}{\partial r} \left[\left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_1(kr) \right]$$

$$\frac{\partial r\psi}{\partial r} = \left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) \frac{\partial}{\partial r} [rJ_1(kr)]$$

En distribuant et en dérivant

$$\frac{\partial r\psi}{\partial r} = \left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) \left(J_1(kr) \frac{\partial r}{\partial r} + r \frac{\partial}{\partial r} (J_1(kr)) \right)$$

$$\frac{\partial r\psi}{\partial r} = \left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) \left(J_1(kr) + rk \left(J_0(kr) - \frac{J_1(kr)}{kr} \right) \right)$$

$$\frac{\partial r\psi}{\partial r} = \left(B_c e^{-izk_{sz}} + D_c e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) \left(J_1(kr) + rk J_0(kr) - J_1(kr) \right)$$

$$\frac{\partial r\psi}{\partial r} = r \left(B_c k e^{-izk_{sz}} + D_c k e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_0(kr)$$

et en combinant les deux termes on obtient la relation pour le déplacement vertical (w) :

$$\hat{w} = \left(-iA_c k_{pz} e^{-izk_{pz}} + iC_c k_{pz} e^{-i(H-z)k_{pz}} \right) J_0(kr) \\ + \frac{1}{r} \left[\left(B_c k e^{-izk_{sz}} + D_c k e^{-i(H-z)k_{sz}} \right) J_0(kr) \right]$$

$$\therefore \hat{w}(r, z, k) = \left(\begin{array}{l} -iA_c k_{pz} e^{-izk_{pz}} + iC_c k_{pz} e^{-i(H-z)k_{pz}} \\ + B_c k e^{-izk_{sz}} + D_c k e^{-i(H-z)k_{sz}} \end{array} \right) J_0(kr)$$