





UNIVERSITÉ DE  
**SHERBROOKE**  
Faculté de génie  
Département de génie civil

Développement d'une procédure non intrusive basée sur la propagation des ondes élastiques pour l'évaluation de l'état des structures en béton enfouies du réseau de distribution d'Hydro-Québec

Thèse de Doctorat  
Spécialité : génie civil

Simon Pierre TREMBLAY

Jury : Mourad KARRAY (directeur)  
Didier PERRET  
Patrice RIVARD  
Vincent GARNIER

Sherbrooke (Québec) Canada

Novembre 2017

## RÉSUMÉ

Depuis l'automne 2011, des travaux de recherches ont été réalisés par le groupe de recherche en géotechnique de l'Université de Sherbrooke afin de développer une méthode d'inspection non-destructive permettant l'évaluation de l'état de dégradation du toit des structures enfouies du réseau de distribution d'Hydro-Québec (chambre de raccordement). En plus d'être non-destructive, la méthode développée se doit d'être réalisable depuis la surface du sol et donc ne pas nécessiter d'accès direct à la structure. Cette thèse explique en détail le processus de recherche réalisé depuis l'automne 2013 qui a mené au développement d'un outil permettant de faire l'inspection d'une structure souterraine à l'aide de l'étude de la propagation des ondes élastiques dans le sol. Premièrement, un survol de l'état des connaissances montre que les méthodes géophysiques peuvent offrir une alternative intéressante aux méthodes d'inspections traditionnelles. Cette revue montre également que la propagation de ondes élastiques peut être simulée à l'aide de différentes méthodes analytiques, semi-analytiques et numériques. Deuxièmement, il est montré que les algorithmes utilisés dans cette thèse permettent l'identification et la séparation dans le domaine vitesse-fréquence de différents groupes d'ondes présents dans divers types de signaux sismiques. Ces algorithmes permettent également le calcul de l'énergie et des vitesses de groupe et de phase des différents groupes d'ondes identifiés. Troisièmement, la méthode de la matrice de propagation et des simulations numériques en 2D montrent que l'énergie et les vitesses de propagations du mode fondamental des ondes de Rayleigh varient en fonction de la profondeur d'une structure souterraine. Il est notamment montré que la présence d'une structure souterraine agit comme un guide d'onde entraînant une variation importante de la vitesse de groupe près d'une fréquence nommée phase d'Airy. Des simulations numériques en 2D réalisées sur des structures dont la surface comporte des anomalies permet de montrer que la présence de ces dernières entraîne des variations importantes de l'énergie et des vitesses de propagations des ondes élastiques calculées à partir de la variation de l'accélération verticale mesurée à la surface du modèle. Ces observations ont mené à l'élaboration d'un protocole d'inspection qui a par la suite été testée sur de vrais structures construites sur le site expérimentale de l'IREQ. Ces essais sur le site expérimentale ont permis de confirmer que la profondeur et l'état de dégradation de la surface du toit d'une structure souterraine affectent l'énergie et la vitesse de propagation des ondes élastiques. Quatrièmement, des simulations numériques en 3D ont été réalisés afin d'améliorer le protocole d'inspection et d'évaluer l'effet de la présence du puits d'accès reliant la structure à la surface du terrain. Ces simulations ont permis de développer un nouveau protocole d'inspection et de montrer que la présence du puits d'accès n'empêche pas la détection d'anomalies présentes à la surface d'une structure. L'efficacité de ce nouveau protocole a également été validé en réalisant de nouveaux essais sur le site expérimentale de l'IREQ. Finalement, il est montré que la présence d'un revêtement rigide à la surface du sol n'empêche pas la caractérisation du profil souterrain se trouvant sous un revêtement rigide lorsque la source se trouve directement en contact avec le sol.

**Mots-clés :** *Méthodes non-destructives, structure souterraine, onde de Rayleigh, vitesse de phase, vitesse de groupes*



## REMERCIEMENTS

C'est avec grand plaisir que j'ai l'honneur de remercier ici les personnes qui m'ont assisté tout au long de ce projet.

En premier lieu, ce fut un privilège de travailler sous la direction du professeur Mourad Karray. Son expertise dans le domaine de la dynamique des sols et son expérience acquise dans la caractérisation des sols à l'aide des ondes de surface m'ont sans aucun doute grandement aidé tout au long de mon doctorat.

Je remercie Mohamed Chekired, chercheur à l'IREQ, en qui je suis reconnaissant de m'avoir proposé de participer à ce projet de recherche et de m'avoir fait confiance par la suite. Je remercie aussi Carole Bessette et Livius Jinga, ingénieurs chez Hydro-Québec Distribution, d'avoir accepté d'entreprendre ce projet de recherche. Je les remercie également d'avoir mis à ma disposition un site expérimental qui a largement contribué aux succès de ce projet de recherche.

Je tiens aussi à remercier les autres membres du jury, Didier Perret, Patrice Rivard et Vincent Garnier d'avoir accepté de réviser cette thèse et ainsi contribuer à l'amélioration de ce travail.

Merci également à mon collègue Ahmed Mhenni et au technicien Maxime Leboeuf pour leur aide lors des essais réalisés sur le terrain.

## TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ .....	i
REMERCIEMENTS.....	iii
LISTE DES FIGURES .....	VIII
LISTE DES ACRONYMES .....	XXI
CHAPITRE 1 .....	1
INTRODUCTION .....	1
1.1 Mise en contexte et problématique.....	1
1.2 Définition du projet de recherche.....	3
1.3 Objectifs du projet de recherche.....	4
1.4 Contributions originales .....	5
1.5 Plan du document.....	6
CHAPITRE 2 .....	11
ÉTAT DES CONNAISSANCES ET ESSAIS IN-SITU .....	11
2. Méthodes d’inspection non-intrusives .....	11
2.0.1 Méthodes basées sur la résistivité électrique du milieu.....	12
2.0.2 Méthode GPR (Géoradar).....	15
2.0.3 Méthodes d’induction électromagnétiques (EM) .....	18
2.0.4 Méthodes sismiques.....	20
2.1 Mécanique des milieux continus .....	21
2.1.2 Mécanique des milieux continus infinis .....	22
2.1.3 Équation du mouvement dans un milieu fini.....	24
2.1.4 Solutions numériques .....	29
2.2 Guide d’ondes .....	35
2.3 Collecte des signaux sur le terrain.....	39
2.3.1 Caractéristiques des équipements requis pour l’acquisition des ondes élastiques	40
2.3.2 Validation de l’efficacité du type d’impact utilisé.....	42
2.4 Traitement de signal .....	44
2.4.1 Préparation des signaux avant analyse dans le plan temps-fréquence.....	46
2.4.2 Notions importantes : Fréquences instantanées, délai de groupe .....	47
2.4.3 Distributions Temps-fréquences.....	48
2.4.4 Réallocation .....	59
2.4.5 Conception de noyaux adaptatifs et mesure de la concentration d’énergie.....	62
2.4.6 Autres approches adaptatives .....	63
2.4.7 Approche préconisée .....	64
CHAPITRE 3 .....	67

TRAITEMENT DE SIGNAL .....	67
3. Avant-propos.....	67
3.1 Introduction .....	70
3.2 Modal identification with time-frequency representations .....	72
3.2.1 Linear time frequency methods .....	73
3.2.2 Quadratic TFR .....	77
3.2.3 Reassignment method.....	79
3.3 Modal separation and phase velocity dispersion curves .....	81
3.3.1 Time variable filtering (TVF).....	81
3.3.2 Integration method.....	82
3.4 Case study .....	84
3.4.1 Synthetic Records.....	84
3.4.2 Simulated records .....	85
3.5 Results and discussion.....	86
3.5.1 Synthetic signals .....	86
3.5.2 Further comments about the integration method.....	96
3.5.3 Simulated example .....	98
3.6 CONCLUSIONS .....	103
CHAPITRE 4.....	107
RÉSULTATS PRÉLIMINAIRES .....	107
4.1 Site expérimental de l'IREQ .....	107
4.2 Avant-propos.....	110
4.3. Introduction.....	114
4.3.1 Elastic waves in non-destructive testing.....	116
4.4 Part I: Numerical modeling .....	118
4.4.1 Model creation.....	118
4.4.2 Seismic source and material damping .....	119
4.4.3 Model Configuration and Properties.....	120
4.5 Analysis.....	122
4.5.1 Energy content .....	123
4.5.2 Phase velocity .....	124
4.5.3 Group velocity .....	125
4.6 Results and discussion: Part I .....	125
4.6.1 Dispersion curves.....	125
4.6.2 Effect of variations in depth of concrete on elastic wave propagation.....	127
4.7 Part II: Practical Applications .....	135
4.7.1 Receivers and seismic source .....	138
4.7.3 Results and discussion: Part II.....	139
4.8 Conclusions .....	145

CHAPITRE 5 .....	147
AVANCÉES DANS LA PROCÉDURE D’ESSAIS ET D’ANALYSE DES SIGNAUX	
.....	147
5. Avant-propos.....	147
5.1 Introduction.....	152
5.2 Cases considered.....	154
5.2.1 Experimental site .....	154
5.2.2 Numerical modelling in 3D .....	156
5.3 Tests configurations and algorithms .....	158
5.4 Discussion and Results- Part A.....	162
5.4.1 Elastic wave propagation in the presence of the manhole and the pavement..	163
5.5 Discussion and Results- Part B.....	166
5.5.1 Comparison between numerical and experimental results .....	168
5.5.2 Effect of the condition of the surface of the lid of the structure.....	176
5.5.3 Real condition of the structures .....	181
5.5.4 Three-dimensional analysis of the data .....	182
5.6 Conclusions.....	182
5.7 Effet de la profondeur d’une structure .....	185
CHAPITRE 6 .....	189
ÉTUDE DE L’EFFET DU REVÊTEMENT SUR LA PROPAGATION DES ONDES	
ÉLASTIQUES .....	189
6. Avant-propos.....	189
6.1 Introduction .....	195
6.2 Methods.....	196
6.2.1 Generalized S-transform.....	197
6.2.2 MMASW .....	199
PART I.....	201
6.3 Numerical and experimental models.....	201
6.3.1 3D numerical models.....	201
6.3.2 Numerical model properties .....	201
6.3.3 Experimental model configuration.....	204
6.3.4 Models studied.....	204
6.4 Results and discussion.....	205
PART II.....	211
6.5 Case studies .....	211
6.5.1 Inspection of the lids of underground structures .....	212
6.5.2 Effect of a road pavement.....	216
6.6 Conclusions .....	219
CHAPITRE 7 .....	223
RÉSUMÉ DES RÉSULTATS DES SIX STRUCTURES DU SITE DE L’IREQ.....	223
7.1 Présentation des résultats pour chacune des six structures .....	223



7.1.1 Dalle 1 .....	224
7.1.2 Dalle 2 .....	224
7.1.3 Dalle 3 .....	228
7.1.4 Dalle 4 .....	231
7.1.5 Dalle 5 .....	234
7.1.6 Dalle 6 .....	235
7.2 Condition réelle des structures .....	236
7.3 Protocole d'inspection proposé .....	237
CHAPITRE 8 .....	241
CONCLUSIONS .....	241
8. Sommaire .....	241
8.1 Défis à relever / Interrogations souvent formulées .....	245
8.1.1 Présence d'anomalies dans la couche de sol recouvrant la structure .....	245
8.1.2 Temps de collecte et d'analyse des signaux .....	245
8.1.3 Compétence requise pour l'analyse des signaux .....	246
8.2 Travaux futurs .....	247
8.2.1 Réalisation d'un programme d'essais plus vaste .....	247
8.2.2 Analyse par sommation multicateurs .....	247
8.2.3 Autres approches d'analyses des signaux .....	249
8.2.4 Approche multi technique .....	251
8.2.5 Autres applications possibles de la méthode d'inspection proposée .....	252
ANNEXE A .....	253
ÉQUIPEMENTS UTILISÉS .....	253
ANNEXE B .....	259
ANNEXE DE L'ARTICLE DU CHAPITRE 4 .....	259
ANNEXE C .....	265
SOURCE SISMIQUE .....	265
LISTE DES RÉFÉRENCES .....	268

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 (a) Structures souterraines similaires aux structures du réseau de distribution d'Hydro-Québec. (b) Photo montrant l'état de dégradation avancé du toit d'un puits d'accès du réseau de distribution d'Hydro-Québec. La photo a été prise depuis l'intérieure du PA.....	2
Figure. 1.2 Gauche : Vue en plan du toit d'un PA indiquant la localisation des carottes de forages montrées à droite de la figure. Les lignes pointillées indiquent la position des murs de la structure. Les forages ont été réalisés depuis l'intérieur de la structure.	3
Figure 2.1 Mesure de la conductivité électrique selon la configuration de Schlumberger et de Wenner. ....	13
Figure 2.2 Tomographie de résistivité électrique calculée à la suite de l'inversion des données recueillies le long de 5 lignes différentes. Source : Farooq et coll. (2012).	14
Figure 2.3 Différentes configurations pouvant être utilisées lors d'investigations réalisées à l'aide du GPR. Source : Yelf (2007).....	17
Figure 2.4 Détection de cavité à l'aide de la technique GPR. Source : Anchuela et coll. (2009)	18
Figure 2.5 Schéma illustrant le fonctionnement des méthodes EM. Source : Metje et coll., 2007.....	19
Figure 2.6 a : Variation de $V_{ph}$ (ligne pleine) et $V_g$ (ligne pointillée) en fonction de la fréquence angulaire. b : Variation de la fréquence angulaire en fonction du nombre d'onde. La ligne pointillée partant de l'origine indique $\omega/k$ . Avant $\omega_3$ , $V_p (= \omega/k)$ et $V_g (= \partial\omega/\partial k)$ sont différentes, mais après $\omega_3$ , $V_p$ et $V_g$ tendent vers la même valeur.	27
Figure 2.7 Exemple de maillage discret utilisé par FLAC. ....	30
Figure 2.8 Ondes générées par l'impact à la surface d'un modèle numérique en 3D modélisé à l'aide de FLAC3D. ....	31
Figure 2.9 Exemple des conditions d'un modèle créé par FLAC. ....	33
Figure 2.10 (a) Courbes de dispersion (b) excitabilité et (c) fuite théorique des 6 premiers modes de propagation d'ondes dans un modèle où une couche rigide (revêtement) se trouve à la surface d'un milieu semi-infini élastique de plus faible rigidité (sol). D'après : Ryden et Lowe (2004).....	38
Figure 2.11 Impact du positionnement de la source. Gauche : Champ vectoriel à trois temps différents (a-b-c) lorsque la source (flèche rouge) est directement en contact avec le sol. Droite : Champ vectoriel à trois temps différents (a-b-c) lorsque la source (flèche rouge) est directement en contact le revêtement. La présence du revêtement est illustrée par les lignes pointillées jaunes au-dessus du modèle de droite tandis que la ligne pointillée grise indique la position de la couche de béton. ....	39
Figure 2.12 Variation de la sensibilité des capteurs en fonction de la méthode de montage.	41
Figure 2.13 Plage théorique de performance optimale d'un accéléromètre. ....	42
Figure 2.14 Contenu énergétique, mesuré à une distance de 0.02 m, de 3 différents impacts réalisés sur une plaque de métal à l'aide du même marteau métallique.....	43

Figure 2.15	a : Contenu énergétique, mesuré à une distance de 0.1 m de l'impact, de la moyenne de 3 différents impacts réalisés à l'aide de 2 marteaux différents. b : Comme la figure 2.15a, mais pour une source située à un emplacement différent. ....	44
Figure 2.16	Schéma illustrant la configuration utilisée lors des essais MASW.....	45
Figure 2.17	(a) Représentation temporelle d'un signal composé de deux composantes. (b) Représentation dans le plan temps-fréquence du même signal. Cette représentation permet de connaître le délai de groupe (DG) et la fréquence instantanée (FI) de chacune des deux composantes.....	49
Figure 2.18	Représentation de deux signaux étant chacun formé des deux mêmes composantes. (a) Signal $x(t)$ et (b) signal $y(t)$ . La ligne pointillée bleue et la ligne pointillée verte représentent les enveloppes des différentes composantes des signaux se propageant selon la vitesse de groupe. ....	51
Figure 2.19	Croquis schématique de la résolution TF de la (a) STFT et de la (b) WT pour le signal : $x(t) = \delta(t-t_1) + \delta(t-t_2) + \sin(2\pi f_1 t) + \sin(2\pi f_2 t)$ La résolution TF de la STFT est indépendante de la fréquence (f) tandis que la résolution temporelle de la WT est meilleure à basse fréquence.....	53
Figure 2.20	Impact de la fonction de lissage $\psi_T(t, f)$ sur l'allure d'une TFD calculée depuis (a) un signal théorique synthétique typique de la réponse dynamique d'un dépôt de sol. Distribution TF obtenue à l'aide de la (b) WVD et (c, d) de ses versions lissées à l'aide de la SPWVD.....	57
Figure 2.21	A : Signal $x_1(t)$ , B : Signal $x_2(t)$ , C : Signal $x_1(t)$ dans le domaine $(\tau, \nu)$ , D : Signal $x_2(t)$ dans le domaine $(\tau, \nu)$ . (C-D) L'opération de lissage 'optimum' est définie par la fonction $\psi_T(t, f)$ dans le domaine corrélatif (AF). ....	58
Figure 2.22	Distribution TF obtenue à l'aide de la réallocation des SPWVD de la WVD de la Figure 2.20. ....	61
Figure 2.23	Graphique montrant une coupe le long de l'axe fréquentiel (à 30 Hz) de la TFD de la figure 2.20d. Bien que la réallocation (ligne rouge pointillée) de la courbe de la SPWVD (ligne bleue continue) permette de mieux définir la localisation des maximums, elle entraîne aussi l'apparition de nombreux pics qui pourront rendre l'extraction des composantes plus difficiles. ....	62
Figure 3.1	(a) Ideal TFR of a multicomponent signal composed of a linear and a quadratic chirp. (b) Spectrogram of the multicomponent signal. ....	72
Figure 3.2	Time (a-b) and time-frequency (c-d) representations of the Gaussian window of the GST used in this study:.....	76
Fig 80		
Figure 3.4	(a) TFR of synthetic signal 1 using the original ST ( $\gamma=1$ ). (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.4b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares.....	87
Figure 3.5	(a) TFR of synthetic signal 1 using the optimised GST ( $\gamma = 0.68$ ). (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.5b). The	

theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. ....	88
Fig 89	
Figure 3.7 (a) TFR of synthetic signal 1 using the optimised SPWVD. (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.7b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. ....	90
Figure 3.8 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 1 obtained from the: (a) phase information of the filtered signal using the TVF, (b) integration method. ....	91
Figure 3.9 (a) TFR of synthetic signal 2 using the optimised GST ( $\gamma = 0.78$ ). (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.9b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. The dotted line between 15 and 18 Hz was obtained by assuming that the velocity of the R0 mode varies linearly between these frequencies. ....	92
Figure 3.10 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 2 obtained from the: (a) phase information of the GST, (b) integration method.....	93
Figure 3.11 (a) TFR of synthetic signal 2 using the optimised SPWVD. (b) TFR of synthetic signal 2 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.11b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. The dotted line between 15 and 18 Hz was obtained by assuming that the velocity of the R0 mode varies linearly between these frequencies. ....	94
Figure 3.12 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 2 obtained from the: (a) phase information of the filtered signal using the TVF, (b) integration method. ....	95
Figure 3.13 (a) TFR of synthetic signal 3 using the optimised GST ( $\gamma = 0.91$ ). (b) TFR of synthetic signal 3 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.13b). The dotted red line indicates the location where the R1 mode could also be located based on Figure 3.14b. The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. ....	96
Figure 3.14 (a) TFR of synthetic signal 3 using the GST with $\gamma = 1.2$ . (b) TFR of synthetic signal 3 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.14b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. ....	97
Figure 3.15 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 3 obtained from the: (a) phase information of the GST, (b) integration method.....	98

Figure 3.16 (a) TFR of synthetic signal 3 using the optimised SPWVD. (b) TFR of synthetic signal 3 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.16b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares .....	99
Figure 3.17. Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 3 obtained from the: (a) phase information of the filtered signal using the TVF, (b) integration method. ....	100
Figure 3.18 Influence of the chosen range of integration on the phase velocity determined with the Integration method. ....	102
Figure 3.19 Group velocity calculated with the RGST ( $\gamma = 0.5$ ) at (a) 24 m and (b) 48 m from the source. ....	102
Fig 3.20 Group velocity calculated with the RGST ( $\gamma = 1.5$ ) at (a) 24 m and (b) 48 m from the source. ....	104
Figure 3.21 (a) Calculated and theoretical phase velocity dispersion curves at 24 m and. (b) Percent difference between the calculated and theoretical phase velocities of the R0 and R1 modes. ....	104
Figure 3.22. (a) Calculated and theoretical phase velocity dispersion curves at 48 m and. (b) Percent difference between the calculated and theoretical phase velocities of the R0 and R1 modes. ....	105
Figure 4.1 Localisation des structures du site expérimental de l'IREQ à Varennes. Les dalles 1 et 3 sont respectivement appelées A-C dans l'article présenté dans le chapitre 4. ....	108
Figure 4.2 Vue aérienne montrant le site expérimental de l'IREQ ainsi que la position des 6 différentes dalles et des 8 différentes lignes d'essais parallèles dont il sera question aux chapitres 4, 5 et 7. La ligne pointillée verte indique la localisation de la coupe C-C de la figure 4.3. ....	109
Figure 4.3 Coupe C-C montrant le profil souterrain du site expérimental de l'IREQ (pas à l'échelle).....	110
Figure 4.4. a: Picture showing a typical underground concrete structure. b: Picture of the concrete slab forming the roof of the structure. The picture was taken from the interior of the structure .....	115
Figure 4.5. Left: Top view showing the location of the drill core samples shown on the right. The dashed lines indicate the location of the inner and outer walls of the structure. The coring was performed from the interior of the structure.....	115
Figure 4.6. Configuration of the models modelled with FLAC. a: Model 1, b: Model 2, c: Model 3. The models are composed of the same three materials: pavement (black), soil (brown) and concrete (gray).....	117
Figure 4.7 Propagation of elastic waves at 3 different times through a layer of soil constrained at a shallow depth by a concrete layer of laterally varying depth. The yellow dotted line (a-b-c) represents the envelope of the wavefront propagating to the left and its symmetry with respect to the position of the impact while the green line (c) represents the envelope of the wavefront propagating to the right. The two axis at the bottom of the figure indicate the distance from the impact. c: The red circles indicate the location of the maximum of the envelope of the wavefront propagating to	

	the left while the green circles indicate the location of the maximum of the envelope of the wavefront propagating to the right. ....	121
Figure 4.8	Group velocity dispersion curves calculated at different locations on the surface of model 1. a: 1.9 m ; b: 2.65 m ; c: 3.4 m ; d: 4.4 m from the source.....	126
Figure 4.9.	Contour plots of the normalized energy of the waveforms as a function of the frequency for model 1 (a), model 2 (b) and model 3 (c).....	128
Figure 4.10.	a: Energy difference between the contour plots of model 2 and 1 shown in Figure 4.9. b: Energy difference at 70, 85 and 100 Hz. c: Profile view of the concrete layer for model 2. ....	129
Figure 4.11	a: Energy difference between the contour plots of model 3 and 1 shown in Figure 4.9. b: Energy difference at 70, 85 and 100 Hz. c: Profile view of the concrete layer for model 3. ....	130
Figure 4.12.	a: Phase velocity curves calculated at three different frequencies with respect to the position of the impact for models 1 and 2. b: Phase velocity difference between models 1 and 2. c: Phase velocity difference in % between models 1 and 2. d: Profile view of the concrete layer for model 2. ....	131
Figure 4.13.	a: Phase velocity curves calculated with respect to the position of the impact for models 1 and 3. b: Phase velocity difference between models 1 and 3. c: Phase velocity difference in % between models 1 and 3. d: Profile view of the concrete layer for model 3. ....	132
Figure 4.14.	a: Group velocity curves calculated at 75 Hz with respect to the position of the impact for models 1 and 2. b: Group velocity difference between models 1 and 2. c: Group velocity difference in % between models 1 and 2. d: Profile view of the concrete layer for model 2. ....	134
Figure 4.15	a: Group velocity curves calculated at 75 Hz with respect to the position of the impact for models 1 and 3. b: Group velocity difference between models 1 and 3. c: Group velocity difference in % between models 1 and 3. d: Profile view of the concrete layer for model 3. ....	136
Figure 4.16.	Typical field tests setup. 1: Acquisition System, 2: Accelerometers, 3: Trigger, 4: Impact source (hammer and metal plate). The manholes are visible on the surface of the concrete slab. (A-B) Location of the manholes of structure A and B.	137
Figure 4.17.	(a) Top view showing the location and dimensions of the concrete structure, the manhole and the sidewalk (concrete slab). (b) Location of the different test lines performed over the structure A and B. The lines pass over the structure between the position 0 and 2.4 m. The distance between the lines A1/B1 and the sidewalk is 0.1 m while the lines A2/B2 are 0.65 m away from the sidewalk. ....	137
Figure 4.18	Experimental protocol. The numbers in parentheses correspond to sections in the text. (a) Collection of the signals for every line located over the structure. (b) Signals of the same line are merged, corrected and stacked (c) The normalised energy contours are computed. (d)-(e) The velocity curves are computed. (f) The velocity curves performed over the same structure are compared.....	140
Figure 4.19.		141
Figure 4.20.	a: Group velocity curves calculated at 65 Hz for 4 different lines. b: Group velocity difference between lines B1 and B2 (red squares) and between lines A1 and	

	A2 (green circles). c: Group velocity difference in %. d: Estimated location of concrete structures A and B. ....	142
Figure 4.21.	a: Phase velocity curves calculated at 65 Hz for 4 different lines. b: Phase velocity difference between lines B1 and B2 and between lines A1 and A2. c: Phase velocity difference in %. d: Estimated location of concrete structures A and B. ...	143
Figure 4.22	a: Structure A. b: Structure B. The red dotted lines represent the location of the lines A1, A2, B1 and B2. ....	145
Figure 5.1	Typical underground utility structure. ....	152
Figure 5.2	Aerial view showing the experimental site where the structures are located. Each structure can be located based on the position of their manhole (dark circles). 155	
Figure 5.3	Side view of a cut through the X-Y axis of the 3D model. The gray zones are the concrete structure and the manhole, the brown is the soil and the black is the pavement.....	159
Figure. 5.4	Receiver configurations used in this study. (a) Linear (traditional) configuration where the receivers are placed along a straight line. (b) Perpendicular configuration where the receivers are placed along straight lines perpendicular to the axis formed by the source and the manhole.....	160
Figure 5.5	A-B-C-D: Contour plots of acceleration magnitude at 4 different times (0.015, 0.02, 0.025 and 0.035 s) for a model containing a structure surrounded by soil (model 2) and; A1-B1-C1-D1 for a model with a pavement at the surface of the soil (model 3). The red dotted lines indicate the location of the pavement.....	163
Figure 5.6	Contour plot of the normalised vertical acceleration measured along the surface of models (a) 1, (b) 2 and (c) 3. The structure is located between 0 and 2 m. 164	
Figure 5.7	Group velocity dispersion curves and energy contours calculated at a position of 0.7 m for (a) model 1 and (b) model 2.....	165
Figure 5.8	Group velocity dispersion curves calculated at a position of 1.0 m for models 2 and 3. 166	
Figure 5.9	Group velocity contour plots for (a)-(b) the numerical model number 3 and (c)-(d) for experimental structure A. Plots (a) and (b) respectively present the group velocity measured at a frequency of 55 and 80 Hz and the dashed lines show where the contour plots (c) and (d) are located. Plots (c) and (d) respectively present the variation of the group velocity at different frequencies along the different lines of test. The horizontal dashed line in plots (c) and (d) shows the frequency at which the plots (a) and (b) are presented. The curved dashed lines in plot (b) shows that there is a certain curvature in the group velocity contours calculated along a given line as described in section 5.5.1.....	167
Figure 5.10	Group velocity calculated for two different receivers located (red triangles) outside and inside (black circles) the area where the concrete structure A is located. 170	
Figure. 5.11	(a) Variation of the group velocity at three different frequencies along line A1. The structure is located between 0 and 2.4 m. (b) Variation of the group velocity at three different frequencies along line M3. The structure is located between 0 and 2 m. 171	

Figure 5.12	Velocity-frequency distribution and dispersion curves for the fundamental (R0) and higher Rayleigh mode (R1) for 3 receivers or line A1 located at position (a) -0.5 (b) 0 and (c) 1.7 m. ....	173
Figure 5.13	(a) Phase velocity dispersion curves for the R0 mode calculated for a receiver located before the structure A (position -1.5 m) and for a receiver located over the structure (position 1.7 m). (b) Same dispersion curves as in (a) but presented in terms of the wavelength instead of the frequency. The circles P1 and P2 indicate the location where the wavelength is equal to $\lambda/3$ for both dispersion curves. The red dashed lines indicate the 110 Hz line. ....	174
Figure 5.14	a-b-c-d-e: Theoretical (lines) and calculated (points) dispersion curves calculated for receivers located over structure A. The blue lines show the theoretical dispersion curves for a soil profile containing a concrete structure while the purple lines show the theoretical curves for a soil profile without the structure .....	177
Figure 5.15	Group velocity contours calculated at 80 Hz for the structures (a) A, (b) B and (c) C. The dashed black lines indicate the location of the structures. The lines C1-C2-C3-C4 on the contours of structure C indicate the location of the parallel lines performed over the structure. P1 and P2 indicate the location of the receivers used to calculate the group velocity dispersion curves of Figure 5.16.....	178
Figure 5.16	(a) Group velocity dispersion curves of the R0 mode for the receivers P1 and P2 as indicated on Figure 5.15c. (b) Percent difference in group velocity.....	180
Figure 5.17	Calculated group velocity curves at 80 Hz for the lines C1-C2-C3-C4 ...	181
Figure 5.18	Pictures showing the condition of the surface of the lid of structures (a) A, (b) B and (c) C. The red dotted lines indicate the approximate locations of the different lines performed over each structure with the linear configuration. ....	182
Figure 5.19	Three-dimensional group velocity contour plot of structure C.....	184
Figure 5.20	Effet de la profondeur sous la surface du sol d'une structure sur les courbes de dispersion en vitesse de groupe des modes R0 et R1.....	186
Figure 5.21	Distribution vitesse-fréquence et courbes de dispersion calculées pour 3 différents capteurs de la ligne 4B situés (a) avant la structure à la position -0.3 m (b) au début de la structure à la position 0 m et (c) au-dessus de la structure à la position 1.7 m. Les cercles noirs indiquent les vitesses de groupe identifiées à différentes fréquences. ....	187
Figure 6.1	MMASW test configuration to characterize the soil under the pavement with a source external to the pavement (Karray and Lefebvre, 2009a). ....	196
Figure 6.2	Example of mode mixing on the TFP (spectrogram) (a) Perfect time frequency representation of 2 linear chirps. (b) Mode mixing occurring due to the use of an inadequate window size. (c) Mode mixing is avoided since both chirps are sufficiently spaced in the TFP.....	198
Figure 6.3	Side view of a cut through the X-Y plane of the 3D models.....	202
Figure 6.4	Cut through the X-Y plane of the numerical models. The axis indicates the dimensions of the model and the position relative to the location of the source which is located at the position 0 m. The experimental models have the same configuration.	202
Figure 6.5	a) Placement and compaction of the soil; b) Experimental model E1; c) Experimental model E2 with the 0.06 m thick concrete slab on top of the model.	204



Figure 6.6	Energy distribution and group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source of numerical models: (a) N1, (b) N2, (c) N3 and (d) N4. The line N4-R0 <sub>2</sub> is a higher mode but is shown here to demonstrate the importance to avoid mode mixing. The marks indicate the location where the R0, higher modes and reflections where identified on the VFP as indicated in the legend of all plots. ....	207
Figure 6.7	(a) Phase velocity dispersion curves of the identified R0 mode calculated based on the group velocity curves identified in Figure 6. The line N4-R0 <sub>2</sub> is a higher mode but is shown here to demonstrate the importance to avoid mode mixing. (b) Difference in percentages between the phase velocity of model N1 and of models N2, N3 and N4.....	208
Figure 6.8	Energy distribution and group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source of numerical models: (a) N1, (b) N5, (c) N6 and (d) N7. The marks indicate the location where the R0, higher modes and reflections where identified on the VFP as indicated in the legend of all plots.....	209
Figure 6.9	(a) Phase velocity dispersion curves of the identified R0 mode calculated based the group velocity of models N5, N6 and N7 (not shown) (b) Difference in percentages between the phase velocity of model N1 and of models N5, N6 and N7.	210
Figure 6.10	Energy distribution and group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source of the experimental models: (a) E1, (b) E2. Phase velocity of the identified R0 mode of models (c) E1 and (d) E2. The line R0 <sub>2</sub> is a higher mode but is shown here to demonstrate the importance to avoid mode mixing.....	212
Figure 6.11	(a) Typical underground utility structure. (b) Aerial view of the HQD experimental site. Six different concrete structures are located below the 6 different manholes. The red dashed line shows the position of the survey line L1.....	214
Figure 6.12	Schematic side view showing the position of line L1 with respect to the position of the structure and of the asphalt and concrete pavements.....	214
Figure 6.13	(a) Variation of the calculated phase velocity at 75 and 90 Hz at the different receivers located along L1. (b) Schematic side view of the surveyed underground profile. The position 0 m corresponds to the location of the beginning of the concrete structure.....	216
Figure 6.14	Energy distribution and group velocity calculated at a position of (a) 1.2 m and (b) 2.3 m. Phase velocity of the identified R0 mode at a position of (c) 1.2 and (d) 2.3 m.	217
Figure 6.15	Schematic side view showing the investigated road embankment profile.	218
Figure 6.16	Contour map of the calculated phase velocity (a) before and (b) after the road was paved by an asphalt layer.....	220
Figure 6.17	Comparison of the inverted shear wave velocity profiles before and after the road was paved. (a) $V_s$ profiles between 3 and 3.6 m (b) $V_s$ profiles between 3.8 and 4.4 m	221
Figure 7.2	Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 1. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.....	226

Figure 7.3	Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 2. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.....	227
Figure 7.4	Variation de la vitesse de groupe au-dessus de la dalle 2 pour les lignes (a) 2B (b) 2C (c) 2D et (d) 2E. ....	228
Figure 7.5	Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 3. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.....	229
Figure 7.6	(a) Variation de la vitesse de groupe pour les lignes 1A, 1B, 3A et 3B. (b) Comparaison de la variation de la vitesse de groupe entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B. (c) Comparaison de la variation de la vitesse de groupe entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B en pourcentage (%). ....	230
Figure 7.7	(a) Variation de la vitesse de phase pour les lignes 1A, 1B, 3A et 3B. (b) Comparaison de la variation de la vitesse de phase entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B. (c) Comparaison de la variation de la vitesse de phase entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B en pourcentage (%). ....	231
Figure 7.8	Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 4. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.....	233
Figure 7.9	Variation de la vitesse de groupe à trois fréquences différentes pour (a) la ligne 4A et (b) la ligne 4B.....	233
Figure 7.10	Courbes de dispersion en vitesse de groupe du mode R0 des lignes 4A et 4B.	234
Figure 7.11	Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 5. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe.....	235
Figure 7.12	Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 6. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle. La ligne 6A est située à l'extérieure de la zone couverte par la carte de contours.....	236
Figure 7.13	Courbes montrant la variation de la vitesse de groupe au-dessus de la dalle 6 à trois fréquences différentes le long de la (a) ligne 6A, et (b) ligne 6B. (c) Comparaison de la vitesse de groupe à 55 Hz. Les positions 0 et 2.4 m correspondent respectivement au début et à la fin de la structure 6. ....	237
Figure 7.14	Étape du protocole d'inspection pour une structure souterraine similaire à celles présentes sur le site expérimental de l'IREQ.....	239
Figure 7.15	Représentation vitesse-fréquence d'un capteur situé au-dessus de la dalle 1. Il est possible à l'aide de cette représentation d'identifier la plage des fréquences utiles pour le calcul des cartes de contours.....	240
Figure 8.1	Variation de l'accélération à travers un modèle contenant une structure dont la surface du toit est endommagée. ....	249
Figure B1	Theoretical group and phase velocity profiles for the fundamental (R0) and two first higher modes of propagation (R1 and R2) for a profile containing a concrete layer 0.6 m deep.....	260
Figure B3	Comparison between the theoretical group velocity ( $V_g$ ) of the fundamental (R0) and the first higher mode (R1) Rayleigh mode with the $V_g$ calculated with the CWT from a synthetic signal. ....	264

Figure C1 (a) Représentations temporelles et (b) fréquentielles des impulsions créées par les équations 2.9a et 2.9b. .... 267

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Plan de publication.....	9
Table 3.1	Properties of the considered underground profiles. H is the height of the layer, $V_s$ is the shear wave velocity and $\nu$ is the Poisson's ratio. ....	84
Table 3.2	Properties of the considered underground profiles. ....	86
Table 4.1	Material properties of model 1 and 2.....	120
Table 5.1	Elastic properties of the different materials.....	157
Table 5.2	Configuration of the line performed over each structure.....	158
Table 6.1	Elastic properties of the different materials.....	203
Table 6.2	Summary of the configuration of the experimental and numerical models 205	
Tableau 8.1	Synthèse des principaux éléments étudiés dans la thèse.....	246

## LISTE DES SYMBOLES ET OPÉRATEURS

Tout au long de ce document, les lettres en caractères gras sont utilisées pour désigner un vecteur.

$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = (u_x, u_y, u_z)$  : vecteur des déplacements

$\mathbf{d}(\mathbf{x}) = (d_x, d_y, d_z)$  : vecteur des distances

[.] : désigne une matrice

$f'(x)$  : première dérivée d'une fonction

$\mathcal{D}$  : fonction Dirac

$f$  : fréquence (Hz)

$f_{Airy}$  : désigne la fréquence à la phase d'Airy

$t, \tau$  : variable temporelle (s).

$\omega$  : fréquence angulaire (rad/s)

$k$  : nombre d'ondes ( $2\pi / \lambda$ ) ou  $\lambda$  est ici utilisé pour désigner la longueur d'onde

$\rho$  : densité

$\lambda$  et  $\mu$  : paramètres de Lamé

$\lambda$  : désigne également la longueur d'onde (m)

$\lambda_{Airy}$  : désigne la longueur d'onde associée à la phase d'Airy (m)

$\alpha$  : vitesse de propagation d'une onde de compression (m/s)

$\beta$  : vitesse de propagation d'une onde de cisaillement (m/s). Également utilisé pour définir un angle à la Figure 3

$i$  : nombre complexe  $\sqrt{-1}$

$\nabla = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right)$

$\varphi = \nabla \cdot \mathbf{u}$  : changement de volume/Dilatation

$\boldsymbol{\psi} = \nabla \times \mathbf{u}$  : vecteur de rotation

$\boldsymbol{\sigma}$  : tenseur des contraintes ayant des composantes de forme  $\sigma_{ij}$   $i, j \in \{x, y, z\}$

$\mathbf{E}$  : tenseur des déformations

$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right), \dots, i, j \in \{1, 2, 3\}$  : composante du tenseur des déformations

$\boldsymbol{\Omega}$  : tenseur de rotation

$V_{ph}$  : vitesse de phase

$V_g$  : vitesse de groupe

$P_{i,t,r}$  : onde de compression, incidente, transmise et réfléchie

$SH_{i,t,r}$  : onde de cisaillement polarisée horizontalement, incidente, transmise et réfléchie

$SV_{i,t,r}$  : onde de cisaillement polarisée verticalement, incidente, transmise et réfléchie

$T$  : période (s)

$O(.)$  : désigne 'd'ordre de'

$\psi_T(t, f)$  : fenêtre de lissage

$\phi, \beta, \theta$  : angle en degré ou en radian

$\partial$  : désigne une dérivée partielle.

$x(t)$  : signal dans le domaine temporel

$X(f)$  : spectre d'un signal

$h(t)$  : fenêtre de lissage (la variable  $h$  est aussi utilisée à l'annexe A pour désigner la hauteur)

$\arg[X(f)] = \arctan \frac{\Im(X(f))}{\Re(X(f))}$  : argument du spectre (en degré ou radian)

## LISTE DES ACRONYMES

2D-3D : Deux et trois dimensions  
AM/FM : Modulation d'amplitude / Modulation de fréquence  
AF : Fonction d'ambiguïté (*ambiguity function*)  
CWT : Transformation par ondelette (*continuous wavelet transform*)  
DG : Délai de groupe  
DL : Distribution linéaire  
DQ : Distribution quadratique  
DWVD : *Discrete Wigner Ville distribution*  
FD : *Finite difference*  
FDM : *Finite difference modelling*  
FEM : *Finite element modelling*  
FI : Fréquence instantanée (*instantaneous frequency*)  
FT : *Fourier Transform*  
GPR : *Ground Penetrating Radar*  
GST : *General S Transform*  
HQ : Hydro-Québec  
HQD : Hydro-Québec Distribution  
IMF : *Intrinsic mode function*  
IREQ : Institut de recherche d'Hydro-Québec  
LFM : Ondulation de fréquentielle linéaire (*Linear frequency modulated*)  
MASW : *Multichannel analysis of surface waves*  
MMASW : *Modal multichannel analysis of surface waves*  
MCGST : *Multichannel GST*  
MMASW : *Modal Multichannel Analysis of Surface Waves*  
NDT : Technique non destructive (*Non destructive technique*)  
PA : Puits d'accès  
R0 : Mode fondamental de propagation des ondes de Rayleigh  
R1-R2-R3 : Premier, deuxième et troisième mode supérieur de propagation des ondes de Rayleigh  
RGST : *Reallocated GST*  
RM : *Reassignment/Reallocation Method*  
RSPWVD : Pseudo distribution de Wigner-Ville lissée relocalisée. *Reallocated smoothed pseudo Wigner Ville distribution*  
RTFR : *Reallocated time-frequency representation*  
SPWVD : Pseudo distribution de Wigner-Ville lissée (*Smoothed pseudo Wigner Ville distribution*)  
ST : Transformation en S (*S transform*)  
SST : *Synchrosqueeze Transform*  
STFT : Transformation de Fourier rapide (*Short Time Fourier Transform*)  
TÉ : Temps échelle  
TF : Temps fréquence  
TFR : Résolution temps fréquence  
TFD : Distribution temps fréquence  
TFP : *Time-frequency plane*

TL : Transformation linéaire

TQ : Transformation quadratique

TVF : *Time Variable Filter*

UdeS : Université de Sherbrooke WT : Transformation par ondelettes (*Wavelet transform*)

WD : *Wigner Distribution*

WVD : *Wigner Ville Distribution*



# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

### **1.1 Mise en contexte et problématique**

Dans le but de mieux aménager l'espace disponible dans les villes modernes, il est commun de retrouver de nombreuses infrastructures enfouies sous terres. Dans le cadre de ce projet de recherche, nous sommes particulièrement intéressés par les structures souterraines du réseau de distribution d'Hydro-Québec Distribution (HQD). La figure 1.1a montre le type de structures souterraines qui sont enfouies à divers endroits dans de nombreuses villes du Québec. Dans cette thèse, ces structures seront appelées puits d'accès (PA). Comme le montre la figure 1.1a, une fois recouverte (soit par une couche de sol, un revêtement rigide ou une combinaison des deux) la structure n'est accessible de la surface que par l'une des deux cheminées d'accès. Les PA sont typiquement recouvert par une couche de sol de moins de 0,5 m d'épaisseur. Bien que ces structures soient à l'abri de certaines intempéries auxquelles sont soumises celles à la surface du terrain, elles se trouvent néanmoins dans un environnement climatique favorisant leur dégradation au fil du temps.

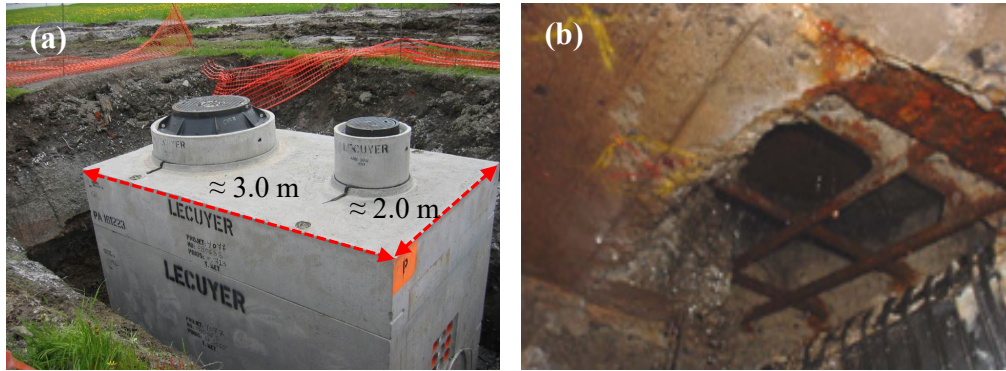


Figure 1.1 (a) Structures souterraines similaires aux structures du réseau de distribution d'Hydro-Québec. (b) Photo montrant l'état de dégradation avancé du toit d'un puits d'accès du réseau de distribution d'Hydro-Québec. La photo a été prise depuis l'intérieure du PA.

Par exemple, il est possible que dans les sols entourant les PA, la teneur élevée en ions de chlorure issue des sels de déglacage puisse être à l'origine de la dégradation prématurée du béton dû à la corrosion et à l'expansion de l'armature d'acier se trouvant à l'intérieur de celui-ci. Cependant, il est plus probable qu'une conjonction de phénomènes autres que la corrosion de l'acier puisse mener à la dégradation des PA tel qu'illustré à la figure. 1.1b (Tremblay et Karray, 2014). Vu l'impact que ces structures ont sur le bon déroulement des activités quotidiennes de millions de personnes, il est primordial qu'elles soient en tout temps fonctionnelles. Cependant, l'invisibilité de ces structures depuis la surface du sol peut parfois causer de nombreux problèmes lorsque vient le temps de les inspecter. L'inspection des PA à l'aide de méthodes d'inspection 'traditionnelles' telles que des inspections visuelles ou des forages peut s'avérer coûteuse, inefficace ou simplement impraticable. En effet, d'un point de vue sécuritaire, l'envoi d'un travailleur à l'intérieur d'un PA nécessite de prendre de nombreuses mesures de sécurité suite à la présence d'eau et d'équipement électrique pouvant dégager une chaleur importante dans un milieu restreint (Hydro-Québec, 2008). D'autre part, bien que l'obtention de carottes de forages provenant du toit d'une chambre permet de connaître avec exactitude l'état de dégradation local de cette structure, la figure 1.2 met en évidence que l'état de dégradation des toits de ces structures peut grandement varier d'un forage à un autre. Cette constatation montre donc que les résultats obtenus lors de l'analyse d'une carotte de forage ne sont pas nécessairement représentatifs de l'état général du toit de la chambre d'accès. Dans certains cas, ces difficultés peuvent avoir pour effet de diminuer la fréquence des inspections rendant ainsi les structures plus vulnérables à une dégradation prématurée.

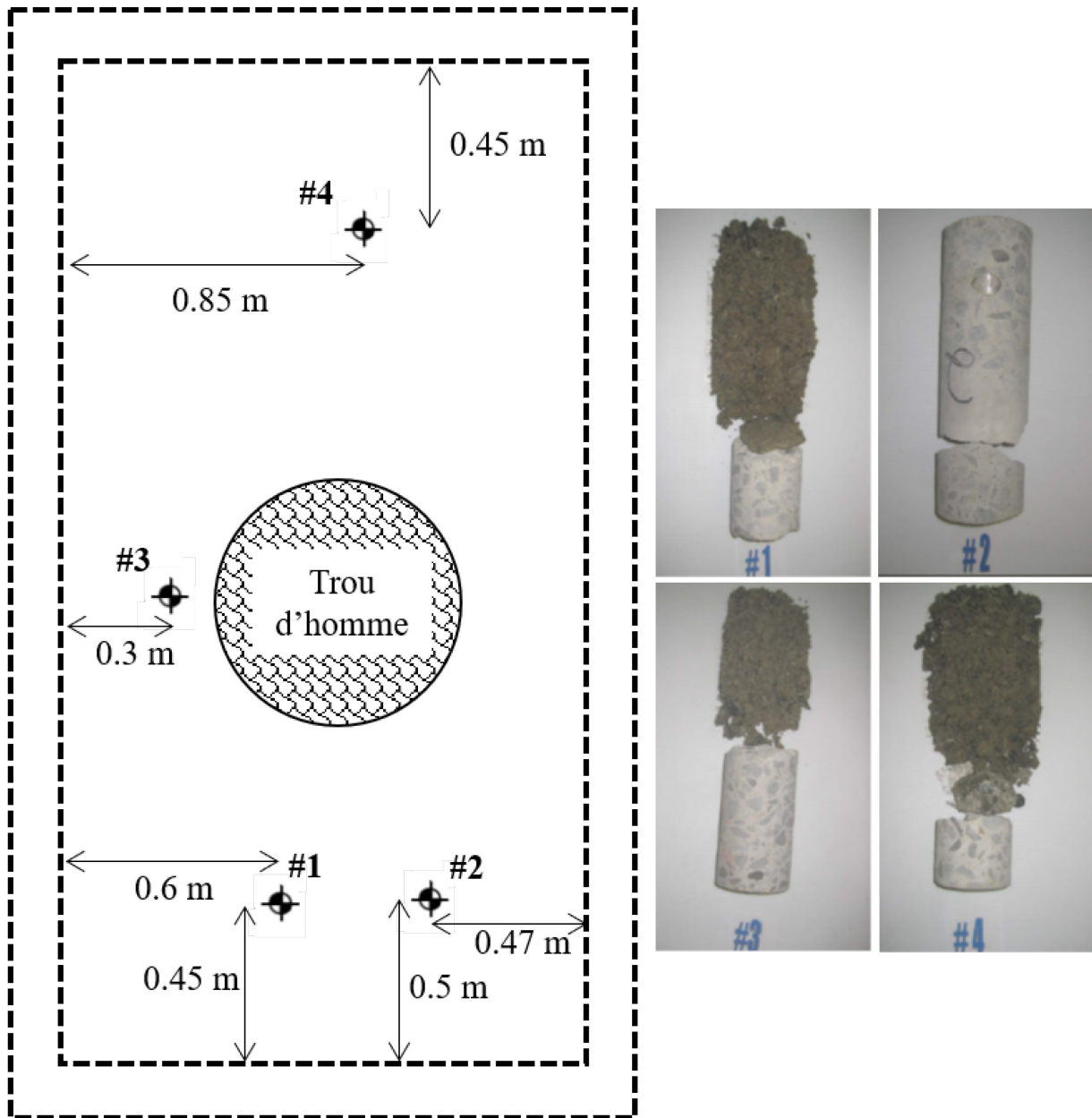


Figure. 1.2 Gauche : Vue en plan du toit d'un PA indiquant la localisation des carottes de forages montrées à droite de la figure. Les lignes pointillées indiquent la position des murs de la structure. Les forages ont été réalisés depuis l'intérieur de la structure.

## 1.2 Définition du projet de recherche

Afin de remédier aux problèmes exposés dans la section 1.1, l'Institut de Recherche d'Hydro-Québec (IREQ), en partenariat avec l'Université de Sherbrooke, vise à développer une méthode d'inspection non intrusive et réalisable depuis la surface du terrain permettant d'évaluer

l'intégrité structurelle de la dalle formant le toit des PA. Les travaux présentés dans cette thèse sont la continuité des travaux ayant été présentés dans le mémoire de maîtrise de Simon-Pierre Tremblay (Tremblay, 2013). Les travaux présentés dans ce mémoire avaient permis de montrer qu'il est possible d'utiliser une méthode d'inspection basée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques dans le sol pour l'inspection des PA. Cependant, puisque les ondes élastiques n'avaient jamais été utilisées pour cette application, de nombreuses hypothèses devaient encore être évaluées afin d'apprécier l'efficacité d'une méthode d'inspection basée sur la propagation des ondes élastiques. En effet, il était primordial de mieux comprendre le phénomène de propagation des ondes élastiques dans des milieux complexes composés de matériaux ayant des propriétés dynamiques différentes. L'environnement où se trouve les PA est en effet complexe, en raison de la présence de la cheminée d'accès reliant le PA à la surface du sol, ainsi qu'à la présence d'un revêtement rigide d'asphalte ou de béton à la surface du sol. Il était également nécessaire de démontrer comment la présence de défauts à la surface du toit d'un PA affecte la propagation des ondes élastiques.

Afin d'étudier chacun de ces paramètres, les travaux effectués au cours de ce doctorat ont nécessité plusieurs étapes. Premièrement, la méthode semi-analytique de la matrice de propagation est utilisée afin d'évaluer l'effet de la profondeur d'un PA sur la vitesse de propagations des ondes élastiques. Cependant, cette méthode n'est valide que pour simuler la propagation d'ondes plane à travers des milieux composés d'une succession de couches latéralement homogènes. Deuxièmement, la validité des hypothèses établies à l'aide de la méthode de la matrice de propagation a pu être démontrée à l'aide de méthodes numériques en deux et trois dimensions ainsi que par des essais sur des PA du site expérimental de l'IREQ.

### **1.3 Objectifs du projet de recherche**

L'objectif principal de cette thèse est de montrer comment l'étude de la propagation des ondes élastiques peut permettre l'inspection de la surface des toits des PA. De cet objectif principal se rattachent de nombreux sous-objectifs qui peuvent être classés en deux catégories :

Catégorie 1 - Objectifs fondamentaux : L'atteinte de ces objectifs permettra une meilleure compréhension des phénomènes régissant le comportement d'un milieu souterrain complexe soumis à des déformations élastiques :

- Évaluer l'effet de la présence d'un revêtement à la surface du sol recouvrant les PA sur la propagation des ondes élastiques;
- Évaluer l'effet de la présence de défauts à la surface du toit d'un PA;
- Créations et/ou améliorations d'algorithmes permettant l'analyse des signaux recueillis lors des simulations numériques et des essais sur le terrain.

Catégorie 2 - Objectifs industriels : L'atteinte de ces objectifs vise au développement d'une méthode d'inspection non intrusive pour les PA:

- Élaborer un protocole d'essais expérimental (type de source, distance source-capteur, distance inter-capteur, positionnement des capteurs) permettant une collecte rapide des signaux nécessaires pour déterminer l'état de dégradation des PA;
- Déterminer l'état de dégradation de chacun des six PA du site expérimental de l'IREQ.

## **1.4 Contributions originales**

Bien que les méthodes de caractérisation basées sur l'étude de la propagation des ondes élastiques soient utilisées pour de nombreuses applications (section 2.0.3) dans le domaine du génie civil, l'efficacité de ces méthodes dans le but de caractériser l'état de dégradation d'une structure souterraine depuis la surface du sol n'avait jamais été étudiée. Cependant, les travaux de recherches effectués jusqu'à maintenant ont permis de montrer l'efficacité et les avantages que pourra offrir la méthode d'inspection proposée dans cette thèse. Bien qu'il reste encore du travail à accomplir afin d'améliorer et de standardiser cette méthode d'inspection (chapitre 8), le travail accompli jusqu'à maintenant est déjà une réussite importante. Les travaux de recherches présentés dans cette thèse ont mené à la publication de trois articles de conférences ainsi qu'à deux articles de journal ayant un comité de lecture. Deux autres articles ont aussi été rédigés et sont en cours de révision également dans des journaux avec comités de lecture. Les résultats présentés dans ces articles ont donc contribué à :

- Développer une méthode non intrusive pour l'évaluation de l'état de la surface des structures enfouies
- Montrer qu'il est possible de caractériser l'état de surface d'une structure enfouie en présence d'un revêtement
- Valider l'efficacité de différentes méthodes de traitement de signal pour l'analyse de signaux sismiques

- Permettre une meilleure compréhension du phénomène de propagation des ondes élastiques en présence d'une structure souterraine et d'un revêtement rigide
- Montrer le potentiel d'une méthode d'inspection basée sur la propagation des ondes de Rayleigh à l'aide de simulations numériques 2D/3D et d'essais expérimentaux

Le développement de la méthode proposée permettra donc à HQD de planifier la maintenance de ses PA en fonction de résultats d'inspections permettant d'évaluer l'état de dégradation de l'ensemble de la surface du toit sans y avoir accès. Également, de nombreuses autres entreprises pourraient souhaiter utiliser la méthode d'inspection développée dans ce projet de recherche, qui sera en réalité applicable pour n'importe quel type de structures souterraines. Dans un cadre encore plus large, la méthode développée pourrait également être adaptée et utilisée pour de nombreuses autres applications telles que la détection d'anomalies ou d'objets présents sous la surface du sol.

## **1.5 Plan du document**

Cette thèse est composée de huit chapitres ainsi que de deux annexes. Le deuxième chapitre présente une revue détaillée de l'état des connaissances jugées pertinentes dans le cadre de ce projet de recherche. Ce chapitre traite d'abord des différentes méthodes géophysiques disponibles pour la caractérisation des milieux souterrains. On y expliquera notamment pourquoi l'utilisation de méthodes géophysiques basées sur la propagation des ondes sismiques élastiques peut s'avérer préférable à d'autres méthodes pour l'application proposée. Par la suite, il est question de la mécanique des milieux continus dans divers types de milieux de complexités variables. Il sera expliqué pourquoi l'utilisation de solutions numériques est préférable à l'utilisation de méthode analytique ou semi-analytique pour résoudre l'équation du mouvement dans un milieu complexe. Il s'en suit une discussion sur le phénomène de guide d'onde qui affecte grandement la propagation des ondes enregistrées au-dessus des PA à cause de la présence du revêtement à la surface de sol ainsi du PA dans le sol. La section suivante porte sur la mesure des ondes élastiques in-situ. On y discute du type d'équipement requis lors des essais in-situ et on y présente leurs principales caractéristiques. La dernière section contient une discussion détaillée sur le traitement de signal. On y aborde premièrement comment les signaux doivent être préparés avant de procéder à leur analyse et on y explique certaines notions importantes du traitement de signal. On y présente ensuite différentes méthodes de traitement

de signal permettant le calcul de la distribution temps-fréquence de divers types de signaux. Il est aussi question de différentes techniques permettant le calcul de distribution temps-fréquence dite optimale.

Le troisième chapitre contient un article portant sur différentes techniques de traitement de signaux pouvant être utilisées pour l'analyse de signaux complexes comprenant divers groupes d'ondes pouvant se croiser dans le plan temps-fréquence. L'article du chapitre 3 montre notamment comment l'utilisation de fenêtres d'analyses et de noyaux de lissages adaptés aux signaux analysés permet le calcul de distributions linéaires et quadratiques optimales en termes d'étalement d'énergie dans le plan temps-fréquence. L'efficacité des méthodes de traitements de signal présentés dans l'article est illustrée à l'aide de différents exemples.

Le quatrième chapitre contient un article qui montre de quelle façon la présence et la condition d'une structure souterraine affectent la propagation des ondes élastiques émises depuis la surface du sol. La méthode de la matrice de propagation y est premièrement utilisée (en annexe de l'article) afin de montrer que les courbes de dispersions calculées à l'aide des signaux enregistrés au-dessus des PA possèdent les mêmes caractéristiques que celles calculées théoriquement pour un milieu élastique situé sur un milieu rigide (sol sur roc). Il est également montré à l'aide de simulations numériques en 2D que la taille et la forme des anomalies présentent à la surface d'une structure souterraine affecte l'énergie et la vitesse de propagation des ondes élastiques. Une procédure d'inspection basée sur l'énergie et la vitesse de propagation du mode R0 est finalement présentée à la fin de l'article.

Le cinquième chapitre présente un article qui est la suite des travaux décrits dans l'article du chapitre 4. Il permet notamment d'en arriver à une meilleure compréhension du phénomène de propagation des ondes dans un milieu souterrain complexe à l'aide de simulations numériques en 3D et de nouveaux essais expérimentaux. Une nouvelle configuration de capteurs est présentée et son efficacité est montrée à l'aide de simulations numériques en 3D et d'essais sur trois structures du site expérimental de l'IREQ. L'article montre également comment la nouvelle configuration utilisée permet l'analyse des résultats sous forme de tomographie en 2 et 3D.

Le sixième chapitre présente un article qui fait suite à la discussion de la section 2.2 concernant l'effet de la présence d'un revêtement rigide à la surface du sol sur la propagation des ondes de Rayleigh. En utilisant la configuration qui consiste à placer la source à l'extérieure de la zone recouverte par le revêtement et à l'aide d'études numériques, expérimentales, et de cas pratique,

cet article montre quel est l'effet d'un revêtement de différentes épaisseurs et propriétés sur l'énergie et la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh. Le tableau 1.1 montre le plan de publication des articles des troisième, quatrième, cinquième et sixième chapitres.

Le septième chapitre résume les résultats de l'inspection des six structures du site expérimental de l'IREQ à l'aide de la configuration et de la méthode d'analyse présentées aux chapitres 3, 4 et 5. Cette section présente ensuite la condition réelle des six structures ainsi que le protocole d'inspection suggéré pour l'inspection des PA.

Le huitième et dernier chapitre de cette thèse présente les conclusions des travaux de recherche effectués lors de cette thèse. Il débute par un sommaire des principaux thèmes abordés durant la thèse ainsi que par les principales réalisations des travaux de recherches effectués. On y aborde également certains éléments souvent jugés problématiques lors de l'utilisation de méthode d'inspection basée sur la propagation des ondes élastiques. Il est finalement question de différentes avenues de recherches possibles pour l'amélioration de la méthode d'inspection développée au cours de cette thèse.



Tableau 1.1 Plan de publication

	<b>Titre</b>	<b>Journal</b>	<b>Objectifs</b>	<b>Méthodes</b>
<b>Chapitre 3</b>	Time-frequency analysis for modal analysis in surface wave testing	Geophysics	Montré l'efficacité de différentes méthodes de traitements de signal pour l'analyse de signaux sismiques	-Transformation en S généralisée - Transformation pseudo Wigner Ville lissée -Réallocation -Filtre à temps variable -Méthode d'intégration
<b>Chapitre 4</b>	Inspection of the lids of shallowly buried concrete structures based on the propagation of surface waves	Journal of Applied Geophysics	Élaborer un protocole d'inspection basé sur l'énergie et la vitesse de propagation des ondes élastiques	-Utiliser les algorithmes du chapitre 3 -Matrice de propagation -Simulations numériques 2D -Essais sur de vrai structures
<b>Chapitre 5</b>	Inspection of the lids of shallowly buried concrete structures based on the propagation of surface waves – PART II	Journal of Applied Geophysics	Amélioration du protocole d'inspection présenté au chapitre 4	-Utiliser les algorithmes du chapitre 3 -Simulations numériques 3D -Essais sur de vrai structures
<b>Chapitre 6</b>	Characterization of shallow soils and utility structures below pavements using Rayleigh waves	Geophysics	Évaluation de l'effet de la présence d'un revêtement rigide à la surface du sol sur la propagation des ondes de Rayleigh	-Utiliser les algorithmes du chapitre 3 -Simulations en 3D -Essais sur modèle réduit -Études de cas



# CHAPITRE 2

## ÉTAT DES CONNAISSANCES ET ESSAIS IN-SITU

### **2. Méthodes d'inspection non-intrusives**

Pour de nombreuses applications en génie civil, l'utilisation de techniques d'investigation non destructives (IND, ou NDT en anglais pour "Non-Destructive Testing") peut s'avérer avantageuse et même nécessaire dans certains cas. En effet, ce type de technique est parfaitement adapté à la détection ou à la caractérisation de structures ou d'objets se trouvant dans un milieu difficile d'accès. La section 2.1 consiste en un survol de divers NDT géophysiques qui peuvent être utilisées pour la détection d'objets souterrains et plus particulièrement la détection de cavités ou d'anomalies souterraines. L'intérêt envers les techniques géophysiques pour la détection d'anomalies souterraines n'est pas un phénomène nouveau et il existe dans la littérature de très nombreuses études visant à analyser leurs performances (par exemple Butler, 1980; Tomash et Roth, 1999; Hutchinson et coll., 2002,

Schwenk et coll., 2016). Généralement, la conclusion de telles études est que la fiabilité des méthodes géophysiques pour la détection d'une anomalie dans le sol varie grandement en fonction des conditions du sol ainsi que des caractéristiques de l'anomalie. Cependant, notre revue de la littérature n'a permis de recenser aucun cas d'application de méthodes géophysiques pour caractériser l'état de dégradation de la surface d'une structure souterraine. Ce chapitre décrit donc brièvement certaines des techniques géophysiques les plus souvent utilisées pour la détection d'anomalies souterraines ainsi que les avantages, les inconvénients et les limitations reliés à leur utilisation.

### 2.0.1 Méthodes basées sur la résistivité électrique du milieu

Les méthodes d'inspection utilisant la résistivité électrique consistent à mesurer les différences de résistivités (Ohm-m) entre les sources d'émission du courant et différentes électrodes.

La figure 2.1 illustre le principe avec lequel le courant est introduit dans le sol (électrodes  $C_1$  et  $C_2$ ) et ensuite mesuré à différentes électrodes ( $P_1$  et  $P_2$ ). Il existe de nombreuses configurations possibles de sources et d'électrodes permettant d'ajuster la résolution de l'investigation (Loke, 2001; Loke et coll., 2013). Les avantages et inconvénients de chacune de ces configurations sont abordés dans plusieurs études (Saydam et Duchworth, 1978; Dahlin et Zhou, 2004; Szarka, 2008). Jusqu'à la fin des années 1980, la configuration montrée à la figure 2.1, qui est composée de quatre électrodes, était la seule utilisée lors d'essais sur le terrain. Cependant, des configurations multiélectrodes permettant de couvrir de plus grandes distances en moins de temps que la configuration standard ont fait leur apparition au début des années 1990 (Griffiths et coll., 1990).

L'interprétation des données collectées lors des investigations réalisées à l'aide des méthodes de résistivité nécessite l'utilisation d'algorithmes permettant de réaliser un processus d'inversion. Bien que le procédé d'inversion ait beaucoup évolué au cours des 20 dernières années, ce processus peut être long et nécessiter de nombreuses hypothèses quant aux propriétés du milieu investigué (Loke et coll., 2013). Le processus d'inversion permet l'obtention d'une tomographie du sol en deux ou trois dimensions permettant de montrer la variation de la résistivité du sol en fonction de la profondeur (figure 2.2). Les méthodes de résistivité électrique sont basées sur le fait qu'il existe des différences dans les propriétés électriques des différents matériaux contenus dans le milieu investigué. Dans le cas d'un dépôt de sol, ces différences

peuvent être dues par exemple au degré de saturation du sol, à la présence de certains types de sol ou minéraux, à la composition chimique de l'eau interstitielle, ainsi qu'à la porosité du sol (Loke, 2001). La popularité des méthodes de résistivité électrique pour la détection d'anomalies souterraines est principalement due au fait qu'il devrait théoriquement y exister une grande différence de résistivités entre le sol entourant l'anomalie et l'anomalie elle-même (Roth et coll., 2002). La littérature renferme donc un nombre impressionnant d'études numériques et in situ portant sur la détection d'anomalies et de cavités à l'aide de cette méthode (Gautman et coll., 2000; Van Schoor, 2002; Zhou et coll., 2002; Roth et Nyquist, 2003; Gibson et coll., 2004; Nyquist et coll., 2007; Farooq et coll., 2012; Zhu et coll., 2012). Ces études et bien d'autres ont permis de montrer qu'il est possible de détecter la présence de plusieurs types d'anomalies souterraines à l'aide des méthodes de résistivité (Loke et coll., 2013).

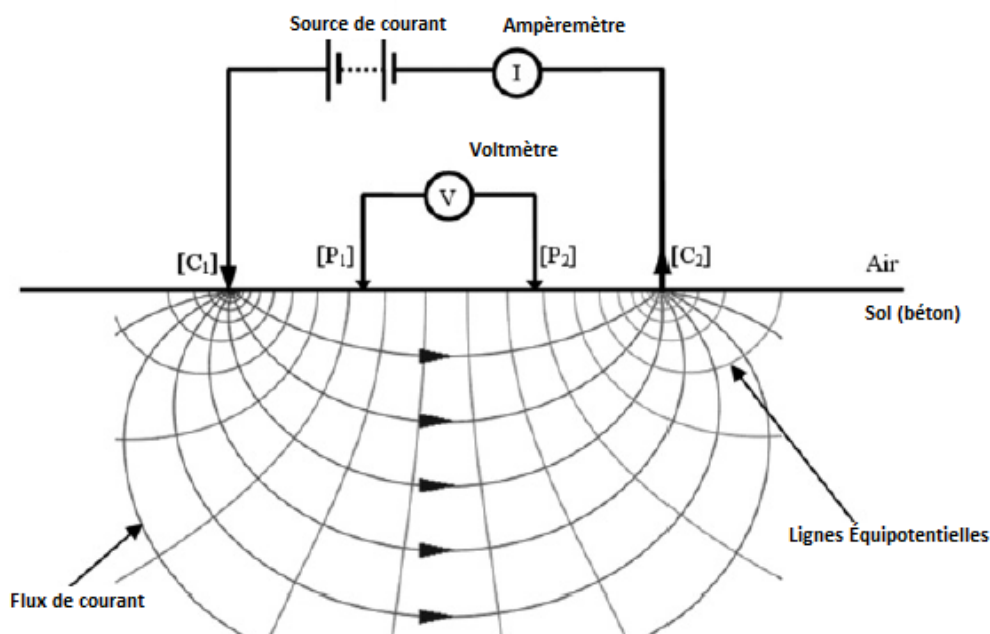


Figure 2.1 Mesure de la conductivité électrique selon la configuration de Schlumberger et de Wenner.

Cependant, l'application de ce type de méthode pour la détection d'anomalies situées à la surface du toit des PA rencontrerait certaines difficultés. Premièrement, contrairement aux méthodes sismiques, les méthodes de résistivité ne permettent que l'acquisition d'informations

ne concernant qu'indirectement les propriétés mécaniques des matériaux. Cette limitation est importante puisque la résistivité du sol est fortement affectée par plusieurs paramètres concomitants qui seront indissociables lors de l'analyse. Cela fait donc en sorte que les différences de résistivités retrouvées dans les tomographies comme celles montrées à la figure 2.2 peuvent être causées par de nombreux facteurs autres qu'une anomalie présente à la surface du toit d'une chambre de raccordement.

Deuxièmement, lors des essais sur le terrain, il est important qu'il existe un bon couplage électrique entre les électrodes et le sol (Loke et coll., 2013). La présence d'un revêtement rigide à la surface du sol peut donc compliquer la collecte et l'analyse des résultats obtenus lors d'essais in situ bien que certaines études tendent à montrer que l'utilisation d'un type spécifique d'électrodes permet de mitiger ou même d'éliminer le problème (Loke, 2001; Yamashita et coll., 2004).

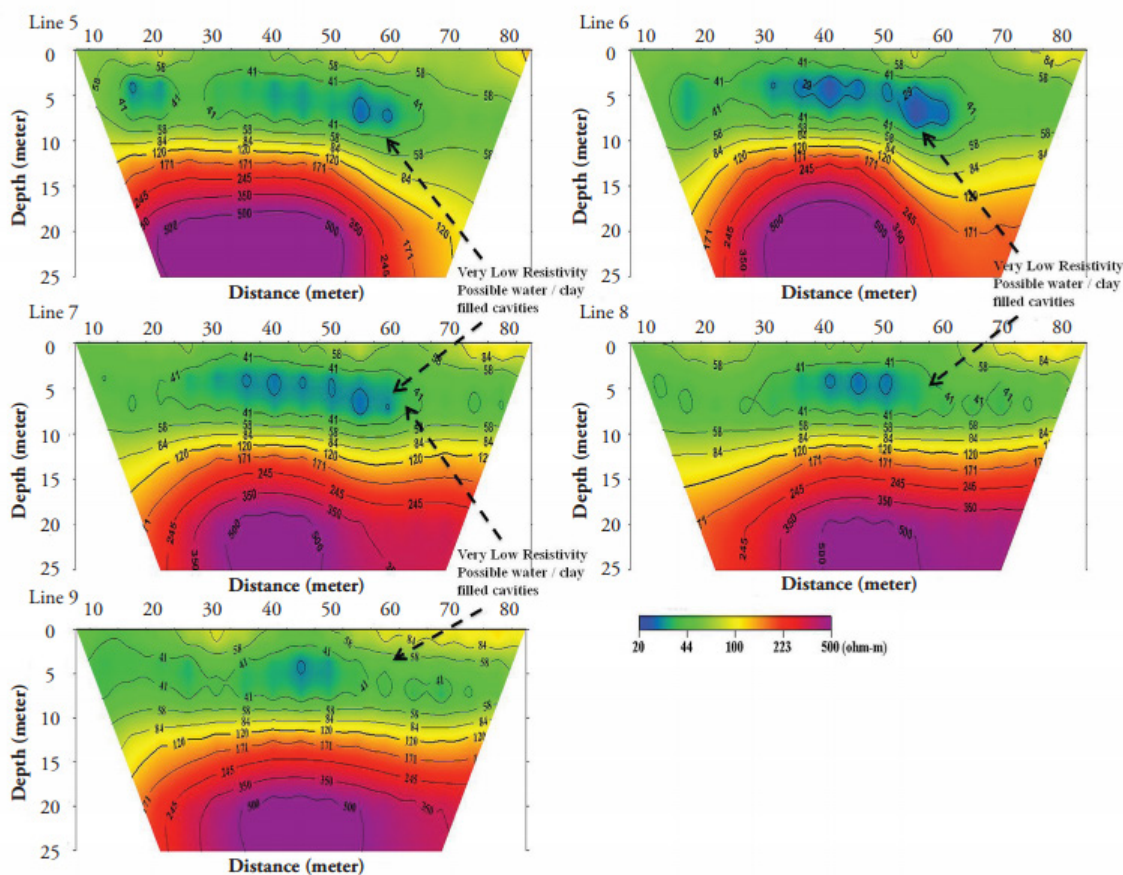


Figure 2.2 Tomographie de résistivité électrique calculée à la suite de l'inversion des données recueillies le long de 5 lignes différentes. Source : Farooq et coll. (2012).

Troisièmement, la présence d'une structure en béton armé avec des tiges d'acier dans le sol aura un effet important sur la résistivité mesurée à la surface du sol et il est possible que cet effet masque la présence d'une anomalie présente à sa surface. Quatrièmement, la présence d'eau dans le sol ou à la surface du toit des chambres aura un impact sur la résistivité mesurée à la surface du sol / revêtement. Cinquièmement, le processus d'inversion des résistivités mesurées ne permet pas d'en arriver à une solution unique ce qui peut avoir pour effet de réduire la résolution de l'investigation. Finalement, principalement à cause de ces contraintes, les méthodes de résistivités électriques sont souvent utilisées conjointement avec d'autres techniques d'inspection (Loke et coll., 2013).

### 2.0.2 Méthode GPR (Géoradar)

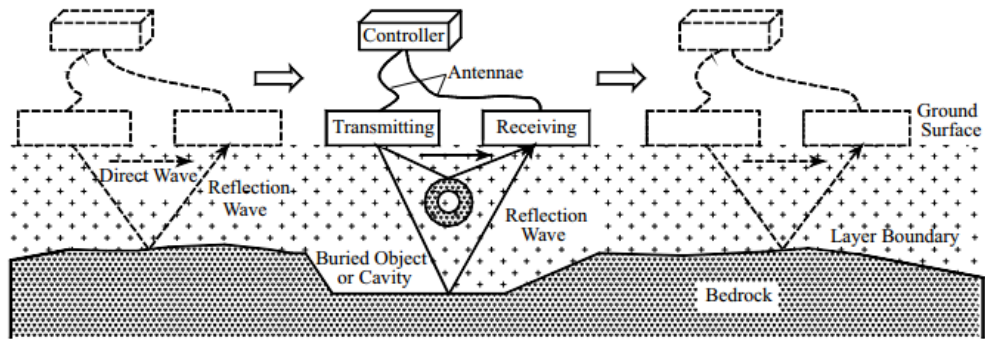
Le géoradar (GPR ou *Ground Penetrating Radar*) est une méthode d'inspection couramment utilisée pour de nombreuses applications d'ingénieries (Yelf, 2007). Lors des investigations à l'aide de la méthode GPR, selon la configuration utilisée, une ou plusieurs antennes peuvent être utilisées afin d'émettre et de recevoir une onde électromagnétique. La figure 2.3 montre différentes configurations qui peuvent être utilisées lors d'essais in situ. Un des avantages du GPR est sa rapidité d'exécution puisque la même antenne peut être utilisée afin de générer et de capter le signal.

Traditionnellement, le système GPR génère un signal de courte durée et de fréquence élevée, variant entre 10-2000 MHz, qui est transmis dans le sol. L'énergie de cette onde électromagnétique se propage dans le sol jusqu'à ce qu'une partie de celle-ci soit réfléchi (ou réfractée ou diffusée) lorsqu'elle entre en contact avec des discontinuités électriques tandis que le reste de cette énergie continue de voyager plus profondément dans le sol (Metje et coll. 2007). Comme pour les méthodes de résistivité électrique, le GPR ne permet pas la mesure d'information directement reliée aux propriétés mécaniques des matériaux. Le GPR permet de détecter des contrastes électromagnétiques. Les propriétés électromagnétiques d'un sol varient principalement en fonction de sa granulométrie, sa porosité, sa teneur en eau ainsi que des propriétés électriques des grains qui le composent (Davis et Annan 1989). En fonction de la configuration utilisée lors des essais in situ, la technique GPR permet de créer une représentation d'un profil souterrain en deux ou trois dimensions pouvant permettre l'identification d'anomalies dans le sol comme le montre la figure 2.4 (Daniels, 2004; Anchuela et coll., 2009).

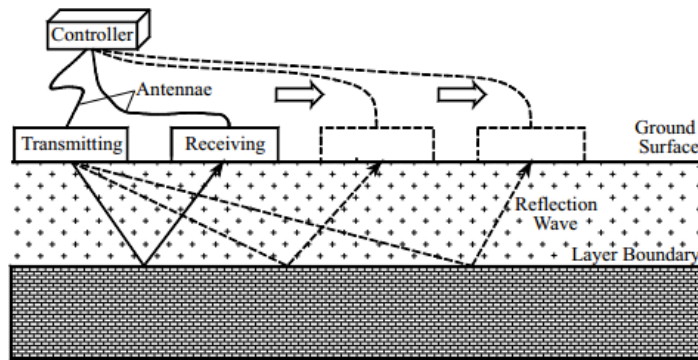
Cependant, afin d'obtenir une image de haute résolution, il est préférable d'utiliser des ondes de hautes fréquences. Toutefois, ces ondes de hautes fréquences pénétreront moins profondément dans le sol que des ondes de plus basses fréquences. Il y a donc un compromis à faire entre la profondeur qui peut être atteinte et la résolution maximale des données recueillies. L'efficacité du GPR varie également fortement en fonction de la nature du sol investigué ainsi que de la fréquence de l'onde transmise dans le sol par l'antenne. En effet, dans des conditions de sol favorables et lorsque l'antenne permet de générer de basses fréquences (moins de 400 MHz), le GPR peut permettre l'investigation de profils de sol sur une profondeur allant jusqu'à 10 m. Cependant, puisque la propagation du signal transmis par l'antenne dans le sol dépend de ses propriétés électriques, la performance de ce type de radar est limitée par l'atténuation du signal lorsqu'il entre en contact avec un sol humide, particulièrement ceux étant composés d'argile, ou de sols ayant une eau interstitielle saline (Roger et coll. 2007).

Finalement, l'utilisation du GPR pour détecter la présence d'anomalies à la surface du toit d'une chambre de raccordement nécessite la connaissance d'une certaine quantité d'information concernant la nature du sol entourant ces anomalies (Roth et coll., 2002; Roger et coll., 2007). En effet, les propriétés du sol ayant une grande importance sur la vitesse des ondes électromagnétiques ainsi que sur leur atténuation, il est normal que certains sites ne soient pas adéquats à l'utilisation du GPR. Pour les chambres de raccordement d'HQ, puisque les propriétés du sol sont généralement assez homogènes à la surface de la structure, ce facteur ne devrait cependant pas être un problème majeur affectant la résolution du GPR. Néanmoins, comme pour les méthodes électriques, la présence de la structure en béton armé de tiges d'acier et de matériaux humides autour de cette dernière amène des contraintes importantes pour la méthode GPR pouvant la rendre inefficace pour ce type d'application.

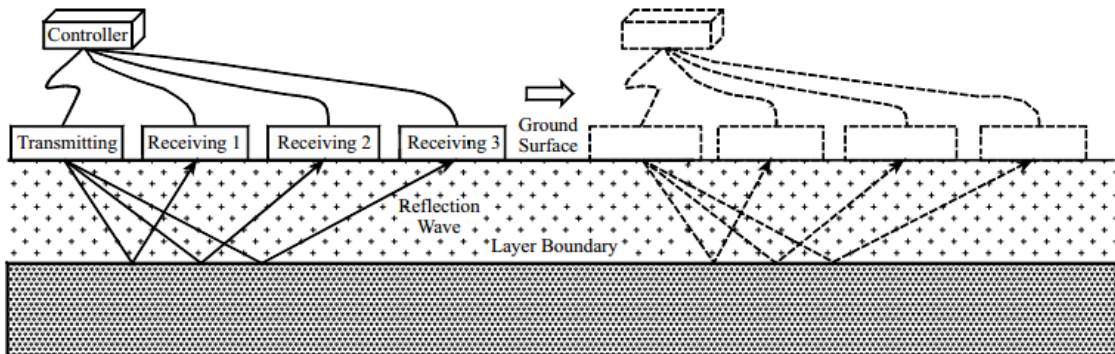




(a) Measurement of a 2D GPR Profile using constant-offset Tx and Rx antennae.



(b) Wide Angle Velocity Measurement.



(c) Measurement of dielectric values using array of multi-offset receivers.

Figure 2.3 Différentes configurations pouvant être utilisées lors d'investigations réalisées à l'aide du GPR. Source : Yelf (2007)

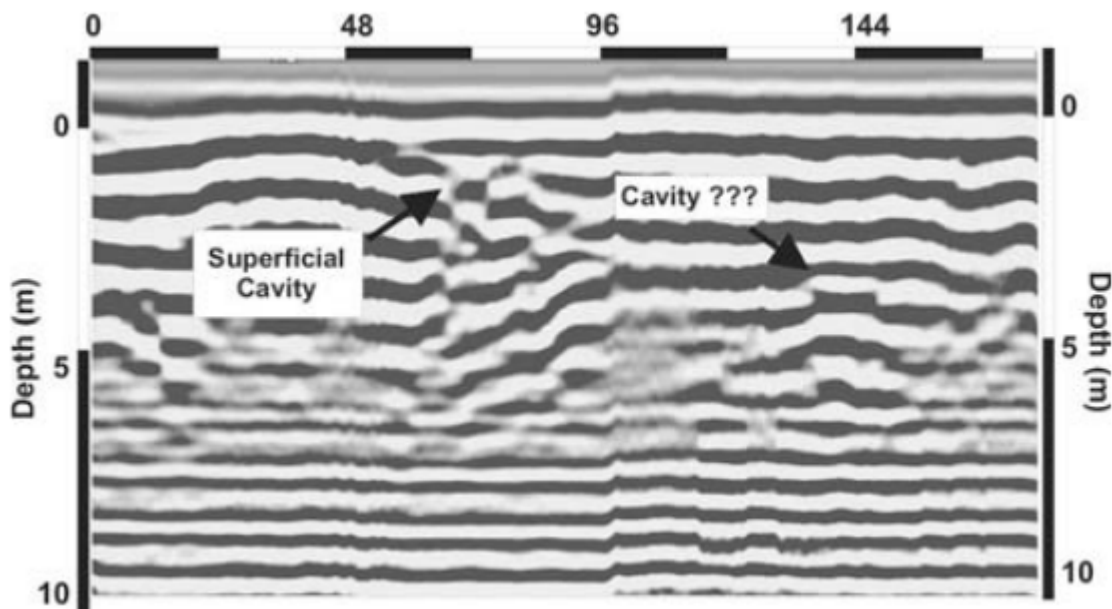


Figure 2.4 Détection de cavité à l'aide de la technique GPR. Source : Anchuela et coll. (2009)

Dans ces conditions, la profondeur de pénétration des ondes est réduite et l'investigation du sol est possible sur une profondeur allant jusqu'à environ 1 à 3 m (Daniels, 2004; S.B. Costello et coll. 2007; Yelf, 2007).

### 2.0.3 Méthodes d'induction électromagnétiques (EM)

La découverte de la présence d'un champ magnétique entourant la Terre a permis le développement de multiples techniques permettant de localiser certains matériaux ou objets souterrains (Metje et al. 2007). En effet, ces matériaux magnétiques et/ou conductibles peuvent entraîner des anomalies dans le champ magnétique Terrestre. Ces anomalies peuvent parfois être détectées par certains appareils permettant ainsi leur identification. L'appareil permettant d'identifier ces anomalies se nomme un magnétomètre. L'inconvénient majeur de cet appareil est qu'il ne permet que de détecter des objets métalliques. Aussi, la qualité des résultats obtenus à l'aide du magnétomètre sera grandement influencée par la présence de bâtiments, de clôtures et d'autres objets métalliques se trouvant à proximité du site d'inspection (Vickridge et Leontidis, 1997).

Il est également possible de créer un champ magnétique artificiel à l'aide d'un courant électrique. Pour ce faire, un conductimètre contenant deux bobines est utilisé comme le montre la figure 2.5.

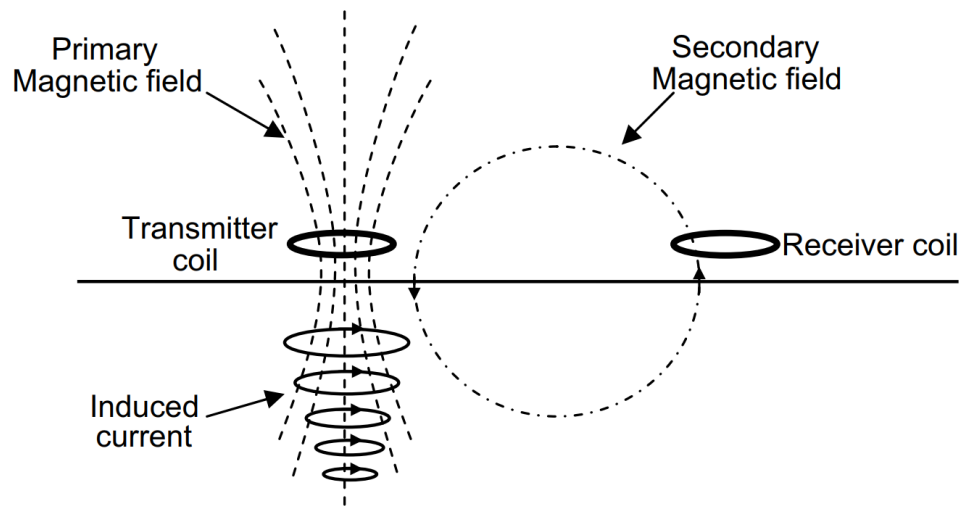


Figure 2.5 Schéma illustrant le fonctionnement des méthodes EM. Source : Metje et coll., 2007.

L'une des deux bobines, agissant comme source, est excitée à l'aide d'un courant alternatif permettant la création d'un champ électromagnétique primaire qui induit des courants de Foucault (*EDDY*) dans le sol. Ceux-ci induisent un courant secondaire dans le sol qui se traduit par un champ magnétique secondaire alternatif. La seconde bobine, qui elle est utilisée comme receveur, détecte ces champs magnétiques et enregistre les informations dans un enregistreur de données.

La profondeur de pénétration des méthodes EM dépend de la distance et de l'orientation des électrodes ainsi que d'un paramètre nommé *skin depth* qui définit la profondeur de propagation des ondes EM avant qu'elles ne soient fortement atténuées (McNeill, 1980; Metje et coll., 2007). Les méthodes EM ont comme avantage de permettre une acquisition rapide des données sur le terrain puisque le conductimètre n'a pas besoin d'être en contact direct avec le sol. Cela permet une acquisition des données plus rapide que pour les méthodes basées sur la résistivité électriques (section 2.0.1). Également, contrairement aux méthodes GPR, les méthodes EM peuvent être utilisées pour les matériaux conducteurs tels que les argiles et les sols humides (Metje et coll., 2007)

Finalement, il est possible de détecter divers types d'objets souterrains à l'aide de méthodes EM. En effet, la présence d'un champ magnétique artificiel, généré depuis la surface du sol, peut entraîner la création de courants d'EDDY dans un objet métallique qui à son tour générera champ magnétique secondaire pouvant être détecté. Les méthodes EM sont typiquement

utilisées afin de localiser des objets métalliques puisque ces derniers ont un contraste de résistivité élevé avec le sol. Dans le cadre de ce projet, les méthodes EM, tout comme les méthodes de résistivités électriques, pourraient s'avérer intéressante s'il est démontré que les anomalies présentes à la surface d'un PA ont un contraste de résistivité important avec le reste du milieu souterrain.

#### 2.0.4 Méthodes sismiques

Les méthodes géophysiques sismiques sont couramment utilisées en géotechnique pour de nombreuses applications (Karray 1999; Garotta, 2000; Hack, 2000; Keydar et coll., 2010; Krawczyk et coll., 2012; Pugin, et al. 2013; Foti et coll., 2014). Une des raisons de la popularité des méthodes sismiques est que les données obtenues lors des tests dépendent directement des propriétés mécaniques et physiques des matériaux que les ondes sismiques rencontrent (Hack, 2000). Cet aspect est important puisqu'il permet à plusieurs techniques basées sur la propagation des ondes sismiques de caractériser le profil de sol investigué en ayant recours à moins d'hypothèses lors de l'inversion que les méthodes de résistivités électriques. Les méthodes sismiques reposent généralement sur la détermination du temps d'arrivée des ondes élastiques voyageant à travers le sol. Le temps d'arrivée de ces ondes, émises depuis une source située à un endroit précis, est mesuré à l'aide de plusieurs capteurs (géophones ou accéléromètres) placés le long du profil qui doit être caractérisé.

Bien que les méthodes sismiques (particulièrement celles utilisant les ondes de compression) ont été utilisées avec succès pour diverses applications tel que la détermination de la profondeur du roc, la localisation de fissures dans le roc et l'identification et la localisation de minerais et de pétrole sous la surface du sol, l'utilisation de ce type de méthodes sismiques sur un site où la présence de bruit est importante (comme sur les routes) n'est pas recommandable puisque la présence du bruit est susceptible de nuire à l'interprétation des signaux (Hack, 2000; Krawczyk, 2012). En ce qui a trait à la détection de cavités ou d'anomalies dans le sol, l'utilisation des méthodes sismiques a depuis longtemps été étudiée (Butler, 1980). Cependant, ce n'est que depuis un peu plus de 10 ans que ce type de méthodes a permis d'en arriver à des résultats intéressants (Park et coll. 1998; Karray, 1999 Gelis, 2005; Karray et Lefebvre, 2008, Grandjean et Leparoux, 2004; Nasser-Moghaddam, 2006; Xia et coll., 2007; Luke et Calderon, 2008; Chai et coll., 2012; Chai et coll., 2013; Schwenk et coll., 2016).

Pour les méthodes sismiques, la détection d'une anomalie sous la surface du sol repose sur l'hypothèse qu'il y existe un contraste d'impédance entre le sol entourant l'anomalie et l'anomalie elle-même. De nombreuses techniques basées sur la vitesse et l'énergie de propagation des ondes sismiques élastiques (ondes de surfaces et de volumes) ont donc été élaborées à partir de cette hypothèse (Gucunski et coll., 1996; Grandjean et Leparoux, 2004; Nasseri-Moghaddam, 2006; Xia et coll., 2007). L'efficacité et la robustesse de ces techniques pour la détection de divers types d'anomalies dans le sol restent toutefois à démontrer. Ce type de technique n'a apparemment, selon la revue de littérature effectuée, jamais été utilisé pour l'inspection de la condition de la surface d'une structure souterraine. L'étude de la propagation des ondes élastiques pour la caractérisation ou la détection d'anomalies situées à la surface du toit d'une structure souterraine sera examinée en détail dans la suite de ce chapitre.

## **2.1 Mécanique des milieux continus**

En mécanique des milieux continus, l'hypothèse voulant que des milliers de particules puissent être représentées par un seul médium est justifiée par la petite dimension des particules relativement à la longueur d'onde des vibrations utilisées pour sonder le milieu. Un milieu continu peut par définition être représenté par un volume élémentaire représentatif qui est suffisamment grand pour lisser les discontinuités de la matière mais qui est également suffisamment petit par rapport au volume total de la matière considérée dans le cadre des objectifs de la modélisation souhaitée pour que les outils mathématiques de continuité et de différentiation puissent être utilisés. Les propriétés du milieu continu reflètent donc de façon adéquate les propriétés de l'ensemble des particules dont il est composé (Slawinski, 2010). La mécanique d'un milieu continu est intimement liée au concept des déformations encourues par ce milieu suite à l'application de forces qui sont représentées sous forme de contraintes. Lorsqu'un milieu continu est considéré comme ayant un comportement élastique, les déformations encourues par ce dernier suite à l'imposition de diverses contraintes peuvent être décrites par des relations linéaires (Slawinski, 2010). Ainsi, suite à l'application d'une nouvelle force sur un milieu élastique continu, ce dernier se déforme en emmagasinant de l'énergie potentielle qui lui permet de retourner à son état initial lorsque la force retourne à zéro. Dans le cadre de cette étude, nous nous intéresserons d'avantages aux déformations élastiques pouvant se produire dans un milieu continu. Les sections suivantes présenteront donc un résumé des relations et équations permettant de décrire un milieu continu soumis à de telles

déformations/contraintes. Pour plus d'information, le lecteur peut se référer à de nombreux ouvrages (Aki et Richard, 2002; Shearer, 2009; Slawinski, 2010)

### 2.1.2 Mécanique des milieux continus infinis

L'équation de mouvement peut être écrite de la manière suivante :

$$\sum_{j=1}^3 \frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_j} + f_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad \dots i, j \in \{1, 2, 3\} \quad (2.1)$$

L'équation 2.1 forme en réalité un système de trois équations pouvant être appelé l'équation du mouvement de Cauchy et, en l'absence de forces de volumes ( $f_i$ ), se nomme aussi équation du mouvement homogène (*homogeneous equation of motion*). L'équation 2.1 peut être simplifiée en utilisant des relations empiriques permettant de lier les contraintes aux déformations subies par le milieu. Ces relations empiriques, qui ne découlent d'aucun principe fondamental de physique sont exprimées sous la forme d'équations constitutives permettant de décrire la nature des milieux continus élastiques (Malven, 1969; Shearer, 2009, Slawinski, 2010). Les travaux de Hooke dans les années 1600 sont les premiers et les plus connus portant sur la théorie de l'élasticité (Love, 1892/1944). Selon la loi de Hooke, pour chaque point contenu dans un milieu continu élastique, chacune des composantes du tenseur des contraintes est linéairement proportionnelle aux composantes du tenseur des déformations :

$$\sigma_{ij} = \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 c_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad i, j \in \{1, 2, 3\} \quad (2.2)$$

Où les coefficients  $c_{ijkl}$  sont les composants du tenseur élastique qui sont, tout comme le tenseur des contraintes exprimées en  $N/m^2$ . L'approche utilisée pour décrire le lien entre les contraintes et les déformations dans l'équation 2.2 est celle de Cauchy. Une autre approche qui peut être utilisée est celle de Green (Slawinski, 2010). Pour plus de détails concernant les similitudes et les différences entre l'approche de Cauchy et l'approche de Green, le lecteur est référé aux travaux de Graff (1975). Le tenseur élastique est un tenseur de quatrième degré comprenant donc 81 ( $3^4$ ) termes. Cependant, étant donné la symétrie des tenseurs des contraintes et des déformations, et suite à des considérations thermodynamiques, le tenseur élastique ne contient que 21 composantes ( $c_{ijkl}$ ) indépendantes (Shearer, 2009). Aussi, en supposant

l'isotropie du milieu continu comme il est souvent fait en sismologie (Aki et Richard, 2002), le nombre de composantes indépendantes se réduit à deux si bien que l'équation 2.2 devient :

$$\sigma_{ij} = \lambda \delta_{ij} \sum_{k=1}^3 \varepsilon_{kk} + 2\mu \varepsilon_{kl} = \lambda \delta_{ij} \sum_{k=1}^3 \frac{\partial u_k}{\partial x_k} + 2\mu \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad i, j \in \{1, 2, 3\} \quad (2.3)$$

où les paramètres  $\lambda$  et  $\mu$  sont les paramètres de Lamé, où  $\delta_{ij}=1$  pour  $i=j$  et où  $\delta_{ij}=0$  pour  $i \neq j$ . En combinant les équations 2.1 et 2.3 et en utilisant les conditions suivantes : le milieu continu est parfaitement isotrope et linéaire ; il n'existe pas de gradient des paramètres de Lamé dans le milieu continu  $\nabla \lambda = \nabla \mu = 0$  ; les forces externes sont négligeables  $f_i \approx 0$ , il est possible de reformuler l'équation du mouvement sous la forme suivante :

$$\rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}_i}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \nabla (\nabla \cdot \mathbf{u}) - \mu \nabla \times (\nabla \times \mathbf{u}) \quad (2.4)$$

Même dans un milieu très simple tel qu'un milieu continu homogène et isotrope, l'équation 2.4 implique que la résolution d'équations différentielles complexes est nécessaire afin de décrire la propagation des ondes. Il est cependant possible de simplifier le problème en introduisant le concept d'ondes planes. Une onde est dite plane lorsque toutes les composantes du vecteur de déplacement  $\mathbf{u}(\mathbf{x}) = (u_x, u_y, u_z)$  ne varient qu'en fonction d'une seule direction  $\mathbf{u}(\mathbf{x}) = [u_x(x, t), u_y(x, t), u_z(x, t)]$ . En autres termes, pour une onde se propageant le long de l'axe  $y$ , les composantes  $\partial \mathbf{u}(\mathbf{x}) / \partial x = \partial \mathbf{u}(\mathbf{x}) / \partial z = 0$  tandis que seules les composantes  $\partial \mathbf{u}(\mathbf{x}) / \partial y \neq 0$  sont non nulles. Le phénomène d'onde plane se produit donc naturellement lorsque les ondes se retrouvent suffisamment 'loin' de la source. Lorsque la ou les sources sont 'proches', il est aussi possible de résoudre le problème, mais en admettant que le champ d'ondes consiste en une superposition d'ondes planes. Cette approche n'est cependant pas valide pour les milieux anisotropes (Slawinski, 2010).

Finalement, les ondes de volumes, qui peuvent être des ondes de compression ou de cisaillement, sont les seules ondes pouvant se propager dans un milieu continu infini (Aki et Richard, 2002).

### 2.1.3 Équation du mouvement dans un milieu fini

Dans la section 2.1, la propagation des ondes n'a été abordée que pour un milieu relativement simple ne comprenant pas de frontière. Une complication additionnelle se produit cependant lorsqu'un milieu fini est considéré. Dans un tel contexte, un autre type d'onde, les ondes de surface, ondes de Rayleigh et onde de Love, se forment à l'interface entre le milieu et le vide. Les ondes de Rayleigh sont une combinaison d'onde de compression ( $P$ ) et d'onde de cisaillement polarisée verticalement ( $SV$ ). L'équation de propagation de l'onde de Rayleigh peut être formulée en utilisant la décomposition de Helmholtz et en utilisant une solution de type exponentielle (Lay et Wallace, 1995). Les ondes de Love se produisent lorsqu'il existe une augmentation générale de la vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur (Bolt, 1976). Ces ondes se propagent par des réflexions multiples d'ondes de cisaillement polarisées horizontalement provoquant un mouvement transversal et horizontal (Fowler, 1990).

Dans le cadre de ce projet de recherche, les ondes de Rayleigh sont très importantes, principalement pour deux raisons. Premièrement, à la suite d'un impact généré à la surface du sol, près de 70% de l'énergie générée par cet impact se propage sous forme d'ondes de Rayleigh qui sont aussi celles s'atténuant le plus lentement (Lamb 1904; Kovach et coll. 1963; Graff, 1975). Deuxièmement, la nature dispersive (dans un milieu non homogène) de ces ondes fait en sorte qu'il est possible d'établir un lien entre leur vitesse à différentes fréquences et les propriétés du sol à différentes profondeurs (Aki et Richard, 2002).

#### **2.1.3.1 Milieu verticalement hétérogène**

Dans la réalité, un dépôt de sol n'est évidemment pas composé que d'un seul matériau homogène ayant les mêmes propriétés. Afin de représenter de manière plus réaliste ce type de milieu, il est possible d'émettre l'hypothèse qu'il existe un gradient des propriétés de ce milieu dans une seule direction. Lors de leur propagation dans ce type de milieu (un milieu dispersif), les ondes élastiques peuvent être définies selon deux vitesses différentes : la vitesse de phase ( $V_{ph}$ ) et la vitesse de groupe ( $V_g$ ). La vitesse de groupe peut également être appelée vitesse de propagation de l'énergie, et ce concept est essentiel lors de l'analyse de plusieurs types de phénomènes (Tolstoy, 1973). Les concepts de  $V_g$  et  $V_{ph}$  seront abordés avec plus de détails et à l'aide d'exemples permettant de les relier aux distributions temps-fréquences dans la section 2.4.3.



Afin de calculer les courbes de dispersion en  $V_{ph}$  et  $V_g$ , dans un milieu verticalement hétérogène, deux approches similaires peuvent être employées. Dans la première approche, il est supposé qu'il existe une variation arbitraire des paramètres de Lamé et de la densité en fonction seulement de la profondeur. Pour la deuxième approche, il s'agit plutôt de remplacer le sol par une série de couches différentes, mais dont chaque couche est homogène et isotrope. Chacune de ces couches est considérée comme soudée aux couches avec laquelle elle entre en contact. Bien que différentes sur plusieurs aspects, ces deux approches sont néanmoins similaires puisque dans les deux cas il est admis que: 1) Les ondes sont loin de la source (ondes planes) ou peuvent être considérées comme une superposition d'ondes planes; 2) Les propriétés des couches de sols ne varient qu'en fonction de la profondeur; 3) La traction à la surface ( $z=0$ ) du milieu continu est nulle ( $\sigma_{zz} = \sigma_{xz} = 0|_{z=0}$ ); 4) À l'autre frontière ( $Z = \infty$ ) l'amplitude des ondes est nulle puisque leur énergie est nulle; 5) les ondes se propagent en respectant l'équation du mouvement (Aki et Richard, 2002).

Dans le cadre de ce projet de recherche, le milieu considéré est composé de trois matériaux homogènes (revêtement, sol, béton) qui sont disposés par couche le rendant ainsi plus similaire à ce qui est supposé par la deuxième approche. Ces facteurs font donc en sorte que la deuxième approche semble plus appropriée pour notre étude. Parmi les méthodes utilisant une succession de couches dont la succession ne se produit que le long d'un seul axe, les méthodes faisant appel à la matrice de propagation telle qu'originellement formulée par Thomson (1950) et corrigée par Haskell (1953), sont sans doute parmi les plus populaires et furent introduites en sismologie par Gilbert et Backus (1966). D'autres méthodes que celles basées sur la matrice de propagation existent également. Parmi ces méthodes, il existe notamment la méthode *dynamic stiffness matrix* proposée par Kausel et Roesset (1981) ainsi que la méthode *reflection and transmission coefficients* proposée par Kennett (1974). Notons cependant que parmi ces méthodes, seulement celle proposée par Kennett utilise une approche différente de celle utilisée par Thomson et Haskell. Dans le cadre de ce projet de recherche, la méthode de la matrice de propagation telle que formulée par Schwab et Knopoff (1972) est utilisée afin de montrer comment les vitesses de groupe et de phase des ondes de Rayleigh sont affectées par la présence d'une structure en béton située près de la surface du sol (Tremblay et coll, 2017).

### 2.1.3.2 Vitesses des ondes dans un milieu dispersif

Lors de leur propagation dans un milieu dispersif tel que ceux illustrés dans la section précédente, les ondes élastiques peuvent être définies en termes de deux vitesses différentes : la vitesse de phase ( $V_{ph}$ ) et la vitesse de groupe ( $V_g$ ).

Afin d'illustrer les différences qui existent entre ces deux valeurs (qui sont très importantes dans cette étude), un exemple simple d'un signal composé de deux fréquences différentes est présenté ici :

$$u(x, t) = \cos(\omega_1 t - k_1 x) + \cos(\omega_2 t - k_2 x)$$

où

$$k = \text{le nombre d'onde} = 1/\lambda \quad (\lambda \text{ est la longueur d'onde}),$$
$$\omega = \text{la fréquence angulaire} = 2\pi f$$
(2.5)

et en considérant que :

$$\omega_1 = \omega_0 + \partial\omega \quad \text{et} \quad k_1 = k_0 + \partial k$$
$$\omega_2 = \omega_0 - \partial\omega \quad \text{et} \quad k_2 = k_0 - \partial k$$

L'équation 2.5 devient alors (à l'aide d'identités trigonométriques) :

$$u(x, t) = 2 \cos(\omega_0 t - k_0 x) \cos(\partial\omega t - \partial k x)$$
(2.6)

L'équation 2.6 permet de montrer que  $V_{g0} = \partial\omega/\partial k$  et que  $V_{ph0} = \omega_0/k_0$ . L'équation 2.6 suggère que le signal est formé d'une composante de fréquence  $\omega_0$  se propageant avec une vitesse de phase  $V_{ph0} = \omega_0/k_0$  et modulée en amplitude par la composante  $\partial\omega$  se propageant à une vitesse de groupe de  $V_{g0} = \partial\omega/\partial k$ . Cependant, l'équation 2.5 indique plutôt qu'il existe deux composantes fréquentielles ( $\omega_1$  et  $\omega_2$ ) se propageant selon deux vitesses de phase

( $V_{ph1} = \omega_1/k_1$  et  $V_{ph2} = \omega_2/k_2$ ). Bien que les équations 2.5 et 2.6 soient mathématiquement valides, physiquement, il est cependant possible qu'une seule de ces représentations existe. Pour plus de détails à propos de la signification physique et mathématique de la vitesse de groupe et de la vitesse de phase, le lecteur est référé aux chapitres 1 et 2 de Tolstoy (1973) ainsi qu'à Gabriel et Flandrin (2006) et Wu et coll. (2011) pour une explication basée sur des méthodes de traitement des signaux.

Avant de conclure cette section, afin d'illustrer davantage l'importance du concept de vitesse de groupe et de vitesse de phase dans le cadre de ce projet de recherche, considérons des courbes de dispersion typiques du premier mode de propagation des ondes de Rayleigh dans un sol normalement dispersif se trouvant au-dessus d'une couche rigide comme le roc ou une structure de béton (Tremblay et coll. 2016). Pour des ondes planes, les courbes de dispersion seront de la forme présentée à la Figure 2.6a.

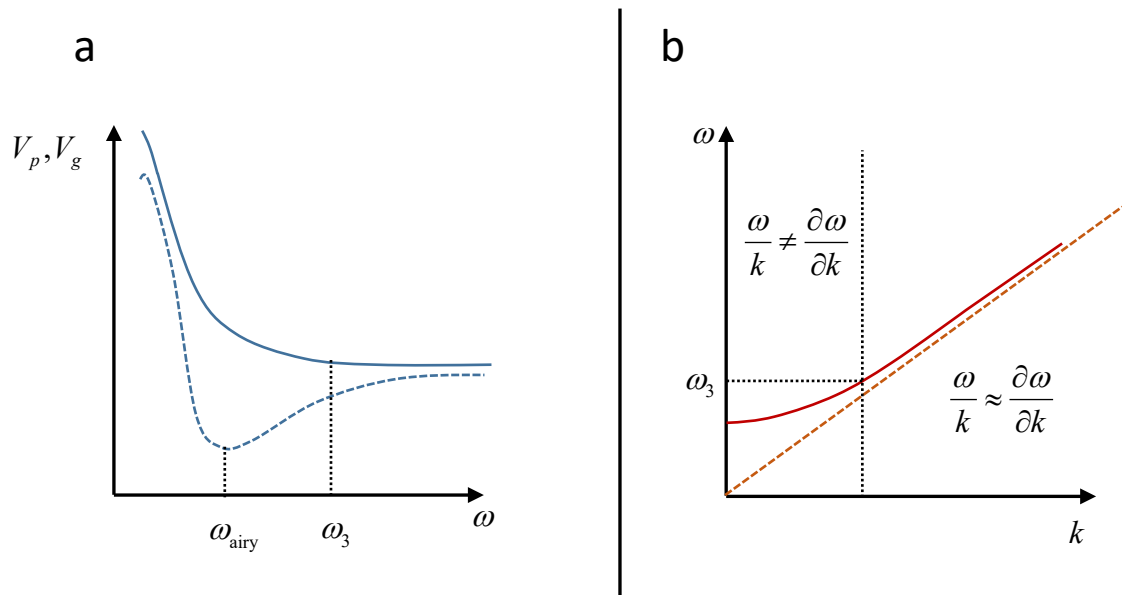


Figure 2.6 a : Variation de  $V_{ph}$  (ligne pleine) et  $V_g$  (ligne pointillée) en fonction de la fréquence angulaire. b : Variation de la fréquence angulaire en fonction du nombre d'onde. La ligne pointillée partant de l'origine indique  $\omega/k$ . Avant  $\omega_3$ ,  $V_p (= \omega/k)$  et  $V_g (= \partial \omega / \partial k)$  sont différentes, mais après  $\omega_3$ ,  $V_p$  et  $V_g$  tendent vers la même valeur.

D'après Ewing et coll. (1957) et Aki et Richard (2002), théoriquement, la fréquence où se produit la vitesse de groupe minimum ( $\omega_{airy}$  phase d'Airy) correspond à l'endroit où de multiples ondes arrivent en même temps à la surface du sol, et c'est aussi autour de cette fréquence qu'il y aura le maximum d'énergie (figure 2.6a). La figure 2.6b représente quant à elle la même relation que la figure 2.6a, mais sous une forme différente permettant d'illustrer pourquoi, après  $\omega_3$ , la vitesse de groupe atteint presque la même valeur que la vitesse de phase ( $\omega/k \approx \partial \omega / \partial k$ ).

### 2.1.3.3 Solution de l'équation du mouvement en présence de la source

Jusqu'à maintenant, il a été admis que les ondes élastiques étaient des ondes harmoniques planes se propageant selon des conditions bien spécifiques qui correspondent aux ondes de surface non contraintes (Ewing et coll. 1957). Bien que cette approche permette d'illustrer de nombreux concepts fondamentaux, il n'en demeure pas moins qu'elle ne nous permet pas de tenir compte de nombreux facteurs. Par exemple, selon les conditions appropriées, les ondes élastiques peuvent être générées par une source ponctuelle placée à la surface du milieu. Dans de telles conditions, la résolution de l'équation du mouvement devient plus complexe puisque de nouveaux termes s'y ajoutent, notamment ceux reliés aux caractéristiques de la source faisant en sorte que  $f_i \neq 0$  dans l'équation 2.1. Il existe de nombreuses méthodes permettant de résoudre l'équation 2.1 et ces méthodes ont fait l'objet de nombreuses recherches (Foti et coll. 2014). Parmi ces méthodes, notons la formulation obtenue au cours des travaux d'Horace Lamb qui ont notamment permis de montrer que les ondes de Rayleigh émises depuis une source ponctuelle à la surface d'un milieu isotrope et homogène se propagent de façon cylindrique, causant une atténuation géométrique de l'ordre de  $1/r^{0.5}$ , tandis que les ondes de compression et de cisaillements se propagent de manière sphérique, causant une atténuation géométrique de l'ordre de  $1/r^2$ . Cela explique pourquoi, théoriquement, dans un milieu homogène et isotrope, les ondes de Rayleigh peuvent être mesurées à de plus grandes distances de la source que les ondes de compression et de cisaillement. Dans un milieu plus complexe composé par exemple de multiples couches ayant des propriétés différentes, cette relation n'est toutefois plus strictement valide et dépend plutôt des propriétés du milieu (Aki et Richard, 2002). L'équation 2.1 peut aussi être résolue pour des milieux plus complexes en utilisant le principe de superposition et en reformulant le problème à l'aide du concept de la fonction de Green (Tolstoy, 1973; Kausel et Roesset, 1981; Kausel et Peek, 1982). Ces méthodes peuvent être utilisées aussi bien pour un milieu homogène ne comprenant qu'une couche de sol que pour un milieu plus réaliste composé de multiples couches de sol.

Bien que la théorie présentée jusqu'ici permette de résoudre l'équation du mouvement pour des milieux et des conditions se rapprochant de plus en plus de ceux rencontrés dans la réalité, certains éléments fondamentaux restent encore à être introduit dans l'équation du mouvement. Parmi ces éléments ceux étant les plus importants sont : la diffusion (*scattering*) des ondes dans un milieu ayant une géométrie complexe et l'amortissement. Premièrement, en ce qui a trait à

la diffusion, considérons par exemple ce qui se produit lorsque des ondes élastiques se propageant dans un milieu relativement homogène rencontre une imperfection ou, lorsque des ondes élastiques se propagent le long d'une couche dont la surface n'est pas lisse (Aki, 1988; Beskos, 1987, 1997; Yu et Dravinski, 2009). Il faut cependant noter que le concept de surface non lisse est relatif et dépend également de la longueur d'onde des ondes élastiques. Les travaux de Yu et Dravinski (2009) ont notamment permis de démontrer que les propriétés des ondes dispersées générées lorsqu'une onde plane (onde P, S et Rayleigh) se propageant dans un milieu homogène rencontrent une imperfection, varient selon la régularité de la surface de l'imperfection. Dans le cadre de notre étude, ce cas s'apparente aux ondes se propageant à la surface du toit de la dalle de béton. Toutefois, l'énergie dispersée peut souvent s'avérer trop faible pour être efficacement enregistrée à la surface du sol. Deuxièmement, l'atténuation géométrique n'est pas le seul phénomène causant la perte d'énergie des ondes élastiques. En effet, d'autres phénomènes, qui seront ici nommés amortissement, contribuent à la perte d'énergie d'une onde se propageant dans un milieu réel. Bien que faible, l'amortissement se manifeste souvent en causant un retard dans la propagation d'une partie des ondes ce qui peut entraîner une perte d'énergie due à l'interférence entre deux ondes n'étant plus en phase (Tolstoy, 1973). L'introduction de ces éléments dans l'équation de mouvement fait cependant en sorte que les solutions analytiques ou semi-analytiques ne permettent pas de résoudre l'équation efficacement. C'est pourquoi, dans le cadre de ce projet de recherche, les solutions numériques seront préférées aux solutions analytiques.

#### 2.1.4 Solutions numériques

Lorsque les ondes sismiques élastiques (ou non élastique) se propagent dans un milieu complexe tel que ceux considérés dans cette étude, les solutions analytiques ou semi-analytiques ne permettent pas de résoudre efficacement l'équation du mouvement et il devient alors préférable de se tourner vers des solutions numériques (Fitchner, 2011). Bien que ces méthodes soient souvent bien différentes d'un point de vue technique, elles ont toutes au moins un point en commun : celui de diviser le milieu continu en un certain nombre d'éléments. Cela implique donc que les mouvements  $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$  de l'équation 2.1 seront dorénavant estimés grâce à un nombre restreint de coefficients  $u_1(t), \dots, u_n(t)$  qui peuvent être exprimés sous une forme vectorielle  $\bar{\mathbf{u}}(t)$  (figure 2.7).

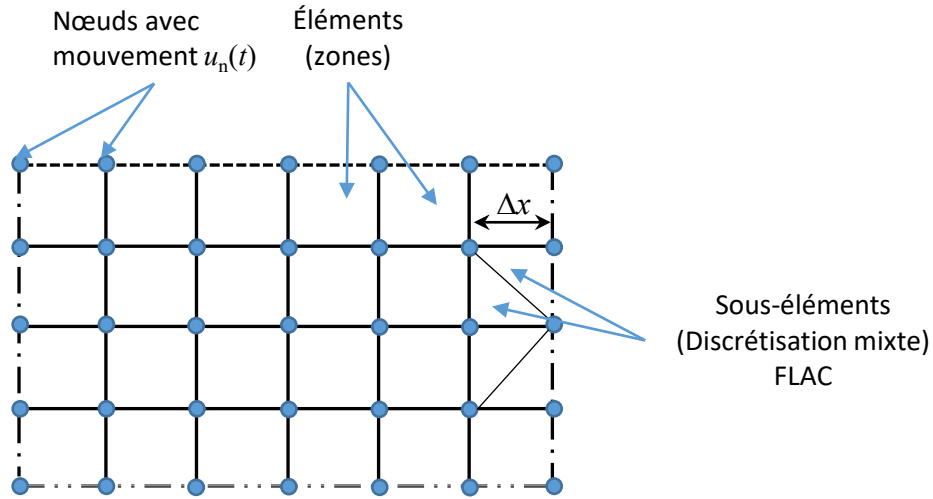


Figure 2.7 Exemple de maillage discret utilisé par FLAC.

À la suite de cette discrétisation, l'équation 2.1 peut être réécrite sous forme canonique à l'aide des matrices de masses et de rigidités. Avec l'arrivée de nouveaux ordinateurs plus puissants, les méthodes numériques n'ont cessé d'augmenter en popularité depuis leur introduction en géophysique dans les années 1970 (Alterman et Karal, 1968; Boore, 1970; Boore, 1972; Lysmer et Drake, 1972). Parmi les différentes méthodes numériques disponibles, les méthodes utilisant la modélisation par différence finie (FDM) sont sans doute les plus utilisées pour simuler la propagation des ondes sismiques élastiques. Cette popularité des FDM est principalement due à leur rapidité de calcul et à leur capacité à modéliser efficacement la propagation des ondes sismiques dans divers milieux (Moczo et coll., 2007; Fitchner, 2011). Dans cette thèse, les logiciels de FDM FLAC et FLAC3D sont utilisés afin de simuler la propagation des ondes élastiques dans différents milieux. La figure 2.8 montre le train d'ondes généré par la présence d'une source d'excitation (terme  $f_i$  dans l'équation 2.1) à la surface d'un modèle numérique modélisé à l'aide de FLAC3D. La formulation utilisée par les logiciels FLAC et FLAC3D consiste à utiliser des opérateurs de différence finie (FD) d'ordres faibles tout en utilisant une discrétisation mixte telle qu'originellement suggérée par Marti et Cundall (1982). Selon cette méthode, chaque élément du maillage est divisé en deux triangles n'étant soumis qu'à des déformations constantes. Le terme *mixte* est utilisé afin de ne désigner que les parties déviatoriques et isotropes des contraintes et des déformations ne sont pas traitées de la même manière à travers les éléments et sous éléments du maillage (figure. 2.7). Cette formulation, malgré qu'elle soit d'ordre faible, a pour avantage de demeurer stable tout en évitant le problème

de surcontrainte pouvant se produire lors d'un écoulement plastique lorsqu'un opérateur de faible ordre est utilisé. Bien que l'utilisation d'un opérateur de FD d'ordre supérieur permette également d'éviter ce problème, la discrétisation mixte utilisée par FLAC a pour avantage de demeurer stable alors qu'une formulation d'ordre supérieur peut mener à des erreurs numériques dans ce type de situations (éléments prenant la forme d'un sablier, *hourglass shape problem*) (Nagtegaal et coll. 1974).

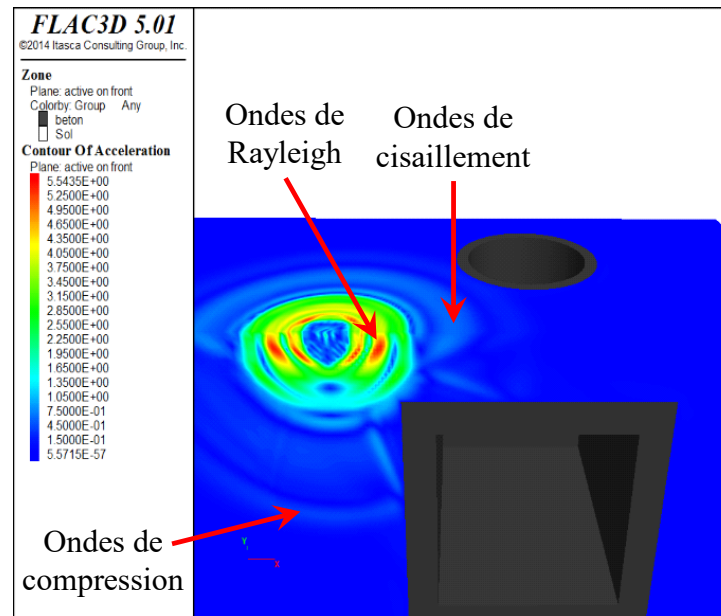


Figure 2.8 Ondes générées par l'impact à la surface d'un modèle numérique en 3D modélisé à l'aide de FLAC3D.

#### 2.1.4.1 Paramètres importants lors de simulations numériques

Lors des simulations numériques, plusieurs éléments doivent être considérés et ajustés afin de rendre les modèles numériques représentatifs des conditions réelles rencontrées in situ. Parmi ces éléments, les plus importants dans le cadre de ce projet de recherche sont les suivants : 1) Frontières entre les matériaux et présence des frontières artificielles ; 2) Discrétisation temporelle et spatiale ; 3) Source sismique et amortissements. Cette section viendra donc brièvement aborder chacun de ces éléments.

##### 1) Frontières entre les matériaux et présence des frontières artificielles

Le changement rapide des propriétés dynamiques dans le modèle peut entraîner certaines complications. Par exemple, dans cette étude, la transition entre les éléments du maillage de

type sol et ceux de type béton peut nécessiter une attention particulière. En effet, l'interaction sol-structure se produisant lors du passage d'une onde sismique peut nécessiter l'utilisation d'interface entre les deux matériaux. Dans le cas des ondes élastiques, il est supposé que les deux couches soient *soudées* et donc que les propriétés des nœuds se trouvant sur ou près de la frontière entre le béton et le sol auront des propriétés différentes de celles du sol et du béton. Ce type d'interface est cependant réaliste lorsque le passage d'ondes sismiques ne cause que de faibles déformations (Fitchner, 2011).

Lors des simulations numériques, la taille des modèles ne peut être infiniment grande si bien qu'il est nécessaire d'introduire des frontières artificielles. Puisque ces frontières sont artificielles, les conditions à ces frontières doivent permettre de simuler le mieux possible les conditions qui seraient retrouvées en réalité. C'est-à-dire, d'altérer le moins possible la propagation des ondes élastiques se propageant dans tout le modèle tout en évitant leur réflexion aux frontières. Ce problème a toutefois déjà fait l'objet de nombreuses recherches et il existe de nombreuses stratégies permettant de limiter l'impact des frontières artificielles. Parmi les plus efficaces et les plus populaires, notons les méthodes visant à considérer que le milieu se trouve en champ libre (*Free Field*), la méthode des frontières absorbantes (Lysmer et Kuhlemeyer, 1969), l'utilisation de fenêtres gaussiennes pour diminuer les mouvements près des frontières (*gaussien taper*) (Cerjan et coll., 1985) ainsi que la méthode PML (*perfectly matched layer*), qui, bien que plus complexe, est aussi la plus efficace (Bérenger, 1994; Kristek et coll., 2009). Dans FLAC et FLAC3D, les conditions de champ libre et de frontières absorbantes sont les deux seules conditions pouvant être automatiquement appliquées aux frontières. Dans le cadre de ce projet de recherche, la stratégie visant à utiliser des frontières absorbantes est adoptée comme le montre la figure 2.9.

## 2) Discrétisation spatiale et temporelle

La méthode numérique utilisée par FLAC et FLAC3D (les différences finies) nécessite la discrétisation temporelle et spatiale du modèle numérique. Afin d'éviter les distorsions numériques, le pas temporel ( $\Delta t$ ) et la taille du maillage ( $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ ) utilisés lors des simulations doivent donc être choisis en fonction des propriétés des matériaux contenus dans le modèle numérique ainsi qu'en fonction de la longueur d'onde et de la vitesse des ondes se propageant dans le modèle.



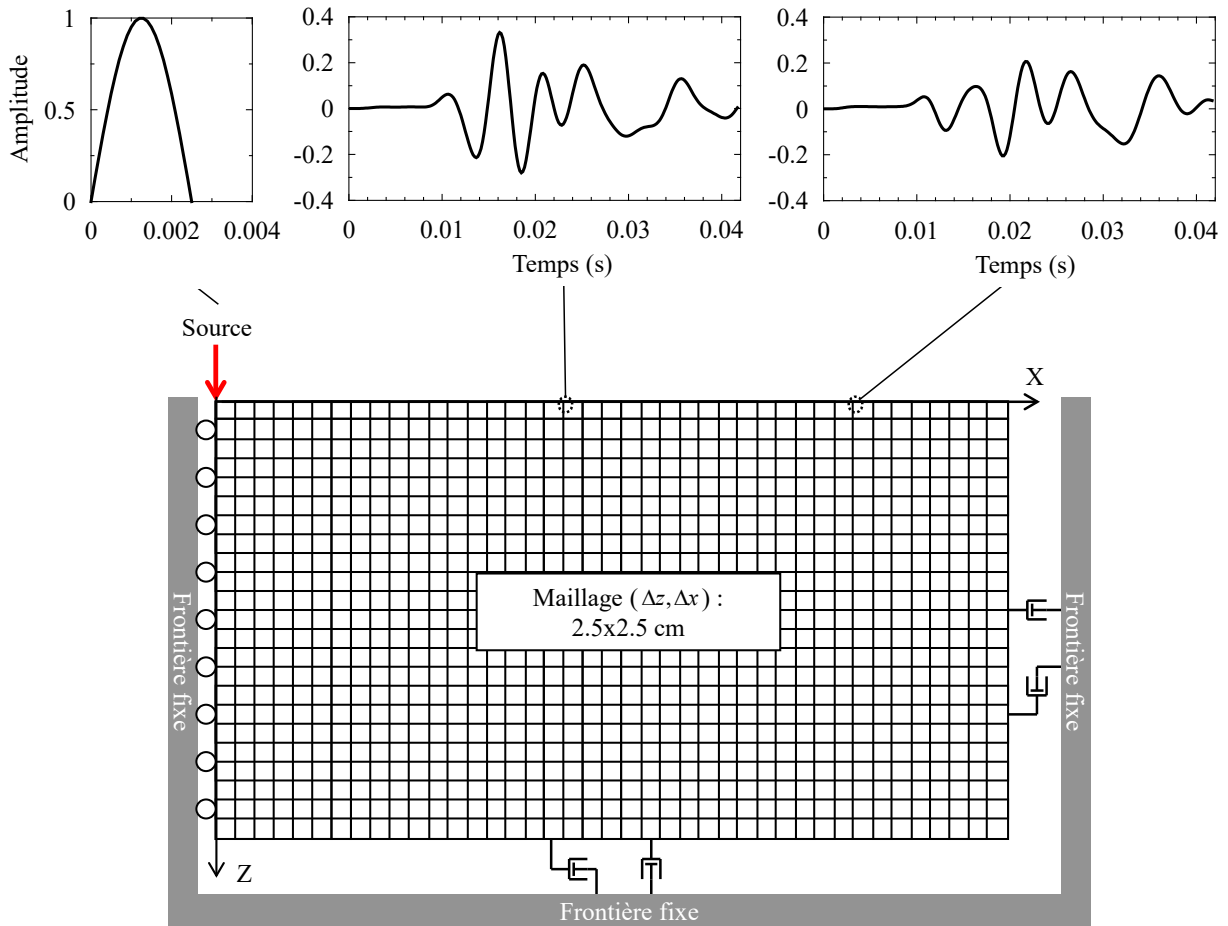


Figure 2.9 Exemple des conditions d'un modèle créé par FLAC.

En ce qui concerne la discrétisation temporelle ( $\Delta t$ ) la condition suivante permet de limiter la dispersion numérique des ondes pouvant être causée par  $\Delta t$  (Courant et coll., 1928; Fitchner, 2011) :

$$\Delta t \leq c \frac{\max h}{\min v} \quad (2.7)$$

où  $h$  est un paramètre relié à la taille du maillage,  $v$  est la vitesse de propagation des ondes et  $c$  est une constante. Les logiciels FLAC et FLAC3D calculent automatiquement le pas temporel maximum pouvant être utilisé lors des simulations. Pour les méthodes de différences finies, la taille du maillage requis dépend également du degré de précision de l'opérateur numérique. Puisque FLAC et FLAC3D utilise un opérateur d'ordre faible, la taille de chacun des éléments du maillage devrait respecter la condition suivante (Kuhlemeyer et Lysmer, 1973):

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (2.8)$$

où  $\Delta l$  est la taille du maillage, et  $\lambda$  la longueur d'onde des ondes se propageant dans le modèle. La taille du maillage utilisé pour les modèles numériques est illustrée à la figure 2.9.

### 3) Source sismique et amortissement

Afin de générer des ondes sismiques élastiques, une sollicitation dynamique (appelée source) similaire à celle produite lors des essais sur le terrain, c'est-à-dire par un coup de marteau sur une plaque d'acier placée à la surface du sol, doit être produite. Pour ce faire, une impulsion est générée le long de l'axe de gauche du modèle (en haut à gauche du modèle de la figure 2.9). Cette impulsion a l'une des formes suivantes :

$$s(t) = A \sin(\omega t - \phi) \text{ pour } t < 1/(2f) \quad (2.9a)$$

Où :  $A$  = amplitude de l'onde

$\omega = 2\pi f$  = fréquence angulaire (rad/s)

$t$  = temps (s)

$f$  = fréquence (Hz)

$\phi$  = phase (rad)

$$s(t) = A e^{-\frac{(t-t_0)^2}{2\sigma^2}} \text{ pour } t \leq t_{\max} \quad (2.9b)$$

Où :  $t_0$  = localisation temporelle du centre de l'impact (s)

$t_{\max}$  = temps de la fin de l'impact (s)

$\sigma$  = Paramètre permettant de régler la taille de l'impact

Cette impulsion, générée au début de chaque simulation, permet de produire des ondes élastiques se propageant à travers le modèle. Un paramètre important à considérer dans cette équation est le temps de l'impact. En effet, un impact de courte durée permet d'exciter le sol sur une bande de fréquences plus large. Pour l'équation 2.9a le temps de l'impulsion est contrôlé par le paramètre  $f$  tandis que pour l'équation 2.9b, le temps de l'impulsion est contrôlé par le paramètre  $\sigma$ . Numériquement, l'utilisation d'une source ayant les caractéristiques de

l'équation 2.9b peut s'avérer préférable par rapport à l'utilisation d'une source ayant les caractéristiques de l'équation 2.9a comme le montre l'annexe C.

Lors de leur propagation dans un sol réel, les ondes élastiques sont soumises à certaines pertes d'énergie engendrées par plusieurs phénomènes (section 2.1.3). Afin de reproduire en partie ces phénomènes, un amortissement de Rayleigh est utilisé lors des simulations numériques. Ce type d'amortissement est composé de deux éléments visqueux proportionnels à la masse et à la rigidité du modèle comme le montre l'équation 2.10.

$$[C] = \xi_{\min} \omega_{\min} [M] + \frac{\xi_{\min}}{\omega_{\min}} [K] \quad (2.10)$$

Où:  $[M]$  = Représente la matrice de masse

$[K]$  = Représente la matrice de rigidité

$\xi_{\min}$  = Le taux d'amortissement minimum à la fréquence  $\omega_{\min}$

$\omega_{\min}$  = Fréquence angulaire (rad/s)

## 2.2 Guide d'ondes

La configuration du milieu souterrain où se trouvent les PA agit comme un guide pour les ondes émises par une source placée à la surface de ce milieu. En effet, la propagation des ondes élastiques à travers un milieu souterrain est fortement affectée par les contrastes d'impédance entre les différents matériaux dont est composé ce milieu (Ewing et coll., 1953; Tolstoy, 1973). Dans le cas des PA, la présence d'un revêtement rigide à la surface du sol ainsi que d'une structure souterraine viendra conditionner la propagation des ondes élastiques. Il sera d'ailleurs montré au chapitre 3 que la dispersion des signaux enregistrés au-dessus de la surface d'une structure souterraine possède les mêmes caractéristiques que les courbes de dispersion des ondes de Rayleigh se propageant dans un milieu élastique surmonté d'un milieu rigide comme le roc. Dans une telle situation, le milieu rigide agit comme un guide d'onde ne permettant pas aux ondes élastiques d'y pénétrer causant ainsi leur réflexion.

En ce qui concerne la présence du revêtement à la surface du sol, on montre que la présence du revêtement affectera le comportement des ondes élastiques de manière différente selon le positionnement de la source (Jones, 1962; Foinquinos et coll., 1995; Ryden et Lowe, 2004;

Karray et Lefebvre, 2009a). En effet, il est nécessaire de différencier les deux configurations suivantes :

Cas 1 : Traditionnellement, la source était placée directement sur le revêtement et l'analyse des signaux était faite à l'aide de la méthode SASW (Nazarian 1984; Aouad 1993; Nazarian et coll., 1999). Cependant, il a été rapidement montré que l'utilisation de la méthode SASW ne permettait pas le calcul de courbes de dispersion du mode fondamental des ondes de Rayleigh, ce qui a pour effet de ne pas permettre la caractérisation du profil souterrain à l'aide de cette méthode. L'hypothèse que la présence du revêtement à la surface du sol cause l'apparition de modes de propagation supérieurs des ondes de Rayleigh fut alors avancée afin d'expliquer la présence des disparités entre les courbes de dispersion calculées et théoriques (Roesset et al., 1990; Aouad, 1993; Foinquinos et coll., 1995). Cependant, l'utilisation de méthode permettant la séparation des différents modes de Rayleigh (MASW, MSOR) n'a pas permis de résoudre ces problèmes puisque la présence du revêtement n'a pas seulement pour effet de causer l'apparition de modes supérieurs d'ondes de Rayleigh (Jones 1962; Ryden et Lowe, 2004; Karray et Lefebvre, 2009a), mais aussi la génération d'ondes guidées. En effet, la présence d'un revêtement à la surface d'un dépôt de sol s'apparente au problème d'une poutre en flexion reposant sur un milieu semi-infini élastique (*bending beam on elastic half-space*). Ce problème a été étudié par de nombreux auteurs à l'aide de méthodes analytiques et semi-analytiques et présente les particularités suivantes (Kausel, 2005) :

- À très basse fréquence, toutes les ondes sont évanescentes, ce qui veut dire qu'aucune énergie ne se propage ni dans la poutre ni dans le milieu semi-infini.
- À basse fréquence au-dessus de la fréquence de coupure de la poutre, des ondes de flexions commencent à se propager dans la poutre tandis que dans le milieu semi-infini, le mouvement est confiné à une faible profondeur sous la poutre et diminue exponentiellement avec la profondeur.
- Lorsque la fréquence augmente, la vitesse des ondes de flexion augmente jusqu'à atteindre ou dépasser la vitesse des ondes de Rayleigh dans le milieu semi-infini entraînant ainsi une fuite d'énergie (*leakage*) des ondes qui arrivent à se propager à travers le milieu semi-infini.

Les figures 2.10a-b-c montrent respectivement les courbes de dispersion, la variation de l'excitabilité (*excitability*) et les fuites (*leakage*) des ondes telles que calculées à l'aide de la méthode de la matrice de propagation formulée par Schwab (1970). Les courbes de la figure 2.10 concordent bien avec les conclusions énumérées plus haut, bien qu'elles ne permettent pas de voir ce qui se produit à très basses fréquences. Cependant, il est possible d'observer qu'à basse fréquence, la vitesse et la fuite (figure 2.10a et c) de la courbe 1 (mode de flexion) sont faibles et augmentent avec la fréquence conformément aux conclusions de Kausel (2005). Pour plus de détails concernant ces courbes, les lecteurs sont référés aux travaux de Schwab (1970), Ryden et Lowe (2004) et Kausel (2005).

Ces résultats ont aussi été observés à l'aide de méthodes numériques et lors d'essais expérimentaux (Ryden et Lowe, 2004; Ryden et coll., 2004; Karray et Lefebvre, 2009a). Bien que ces conclusions s'appliquent lorsque le revêtement se trouve au-dessus d'une couche de sol d'une grande profondeur (couche semi-infini ou *half space*), l'addition d'une structure souterraine rigide entraînera des complications similaires dont l'effet sur les courbes de dispersion dépendra des contrastes d'impédance entre les différents matériaux du modèle ainsi que de la vitesse de propagation des ondes dans le revêtement et la structure souterraine (Jones, 1962; Schwab, 1970; Ryden et Lowe, 2004). Également, la figure 2.11 montre que lorsque la source est placée directement à la surface du revêtement, celui-ci absorbe une partie importante de l'énergie et les mouvements enregistrés à la surface du modèle sont davantage affectés par le revêtement que par la condition du sol ou de la couche de béton.

Cas 2 : Dans le but d'éviter les problèmes rencontrés lorsque la source se trouve directement sur le revêtement (cas 1), Karray et Lefebvre (2009a) proposent de placer la source à l'extérieur de la zone couverte par le revêtement (donc en contact avec le sol) tout en laissant les receveurs sur le revêtement.

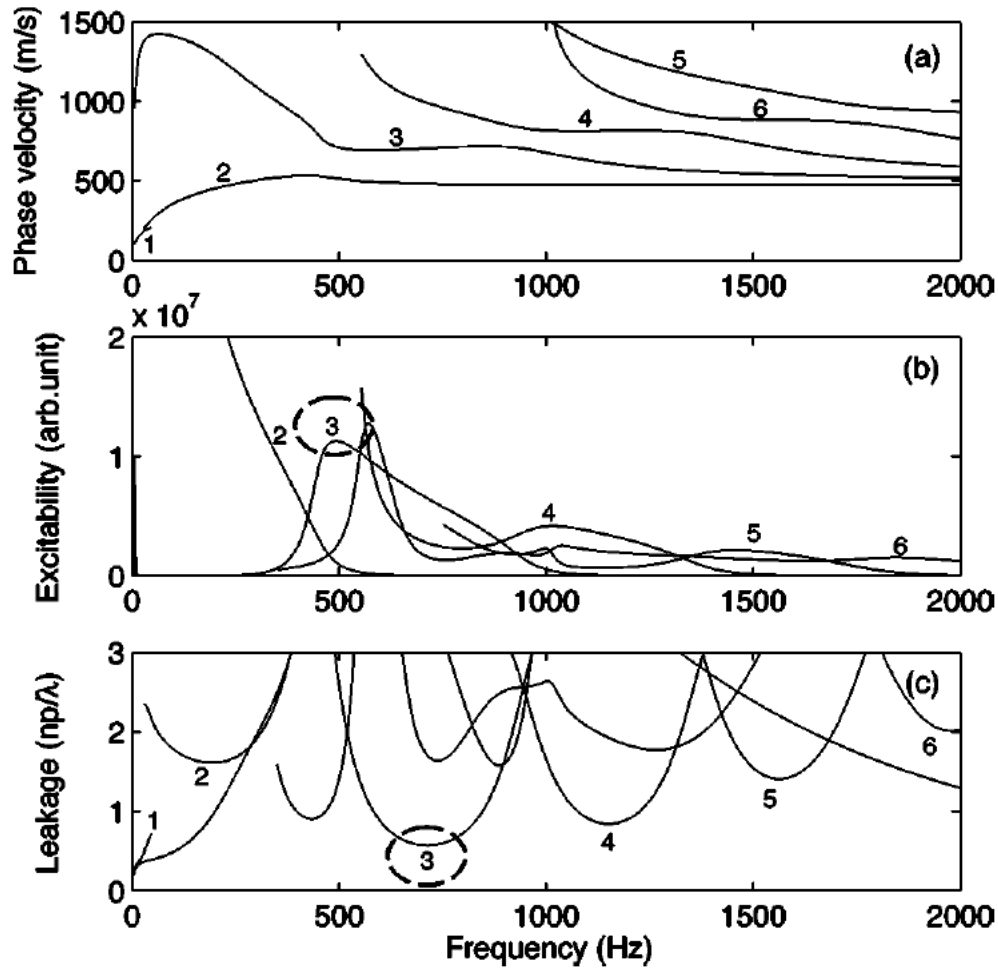


Figure 2.10 (a) Courbes de dispersion (b) excitabilité et (c) fuite théorique des 6 premiers modes de propagation d'ondes dans un modèle où une couche rigide (revêtement) se trouve à la surface d'un milieu semi-infini élastique de plus faible rigidité (sol).  
D'après : Ryden et Lowe (2004)

Ces auteurs ont montré à l'aide de simulations numériques et d'essais expérimentaux que l'utilisation de cette configuration de source et de capteurs permet de limiter les problèmes reliés à la présence du revêtement permettant ainsi la caractérisation du remblai routier à l'aide de la méthode MMASW. Cette configuration a été utilisée avec succès depuis 2002 pour la caractérisation de multiples remblais routiers à travers le Québec (Karray et coll., 2016). Néanmoins, peu-importe la configuration source-capteurs utilisée, la présence et les propriétés du revêtement auront un effet sur la propagation des ondes élastiques.

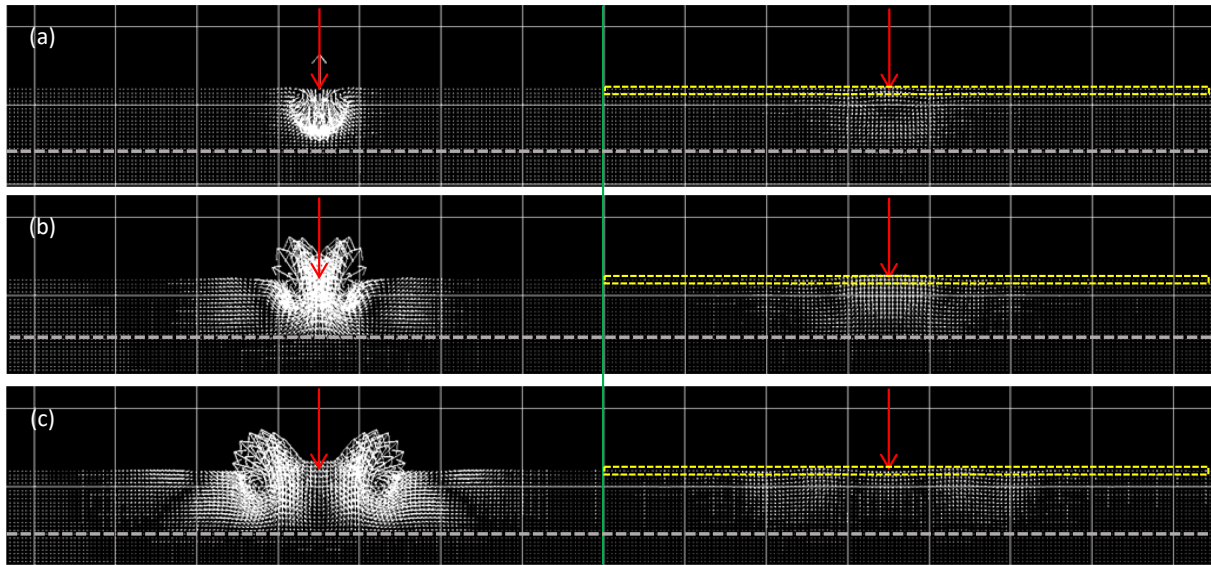


Figure 2.11 Impact du positionnement de la source. Gauche : Champ vectoriel à trois temps différents (a-b-c) lorsque la source (flèche rouge) est directement en contact avec le sol. Droite : Champ vectoriel à trois temps différents (a-b-c) lorsque la source (flèche rouge) est directement en contact le revêtement. La présence du revêtement est illustrée par les lignes pointillées jaunes au-dessus du modèle de droite tandis que la ligne pointillée grise indique la position de la couche de béton.

Puisque les PA se trouvent généralement sous un revêtement pouvant avoir une profondeur et une épaisseur variable, il s'est avéré nécessaire d'examiner plus en détail l'effet qu'a le revêtement sur la propagation des ondes. Ces travaux seront présentés au chapitre 6.

### 2.3 Collecte des signaux sur le terrain

Lors de l'acquisition des signaux sur le terrain, il est important de considérer certains paramètres spécifiques liés au type d'équipement utilisé ainsi qu'à la configuration du site où les essais sont réalisés. Le type d'équipements utilisés pour les essais ainsi que leurs caractéristiques sont présentés dans Tremblay et Karray (2014) et Tremblay et coll. (2017). Comparativement au nombre d'études numériques, relativement peu d'études portant sur l'impact de la présence d'une structure souterraine sur la propagation des ondes sismiques élastiques ont été réalisées sur des sites réels. Il n'existe également aucune étude portant sur la possibilité d'utiliser les ondes de surface afin d'inspecter une structure souterraine recouverte d'une couche de sol et d'un revêtement (Tremblay et coll. 2017). Les études réalisées sur le terrain portent majoritairement sur la possibilité d'utiliser les ondes sismiques élastiques afin d'identifier la

présence de vides (Grandjean et Leparoux, 2004; Nasser-Moghaddam et coll., 2005a,b; Nasser-Moghaddam et coll., 2007; Karray et Lefebvre, 2009) ainsi que sur la possibilité de localiser des objets ayant une rigidité différente de celle du sol (Grandjean et Leparoux, 2004; Strobbia and Foti, 2006; Tallavò et al. 2009; Boiero and Socco, 2010; Orfanos and Apostolopoulos 2012; Sloan et coll., 2015).

### 2.3.1 Caractéristiques des équipements requis pour l'acquisition des ondes élastiques

L'efficacité de l'équipement ainsi que la procédure de collecte des signaux utilisés au cours de cette étude a déjà été testée durant plus de 14 ans sur des centaines de sites au Canada et à travers le monde. Les sections suivantes présenteront donc un résumé du type de capteur ainsi que du système d'acquisition utilisé.

#### Capteurs

Un capteur idéal doit être capable de donner une réponse électrique qui correspond aux caractéristiques de l'onde sismique sans distorsions importantes. Pour les méthodes sismiques, les ondes sont caractérisées par la vitesse ou l'accélération et les types de capteurs utilisés sont donc des transducteurs de vitesse (géophone) ou d'accélération (accéléromètre). Le choix des instruments dépend du type d'application, du degré de précision et de la bande de fréquence recherchée. Dans les applications qui concernent les dépôts de sol naturel et les ouvrages en terre, la fréquence varie généralement de 0 à 300 Hz. Dans le cas des chaussées ou des structures en béton, celle-ci peut dépasser les 5 kHz. La taille du capteur et la facilité de son installation sont aussi des facteurs importants dans le choix du capteur. Les géophones sont généralement utilisés pour les applications sur des terrains naturels ou des ouvrages en terre. Leur poids élevé permet d'avoir un bon contact avec le milieu, en les posant simplement sur la surface du sol. Les géophones commerciaux ont des masses variant entre 0.1 kg et 2 kg et un degré de sensibilité variant entre 0.01 et 10 volts/po/sec. Leur fréquence de résonance se situe entre 1 et 100 Hz et leur bande utile de fréquence varie de 1 à 500 Hz. Dans le cas où les capteurs sont placés directement en contact avec la chaussée (revêtement en asphalte) il est généralement préférable d'utiliser des accéléromètres puisque ces derniers permettent l'enregistrement d'une plus large gamme de fréquences que les géophones. La masse des accéléromètres varie généralement entre 1 à 500 g et leur degré de sensibilité se situe entre 9.4 et 10 mV/g. Leurs fréquences de résonance sont parfois supérieures à 10 kHz et leurs bandes de fréquence varient de 0 à 5000 Hz. Lors des



essais réalisés sur le site de l'IREQ, des accéléromètres de marque PCB (modèle 393C) dont les spécifications sont disponibles à l'annexe A furent utilisés. Les caractéristiques de ces accéléromètres font en sorte qu'il est possible d'enregistrer sans distorsions importantes des signaux contenant des fréquences entre 2 et 300 Hz. La réponse en fréquence des accéléromètres dépend de la façon dont ils sont installés sur la surface vibrante. Généralement, un accéléromètre fixé fermement sur la surface permettra de lire des fréquences plus élevées qu'un capteur n'étant pas fixé. La figure 2.12 présente la variation de la plage d'enregistrement des accéléromètres utilisés lors des essais réalisés à l'IREQ selon divers types de montages.

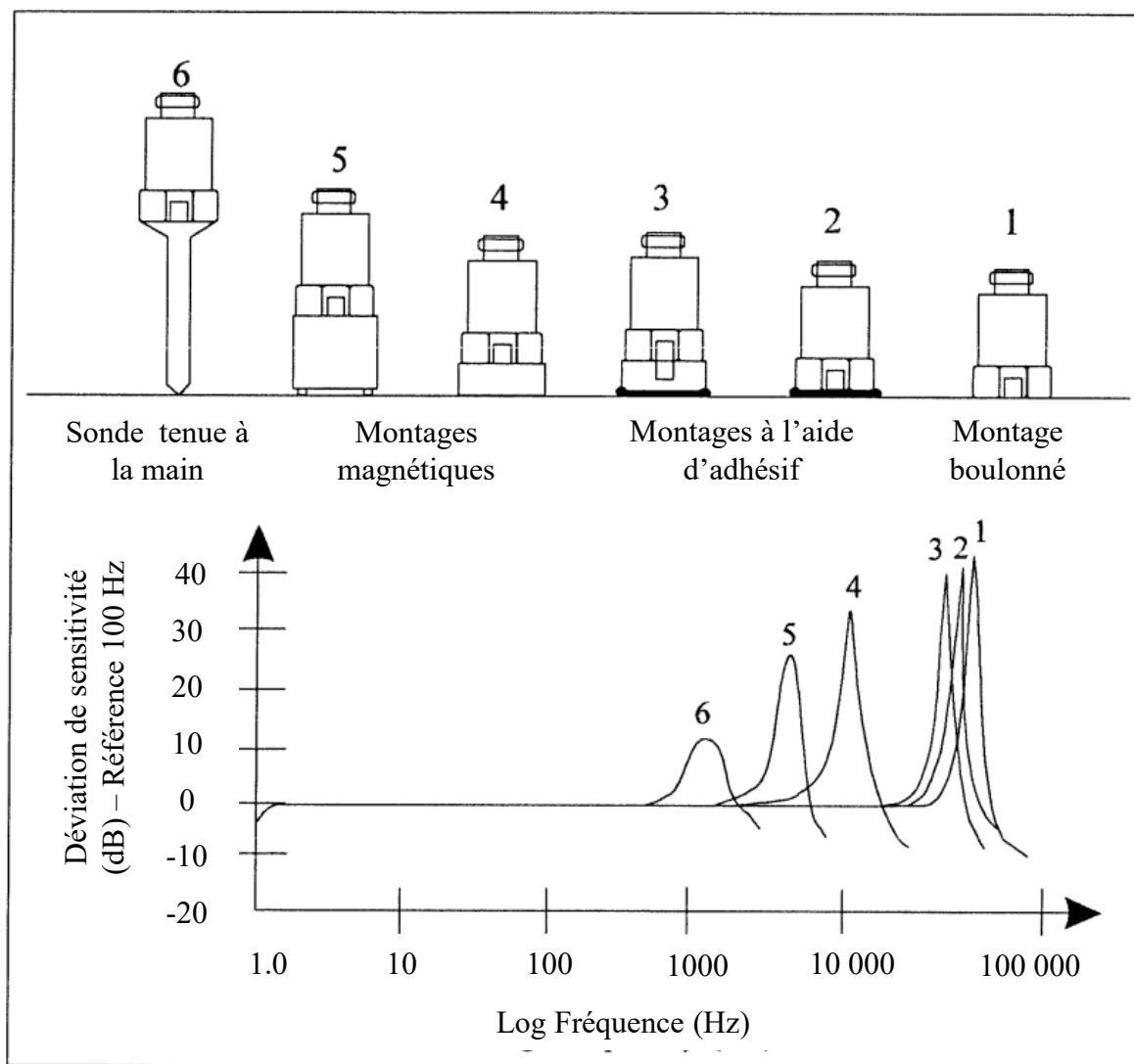


Figure 2.12 Variation de la sensibilité des capteurs en fonction de la méthode de montage.

Comme l'illustre la figure 2.12, dans le 'pire scénario' la fréquence de résonance de l'accéléromètre peut atteindre 1 kHz. Dans de telles conditions, la plage d'opération optimale de l'accéléromètre se situe entre environ 1 et 330 Hz comme le montre la figure 2.13. Cette plage de fréquence est donc adéquate dans le cadre de cette étude puisque les ondes étudiées se trouvent dans cette plage.

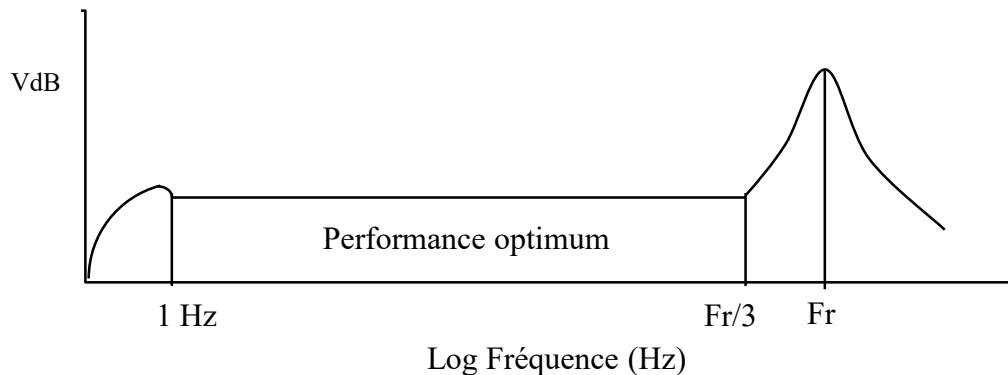


Figure 2.13 Plage théorique de performance optimale d'un accéléromètre.

### Systeme d'acquisition

Il existe aujourd'hui une variété de systèmes d'acquisition pour répondre aux exigences les plus complexes. Lors des essais sur le site de l'IREQ, le système doit permettre de visualiser en temps réel l'énergie et le contenu fréquentiel des signaux enregistrés. Ces mesures peuvent être obtenues en utilisant un conditionneur de signaux de la marque PCB 481A2 avec gain programmable, une carte d'acquisition de la marque *Measurement Computing* (PCI-DAS6402/16) et un ordinateur.

#### 2.3.2 Validation de l'efficacité du type d'impact utilisé

Cette section a pour but de montrer la validité ainsi que la répétitivité du type d'impact utilisé lors de cette étude. Premièrement, la figure 2.14 montre le contenu énergétique (spectre unilatéral), mesuré à une distance de 0.02 m de l'impact, de trois différents impacts réalisés sur une plaque de métal à l'aide du même marteau métallique. La figure 2.14 montre que l'énergie transférée au sol est similaire pour chacun des impacts et qu'il est donc approprié d'utiliser la moyenne de trois signaux lors de l'analyse.

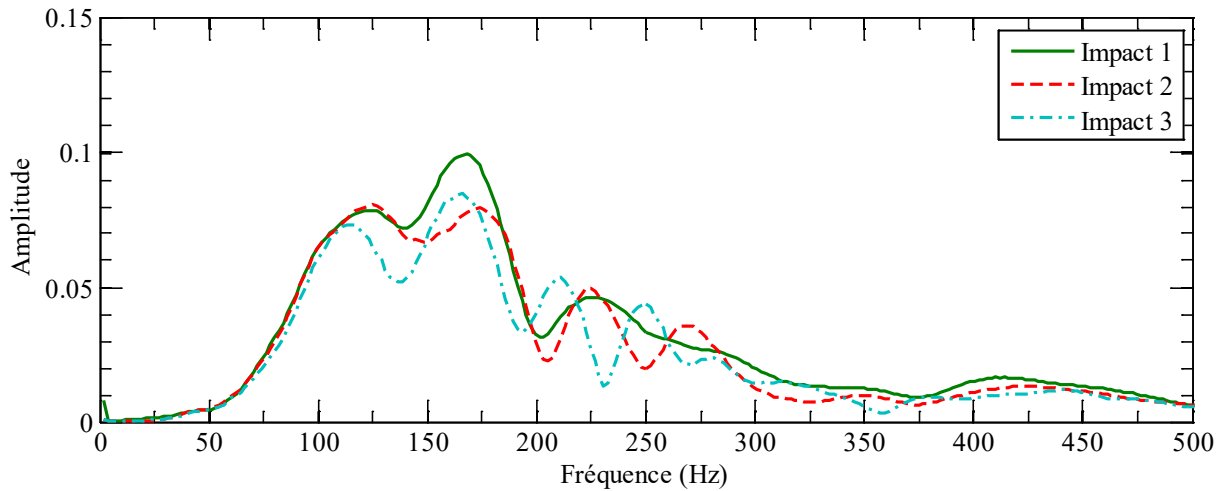


Figure 2.14 Contenu énergétique, mesuré à une distance de 0.02 m, de 3 différents impacts réalisés sur une plaque de métal à l'aide du même marteau métallique.

Deuxièmement, la figure 2.15 montre l'influence que peut avoir le type de marteau utilisé afin de donner un impact sur la plaque de métal. La figure 2.15a montre la moyenne du contenu énergétique de trois signaux enregistrés à une distance de 0.1 m du point d'impact entre une plaque de métal et un marteau métallique ainsi qu'entre la même plaque, mais avec un maillet de plastique. La figure 2.15b suit le même principe que la figure 2.15a, mais pour une source et un capteur placés à un endroit différent sur le site expérimental de l'IREQ. La figure 2.15 démontre que le type de marteau utilisé n'a pas une grande influence sur l'énergie transférée dans le sol tandis que la localisation de la source affecte légèrement l'énergie transférée dans le sol. Ce phénomène est toutefois normal puisque les propriétés dynamiques du profil souterrain se trouvant en dessous de la source et du capteur conditionnent la réponse du sol qui est enregistrée par le capteur. La différence entre les profils de la figure 2.15a et ceux de la figure 2.15b s'explique donc par le fait que le profil souterrain se trouvant en dessous de chacune des sources n'a pas exactement les mêmes propriétés dynamiques.

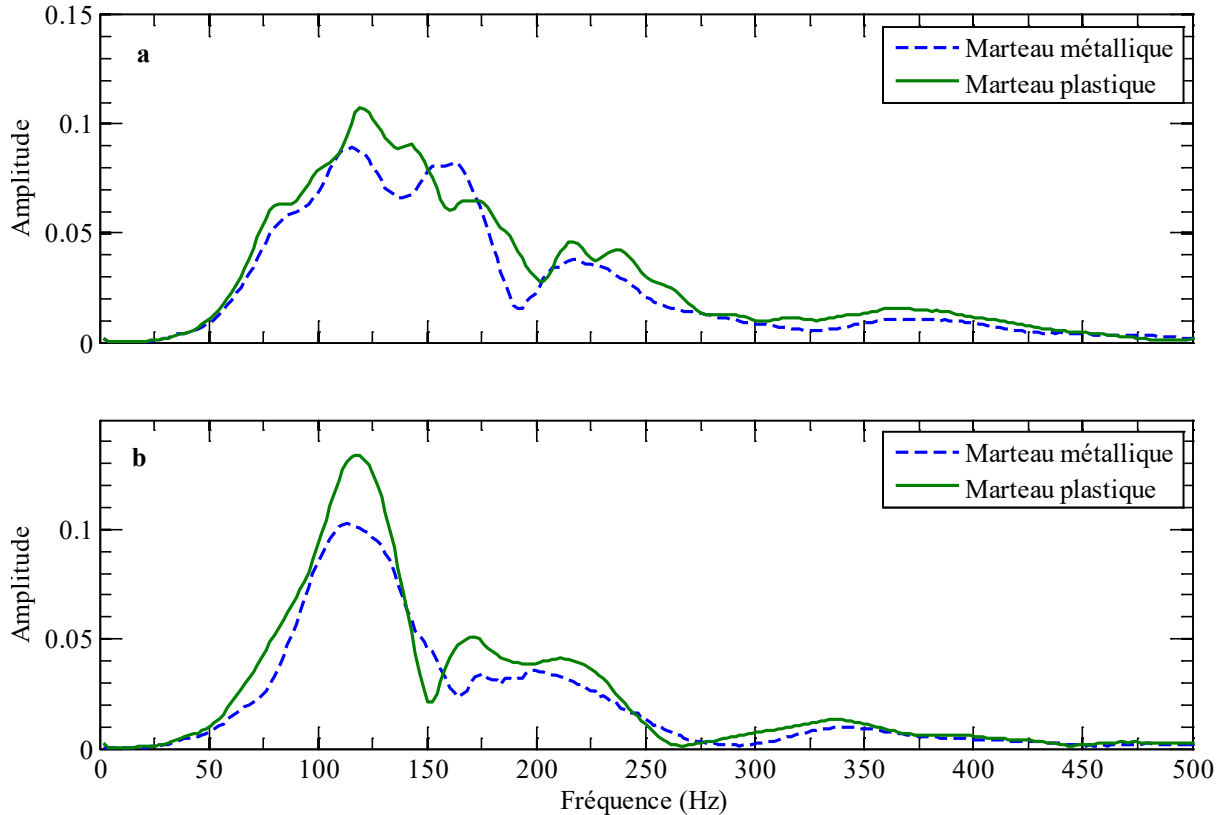


Figure 2.15 a : Contenu énergétique, mesuré à une distance de 0.1 m de l'impact, de la moyenne de 3 différents impacts réalisés à l'aide de 2 marteaux différents. b : Comme la figure 2.15a, mais pour une source située à un emplacement différent.

## 2.4 Traitement de signal

En géophysique et plus particulièrement en génie civil, il est commun d'utiliser une approche multicapteurs (MASW) (ici le terme MASW désigne toute approche multicapteurs et ne désigne pas une méthode en particulier) afin d'enregistrer la variation de la vitesse ou de l'accélération le long de la surface d'un profil donné comme le montre la figure 2.16. L'analyse de ces signaux nécessite l'utilisation d'algorithmes permettant d'en extraire l'information. Il existe aujourd'hui de nombreux algorithmes permettant l'analyse de signaux sismiques dans le domaine temps-fréquence (TF). Ces algorithmes permettent entre autres de différencier et de séparer les différents groupes d'ondes se trouvant dans les signaux enregistrés. Parmi ces méthodes, l'approche utilisée dans la méthode MMASW ainsi que dans la méthode proposée par Kulesh et coll. (2005) consiste à faire glisser une fenêtre à différentes vitesses le long des différents signaux.

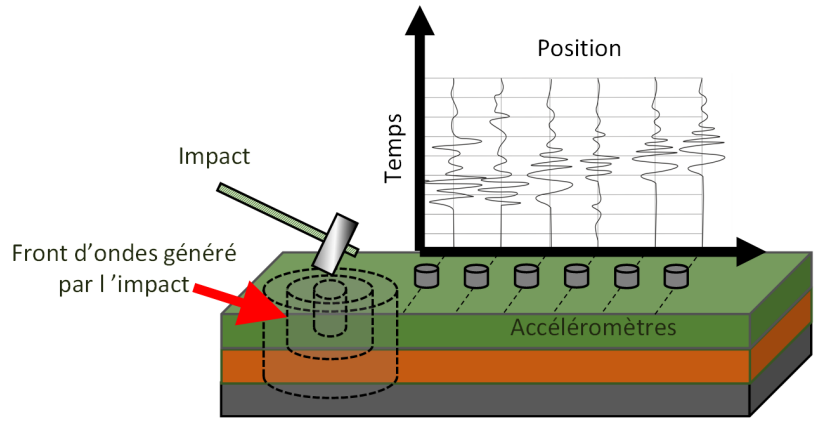


Figure 2.16 Schéma illustrant la configuration utilisée lors des essais MASW.

Ce type de transformation est donc différent des transformations de type sommation des traces par décalage temporel (*slant stack*), souvent utilisée en géophysique lorsque plusieurs signaux sont analysés simultanément (McMechan et Yedlin, 1981). Pour toutes ces méthodes, l'information contenue dans plusieurs signaux est simultanément utilisée afin de calculer les courbes de dispersion en vitesse de phase des différents modes de propagations des ondes de Rayleigh présents dans les signaux analysés. Une fois calculées, ces courbes de dispersion sont utilisées dans le processus d'inversion qui permet de connaître les propriétés dynamiques des différentes couches de sols contenues dans un dépôt. Le processus d'inversion est cependant difficile à automatiser, requière souvent un temps de calcul important en plus de nécessiter une certaine expérience afin d'en arriver à une solution optimale.

Afin de remédier à ce problème, un des objectifs principaux de ce projet de recherche était de montrer qu'il est possible de détecter des anomalies à la surface du toit des PA en utilisant une approche qui ne nécessite pas d'avoir recours au processus d'inversion. Les travaux réalisés par Karray et Lefebvre (2009) ont cependant déjà permis d'établir que la variation de la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh en fonction de la longueur d'onde peut s'avérer un outil utile pour la détection d'anomalies dans le sol. Or, la méthode d'analyse utilisée dans ces travaux requiert l'analyse simultanée de 16 différents signaux afin d'en arriver à distinguer et à séparer de façon non ambiguë les différents modes de propagation présents dans ces signaux. Bien que cette méthode ait prouvé son efficacité pour diverses applications (Karray, 1999; Karray et Lefebvre 2009; Karray et coll., 2010), l'utilisation simultanée de nombreux signaux lors de l'analyse peut faire en sorte qu'une anomalie de taille restreinte par rapport à la distance

couverte par les 16 capteurs ne soit pas détectable. C'est pourquoi la méthode d'analyse des signaux qui a été développée au cours de ce projet de recherche avait pour objectif de n'utiliser qu'un nombre minimum de capteurs pour le calcul de la vitesse des ondes de Rayleigh. Bien que la méthode développée ne permette pas d'identifier et de séparer les différents modes avec autant de précision que la méthode MMASW, les signaux enregistrés au-dessus des structures d'HQD représentent un cas spécial où le mode fondamental des ondes de Rayleigh tend à dominer les signaux enregistrés dans la plage de fréquences qui est utilisée pour la détection des endommagements (chapitre 4). Ainsi, la perte de résolution en ce qui concerne l'identification et la séparation des modes engendrée par l'utilisation d'un nombre moindre de capteurs est compensée par l'augmentation de la précision de la localisation des endommagements.

Bien qu'il existe une multitude de techniques permettant d'obtenir une représentation dans le domaine TF d'un signal échantillonné dans le domaine temporel, chaque technique possède des propriétés physiques et mathématiques la rendant plus ou moins adaptée pour certaines applications. La section 2.4 de ce document n'a pas pour but de faire une révision exhaustive des multiples techniques de traitement des signaux disponibles, mais de présenter brièvement plusieurs techniques d'analyse modernes tout en référant le lecteur vers la littérature pour de plus amples informations.

#### 2.4.1 Préparation des signaux avant analyse dans le plan temps-fréquence

Avant d'entreprendre l'analyse d'un signal (que nous supposons avoir été correctement échantillonné), il peut s'avérer important d'y apporter certaines modifications qui permettront une meilleure analyse de ce signal :

1. Enlever les tendances 'artificielles' : la présence d'une tendance de type  $At^n$   $n \geq 1$  dans un signal analysé peut sérieusement en affecter son contenu fréquentiel et il est souvent bénéfique de les enlever avant l'analyse.
2. Filtrer le signal : Lors de l'analyse, nous ne sommes généralement intéressés que par une gamme restreinte de fréquences  $[f_{\min}, f_{\max}]$ . Cependant, les fréquences se trouvant en dehors de la gamme de fréquences utile peuvent affecter la résolution dans le plan TF des fréquences se trouvant à l'intérieur de cette gamme.
3. Choix du pas fréquentiel : Bien qu'en théorie la résolution fréquentielle d'une TFD dépende de la fenêtre/ondelette utilisée, la discrétisation fréquentielle des signaux fait

en sorte qu'une incertitude numérique peut s'introduire dans la TFD.  $\Delta f$  doit donc être choisi de façon à être un peu plus petit que la limite théorique imposée par la fenêtre/ondelette utilisée afin d'obtenir la TFD.

4. Choix du remplissage (*padding*) : la période d'enregistrement  $T$  du signal analysé peut faire en sorte d'introduire des distorsions dans le plan temporel de la TFD près de frontières (près de  $t=0$  et près de  $t=T$ ). Afin d'éviter ces distorsions, il est possible d'appliquer différentes techniques de *remplissage* au signal.
5. Signal analytique : l'utilisation de la version analytique du signal permet généralement d'obtenir une TFD plus précise.

La modification/correction des signaux en fonction des éléments mentionnés dans cette section permettra d'augmenter la qualité des TFD pour la majorité des techniques qui seront présentées dans ce chapitre. Pour plus de détails ainsi que de nombreux exemples illustrant les techniques de prétraitements présentés dans cette section, le lecteur est référé aux sections supplémentaires de Iatsenko et coll. (2015a).

#### 2.4.2 Notions importantes : Fréquences instantanées, délai de groupe

Les concepts de fréquences instantanées (FI) et de délai de groupe (DG) sont fondamentaux dans le domaine du traitement de signal (Cohen, 1995; Huang et coll. 1998; Huang et coll. 2009). Cependant, la définition ainsi que la validité de ces concepts ne font pas l'unanimité à travers la communauté scientifique (Boashash, 1992a, b, c; Huang et coll, 2009). Dans ce document, nous supposerons néanmoins la validité de ces concepts sans en débattre davantage. La FI d'un signal analytique monochromatique  $x(t)$  à un temps  $t$  peut être calculée de la manière suivante (Ville, 1948; Papoulis 1974):

$$FI_x(t) = \frac{1}{2\pi} \frac{\partial}{\partial t} \arg[z(t)] \quad (2.11)$$

Tandis que le GD à une fréquence ( $f$ ) se calcule de la manière suivante :

$$DG_x(f) = -\frac{1}{2\pi} \frac{\partial}{\partial f} \arg[X(f)] \quad (2.12)$$

Où  $\arg[X(f)]$  est le spectre de phase. Les équations 2.11 et 2.12 ne permettent cependant le calcul de FI et de GD que pour un signal n'ayant pas plus d'une fréquence à la fois à un temps donné (FI) ou lorsqu'une fréquence ne se trouve qu'autour d'un seul temps (DG). Ces

restrictions font donc en sorte que l'utilisation de ces concepts doit se faire de manière différente comme il sera démontré à la section 2.4.3.

### 2.4.3 Distributions Temps-fréquences

Parmi les techniques pouvant être utilisées pour l'analyse des signaux dans le plan TF, notons celles dites paramétriques et celles dites non paramétriques (aucune hypothèse sur la structure du signal avant l'analyse). L'utilisation des techniques paramétriques en génie civil et en géophysique est cependant moins répandue notamment à cause de leur complexité, de leur plus long temps de calcul et puisque leur efficacité pour l'analyse de signaux sismiques par rapport aux méthodes non paramétriques reste à démontrer (Tary et coll. 2014a,b). Ces méthodes sont cependant susceptibles de diminuer l'étalement de chacune des composantes d'un signal présentes dans le plan TF puisque la résolution temporelle de ces transformations n'est pas directement liée à la résolution spectrale (Marple, 1982; Quirk et Liu, 1983). La méthode des filtres de Kalman est un exemple de méthodes paramétriques. Pour une revue plus détaillée des méthodes paramétriques pour l'analyse de signaux sismiques, le lecteur est référé aux travaux de Tary et coll. (2014a,b). Les techniques non paramétriques peuvent être (grossièrement) divisées en deux catégories : linéaires et non linéaires. La section 2.4.3.1 viendra présenter certaines méthodes de traitement des signaux linéaires tandis que la section 2.4.3.2 viendra présenter certaines techniques de traitement des signaux non linéaires. Les sections 2.4.4, 2.4.5 et 2.4.6 viendront par la suite aborder certaines techniques pouvant être utilisées afin de s'assurer d'obtenir une distribution optimale de chacune des composantes du signal dans le plan TF. La figure 2.17a montre la représentation temporelle d'un signal dont l'équation est la suivante :

$$x(t) = \sin(2\pi f_1 t + \theta_1) \times \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{(t-\tau_1)^2}{2\sigma^2}} + \sin(2\pi f_2 t + \theta_2) \times \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{(t-\tau_2)^2}{2\sigma^2}} \quad (2.13)$$

L'équation 2.13 montre que le signal  $x(t)$  est formé de deux composantes similaires.



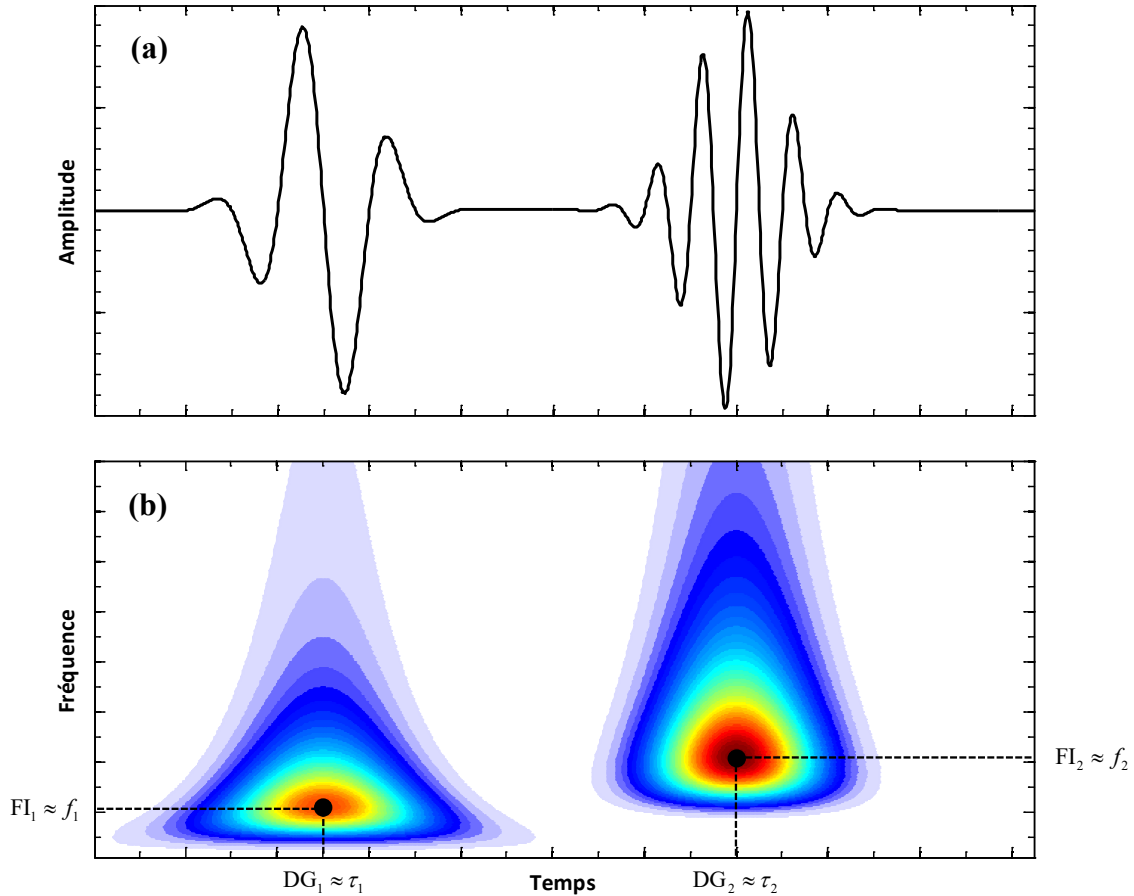


Figure 2.17 (a) Représentation temporelle d'un signal composé de deux composantes. (b) Représentation dans le plan temps-fréquence du même signal. Cette représentation permet de connaître le délai de groupe (DG) et la fréquence instantanée (FI) de chacune des deux composantes.

La première composante est formée d'une sinusoïde ayant une fréquence d'oscillation de  $f_1$  étant restreinte dans le temps par une fenêtre gaussienne centrée au temps  $\tau_1$  tandis que la deuxième composante est formée d'une sinusoïde ayant une fréquence d'oscillation de  $f_2$  étant restreinte dans le temps par une fenêtre gaussienne centrée au temps  $\tau_2$ . Le paramètre  $\sigma$  est une constante permettant d'ajuster la taille des fenêtres gaussiennes. L'analyse du signal dans le domaine TF permet de bien reconnaître chacune des deux composantes du signal  $x(t)$  (figure 2.16b). Ainsi, à l'aide de la figure 2.17b, on remarque que le DG et la FI de chaque composante

correspond respectivement aux temps  $\tau_1$  et  $\tau_2$  et aux fréquences  $f_1$  et  $f_2$  de chacune des composantes du signal  $x(t)$ .

Dans le cadre de ce projet de recherche, le DG est important puisqu'il permet le calcul de la vitesse de groupe qui est un paramètre fondamental dans l'analyse de la propagation des ondes élastiques. En effet, lors de leur propagation dans un milieu dispersif tel qu'un dépôt de sol, les ondes élastiques peuvent être définies en termes de deux vitesses différentes : la vitesse de phase ( $V_{ph}$ ) et la vitesse de groupe ( $V_g$ ).

Dans le but d'illustrer les concepts de  $V_g$  et de  $V_{ph}$ , imaginons que le signal  $x(t)$  (Figure 2.18a) correspond à la propagation de deux groupes d'ondes distincts mesurés à une distance  $x_1$  de sa source d'émission tandis que le signal  $y(t)$  (Figure 2.18b) correspond à la propagation des mêmes groupes d'ondes, mais mesurés à une plus grande distance de la source, soit à une distance de  $x_1 + \Delta x$ . Le signal  $y(t)$  peut être formulé de la manière suivante :

$$y(t) = \sin(2\pi f_1 t + \theta_1 + \Delta\theta_1) \times \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{(t-\tau_1-\Delta\tau_1)^2}{2\sigma^2}} + \sin(2\pi f_2 t + \theta_2 + \Delta\theta_2) \times \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{(t-\tau_2-\Delta\tau_2)^2}{2\sigma^2}} \quad (2.14)$$

À l'aide des équations 2.13 et 2.14, l'on remarque que les composantes du signal  $y(t)$  sont les mêmes hormis les valeurs  $\Delta\theta_{1,2}$  et  $\Delta\tau_{1,2}$  et ce sont ces valeurs qui permettent le calcul de  $V_{ph}$  et  $V_g$  :

$$V_{ph}(f_{1,2}) = \frac{\Delta x \times f_{1,2}}{\Delta\theta_{1,2}} \quad (2.15)$$

$$V_g(f_{1,2}) = \frac{\Delta x}{\Delta\tau_{1,2}} \quad (2.16)$$

Visuellement, la figure 2.18 montre comment  $V_{ph}$  et  $V_g$  représentent des vitesses différentes et l'enveloppe de chacune des composantes des signaux. Les points verts (P2-P2' et P4-P4') représentent le temps où le maximum de chaque enveloppe est détecté tandis que les points orange (P1-P1' et P3-P3') correspondent à la phase détectée de chaque composante. La vitesse de groupe se calcule à l'aide de la différence de temps entre les points P2-P2' et les points P4-P4' tandis que la vitesse de phase se calcule à l'aide de la différence de temps entre les points P1-P1' et les points P3-P3'.

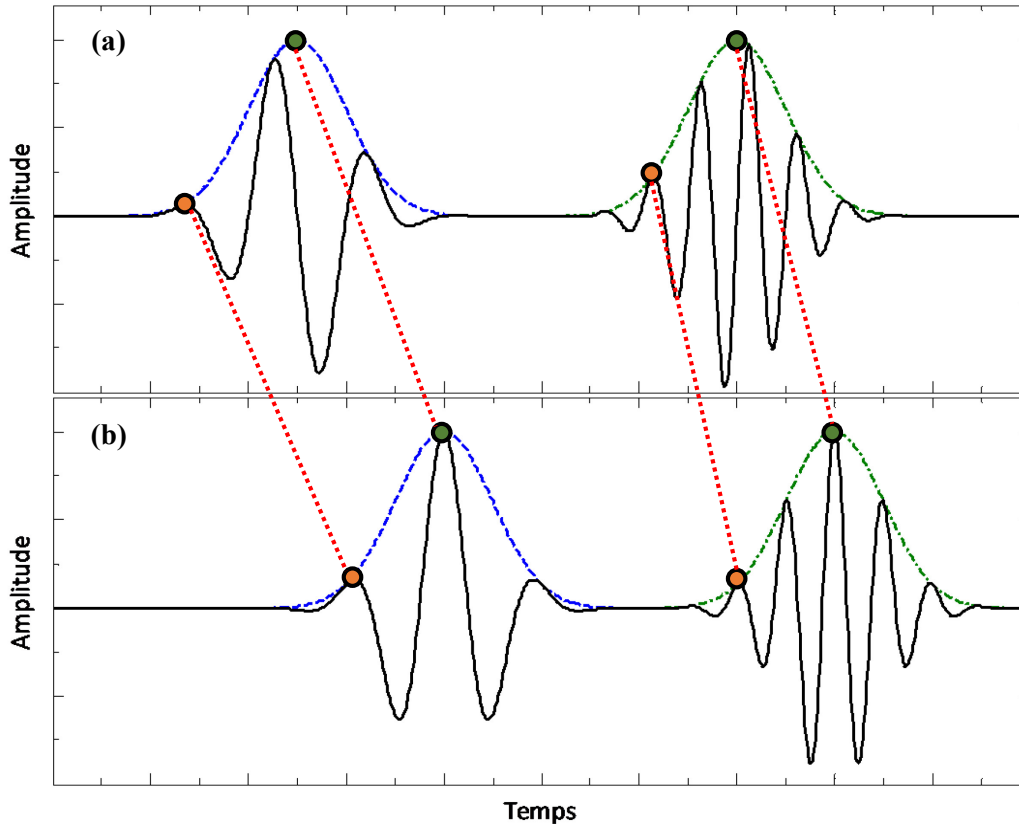


Figure 2.18 Représentation de deux signaux étant chacun formé des deux mêmes composantes. (a) Signal  $x(t)$  et (b) signal  $y(t)$ . La ligne pointillée bleue et la ligne pointillée verte représentent les enveloppes des différentes composantes des signaux se propageant selon la vitesse de groupe.

Les points P2-P4 de la figure 2.18 correspondent respectivement aux points  $DG_1$  et  $DG_2$  de la figure 2.17 et c'est pourquoi les représentations TF permettent le calcul de  $V_g$ . Le calcul de  $V_{ph}$  est cependant différent et requière l'évaluation de la phase des différentes composantes du signal. Cette information n'est cependant disponible que lorsque certaines techniques d'analyse des signaux sont utilisées afin d'obtenir la DTF.

#### 2.4.3.1 Distributions linéaires

L'équation 2.18 désigne qu'un signal  $x(t)$  peut être décomposé en une somme de composantes oscillatoires dans le temps  $x_n(t)$  auquel peut s'ajouter du bruit et des erreurs de mesure  $e(t)$  (Thakur et coll. 2013) :

$$x(t) = \sum_{n=1}^N x_n(t) + e(t) \text{ avec } x_n(t) = A_n(t) \cos(2\pi\phi_n(t)) \quad (2.17)$$

Prenons par exemple le cas de la transformée de Fourier. Une hypothèse utilisée lors de la transformation de Fourier (FT) est qu'un signal peut être décomposé en une série de termes oscillatoires de fréquences et d'amplitudes constantes (ou cosinus) étant orthogonaux entre eux. Cette représentation suggère que chacune des composantes possède une amplitude fixe qui perdure dans le temps. Bien que mathématiquement valide, physiquement, cette représentation peut cependant n'avoir que peu de valeur. Afin d'ajouter une dimension 'locale' à la FT, il est possible de réaliser une convolution temporelle entre le signal analysé et une fenêtre ayant une durée temporelle (et fréquentielle) fixe plus courte que le signal. Ce type de transformation est appelé transformé de Fourier courte (STFT) (Hlawatsch et Boudreaux-Bartels, 1992):

$$\text{STFT}_x^h(t, f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(\tau)h^*(\tau - t)e^{-i2\pi f\tau} d\tau \times e^{i2\pi ft/2} \quad (2.18)$$

où  $\text{STFT}_x^h(t, f)$  sont les coefficients au temps  $t$  et à la fréquence  $f$  du signal  $x(\tau)$  analysé par une fenêtre  $h(t)$  et le  $*$  dénote le conjugué complexe. Puisque la fenêtre  $h(\tau - t)$  a un support temporel limité autour de  $t$ , la STFT est dite 'locale' puisque l'amplitude du signal localisée loin de  $t$  est affaiblie par rapport à celle située près de  $t$ . L'équation 2.18 permet ainsi d'obtenir une distribution linéaire (DL). L'information contenue dans la STFT est souvent analysée dans le domaine TF à l'aide d'une distribution énergétique appelée spectrogramme. Pour les DL comme la STFT, la fenêtre  $h(t)$  (équation 2.18) utilisée lors de l'analyse d'un signal  $x(t)$  agit sur ce signal comme un instrument de mesure permettant de connaître certaines des caractéristiques importantes de ce signal. Cette fenêtre se doit donc d'être bien adaptée au signal analysé afin d'en permettre une analyse optimale sur le plan de la résolution temporelle et fréquentielle. Parmi les fenêtres souvent utilisées afin de réaliser le STFT, la fenêtre gaussienne présente des propriétés lui permettant de maximiser conjointement la résolution temps-fréquence d'une STFT dont la résolution fréquentielle et temporelle est contrôlée par le paramètre  $\sigma$  dans l'équation 2.19 (Grochenig, 2001; Mallat, 2008) :

$$h(t, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{(t-\tau)^2}{2\sigma^2}} \quad (2.19)$$

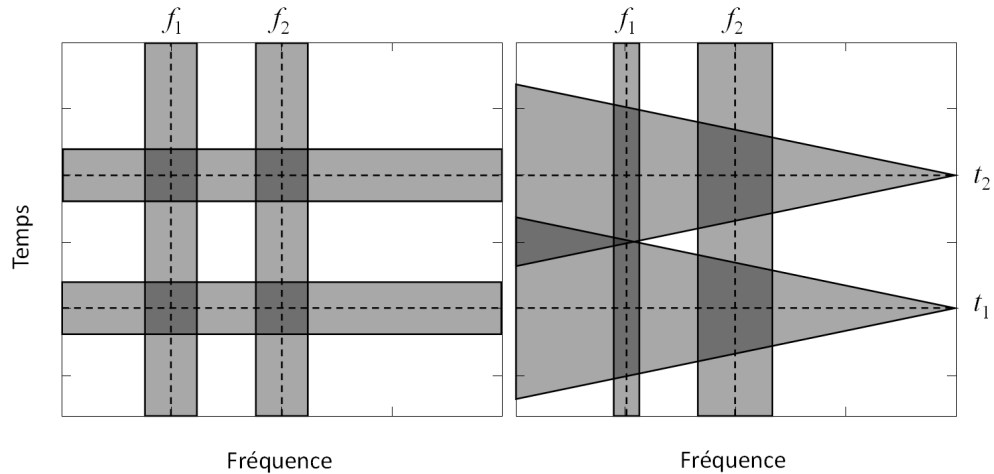


Figure 2.19 Croquis schématique de la résolution TF de la (a) STFT et de la (b) WT pour le signal :  $x(t) = \delta(t - t_1) + \delta(t - t_2) + \sin(2\pi f_1 t) + \sin(2\pi f_2 t)$  La résolution TF de la STFT est indépendante de la fréquence ( $f$ ) tandis que la résolution temporelle de la WT est meilleure à basse fréquence.

Un des inconvénients majeurs de la STFT provient du principe d'incertitude (Heisenberg/Gabor) voulant qu'une fenêtre ne puisse avoir à la fois un support arbitrairement court dans le temps tout en conservant un support arbitrairement court dans le domaine fréquentiel (Papoulis, 1974). La fenêtre gaussienne (équation 2.19) est cependant le seul type de fenêtre pour laquelle la relation d'incertitude d'Heisenberg/Gabor est minimale ( $\Delta t \Delta f = 1/(4\pi)$ ) (Boahash, 2015). Bien que le principe d'incertitude ne s'applique pas uniquement à la STFT, ce principe peut s'avérer considérablement restrictif étant donné le type de fenêtre de résolution fixe utilisée pour la STFT.

Les transformations par ondelette (WT, pour *Wavelet Transform*) permettent de résoudre en partie le problème de résolution temps-fréquence de la STFT. En effet, contrairement à la STFT qui possède un support fixe dans le temps et la fréquence, les fenêtres utilisées lors de la WT permettent d'obtenir un support variable en temps et en fréquence (figure 2.19). Bien que la WT ait originalement été conçue comme une distribution temps-échelle (TÉ), il est possible, en admettant que la FT de  $h^*(t)$  est essentiellement concentrée autour de la fréquence  $f_0$ , de formuler la WT de la manière suivante :

$$\text{WT}_x^h(t, f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(\tau) \sqrt{\left| \frac{f}{f_0} \right|} h^* \left( \frac{f}{f_0} (\tau - t) \right) d\tau \quad (2.20)$$

Bien que la WT soit elle aussi soumise au principe d'incertitude, l'utilisation d'une fenêtre passe bande ayant une bande passante proportionnelle à  $f$  permet de changer la résolution de la WT dans le plan TF, contrairement à la STFT qui possède une bande passante fixe dans le plan TF. La WT peut aussi être vue comme une transformation ayant un facteur Q (fréquence/largeur de bande) constant et donc indépendant de la fréquence (Mallat, 2008). Pour une révision détaillée des propriétés et applications de la WT, le lecteur est référé aux travaux de Rio (1991) et de Mallat (2008). Tout comme la STFT qui est souvent interprétée sous forme de spectrogramme, la WT est souvent interprétée dans le domaine TF sous forme d'échellogramme, ce qui entraîne là aussi la perte de certaines propriétés désirables de la DL.

La transformation de Stockwell (ST) offre une alternative intéressante à la WT et la STFT. Elle fut introduite par Stockwell et coll. (1996) dans le but d'analyser des signaux provenant de séismogrammes.

$$ST_x^h(t, f, \sigma) = \int_{\tau} x(\tau) h(t - \tau, \sigma) e^{-j2\pi f \tau} d\tau \quad (2.21)$$

Dans sa formulation originale, la fenêtre  $h(t, \sigma)$  de l'équation 2.21 prend la forme d'une gaussienne (équation 2.19) ayant une résolution variant en fonction de  $\sigma = 1/|f|$ . La ST est rapidement devenue populaire en géophysique puisqu'elle représente un 'mélange' entre la WT et la STFT. La ST est unique en ce sens où elle permet une résolution variable dans le plan TF (contrairement à la STFT) tout en maintenant un lien direct avec le spectre de Fourier (contrairement à la WT). Cette propriété est particulièrement utile lorsqu'il est par exemple question de déterminer la vitesse de phase de certaines ondes comme c'est le cas dans ce projet de recherche. La résolution variable de la ST est obtenue, un peu comme avec la WT, en multipliant une ondelette mère, définie comme une gaussienne, par un facteur de déphasage. L'ondelette mère de la ST ne respecte cependant pas le critère d'une moyenne de 0 et ne peut donc pas être considérée comme une WT. Puisqu'il existe un lien direct entre la ST et le spectre de Fourier, la ST dans le plan TF est facilement réversible et permet aisément de passer du domaine temporel vers le domaine TF et vice-versa. Il est aussi possible de modifier l'ondelette mère de la ST de façon à la rendre plus adaptée aux signaux analysés (Assous et Boashash, 2012).

La STFT, la ST et la WT sont des transformations ‘facilement’ réversibles permettant le passage du plan TF vers le plan temporel, ce qui explique, en partie, leur popularité pour diverses applications (Hlawatsch et Boudreaux-Bartels, 1992). En effet, les DL sont souvent préférés aux distributions quadratiques (DQ) puisque l’extraction et la reconstruction des différentes composantes d’un signal peuvent s’avérer difficiles lorsque certaines DQ sont utilisées (Iatsenko et coll, 2015a-b).

### 2.4.3.2 Distributions quadratiques dans les domaines énergétique et corrélatif

Lors de l’analyse d’un signal, il est préférable d’utiliser une fenêtre adaptée aux propriétés de ce signal. En ce sens, l’utilisation d’une version inversée dans le temps du signal lui-même comme fenêtre ( $h(t) = x(-t)$ ) est donc optimum puisque, logiquement, aucune fenêtre n’est plus ‘semblable’ au signal que le signal lui-même (Flandrin et coll, 2003). Cette approche suggère que les distributions de Wigner (WD) et de Wigner Ville (WVD) sont particulièrement bien adaptées à des signaux complexes à ondulation fréquentielle linéaire (LFM). En effet, la WVD possède un grand nombre de propriétés mathématiques la rendant attrayante pour une foule d’applications (Cohen, 1995; Flandrin, 1999). La WVD possède cependant d’importants désavantages notamment ceux de ne pas être positif dans tout le plan TF, de présenter de nombreux termes interférentiels (figure 2.20b) et de représenter une distribution qui n’est pas exacte pour des signaux à ondulation fréquentielle non linéaire (Boashash, 2015). Dans cette section, nous nous attarderons d’avantages sur deux manières de présenter les DQ, soit dans le domaine énergétique, soit dans le domaine corrélatif. La WVD et la fonction d’ambiguïté (AF) sont respectivement des exemples d’interprétation ‘énergétique’ et d’interprétation ‘corrélative’ d’un signal (Hlawatsch et Boudreaux-Bartels, 1992). Les DQ de la classe de Cohen peuvent être interprétées comme différentes versions filtrées dans le domaine TF de la WD et peuvent être exprimées de la manière suivante (Flandrin et Gonçalves, 1996) :

$$T_x(t, f) = \int_{t'} \int_{f'} \left( \psi_T(t-t', f-f') \int_{\tau} \left[ z\left(t + \frac{\tau}{2}\right) z^*\left(t + \frac{\tau}{2}\right) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \right] \right) dt' df' \quad (2.22)$$

Chaque membre de la classe de Cohen est associé à une seule et unique fonction  $\psi_T(t, f)$  qui est indépendante du signal  $x(t)$  ( $z(t)$  est sa version analytique). Il apparaît grâce à l’équation 2.22 que la convolution entre  $\psi_T(t, f)$  et la WVD causera un lissage de la WVD pouvant permettre

de réduire significativement les termes interférentiels introduits par la WVD. L'équation 2.22 montre aussi que pour la WVD,  $\psi_T(t-t', f-f') = 1$ . Il est également intéressant de noter que le spectrogramme fait partie de la classe de Cohen tandis que l'échellogramme fait plutôt parti de la classe affine (Flandrin et Gonçalves, 1996). La façon dont une fenêtre de lissage 'opère' sur la WVD s'explique plus facilement à l'aide de la fonction d'ambiguïté (AF) (figure 2.21). Il existe une dualité entre la WVD et la AF qui peut être exprimée à l'aide de la FT :

$$AF(\tau, \nu) = \iint_{t, f} \left( \int_{\tau} \left[ z\left(t + \frac{\tau}{2}\right) z^*\left(t + \frac{\tau}{2}\right) e^{-i2\pi f \tau} d\tau \right] e^{-i2\pi(\nu t - \tau f)} \right) dt df \quad (2.23)$$

Afin de mieux comprendre comment un signal peut être d'écrit par sa fonction d'ambigüité, considérons l'exemple suivant similaire à celui utilisé par Baraniuk et Jones (1993) :

$$x_1(t) = e^{-a(t-T)^2} + e^{-a(t+T)^2} \quad \text{et} \quad x_2(t) = e^{-a(t+T)^2 + ic(t+T)^2 - i\omega_1(t+T)} + e^{-a(t-T)^2 + ic(t-T)^2 - i\omega_2(t-T)}$$

Où  $x_1(t)$  est un signal formé de deux gaussiennes avec  $a = 0.25$ ,  $T = 5$  et  $x_2(t)$  est un signal formé de deux gazouillis (*chirps*) avec  $a = 0.004$ ,  $c = 0.025$ ,  $T = 5$ ,  $\omega_1 = 2$  et  $\omega_2 = 2.5$ . La figure 2.21 A, B montre la forme des deux signaux dans le domaine temporel tandis que la figure 2.21C, D montre leur AF. Dans le domaine de la AF, les termes interférentiels apparaissent à une certaine distance de l'origine du plan  $(\tau, \nu)$  tandis que les 'bons' termes, ou termes du signal, apparaissent toujours centrés autour de l'origine. Pour les deux signaux, il apparait clair à l'aide de la figure 2.21C, D que la fenêtre de lissage optimum n'a pas la même géométrie dans le plan AF. L'étude de la AF dans le plan  $(\tau, \nu)$  permet donc de mieux comprendre pourquoi certaines fonctions  $\psi_T(t, f)$  sont plus efficaces que d'autres et il existe une classe importante de méthodes de traitement des signaux basée sur la AF (Bashash, chapitre 5, 2015). Parmi les fonctions de lissages les plus populaires, notons la *Smoothed Pseudo Wigner Ville Distribution* (SPWVD) qui permet un ajustement indépendant du lissage dans le plan fréquentiel et le plan temporel (Hlawatsch et Flandrin, 1992).



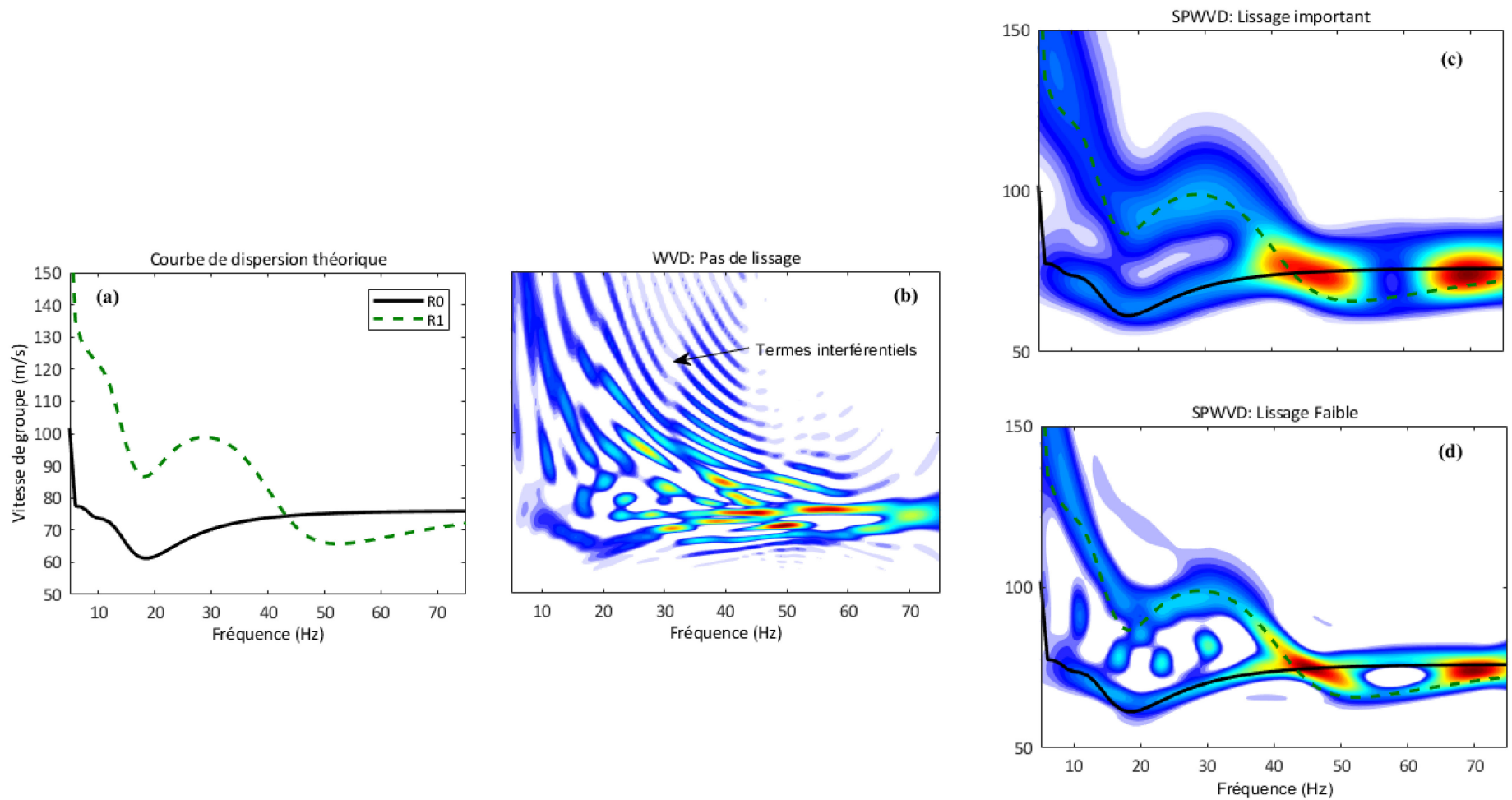


Figure 2.20 Impact de la fonction de lissage  $\psi_T(t, f)$  sur l'allure d'une TFD calculée depuis (a) un signal théorique synthétique typique de la réponse dynamique d'un dépôt de sol. Distribution TF obtenue à l'aide de la (b) WVD et (c, d) de ses versions lissées à l'aide de la SPWVD.

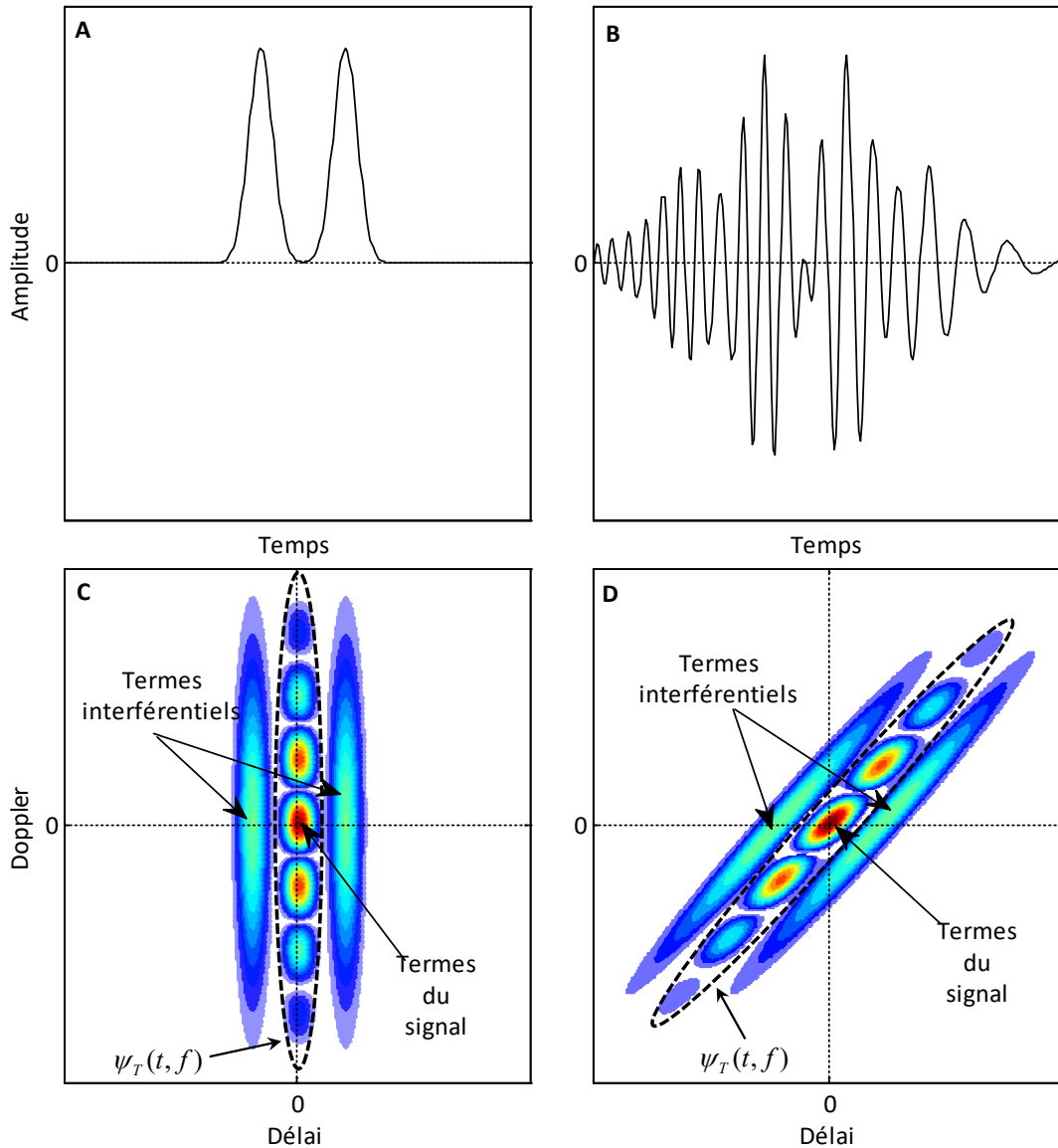


Figure 2.21 **A** : Signal  $x_1(t)$ , **B** : Signal  $x_2(t)$ , **C** : Signal  $x_1(t)$  dans le domaine  $(\tau, \nu)$ , **D** : Signal  $x_2(t)$  dans le domaine  $(\tau, \nu)$ . (**C-D**) L'opération de lissage 'optimum' est définie par la fonction  $\psi_T(t, f)$  dans le domaine corrélatif (AF).

Cette propriété lui confère un avantage important par rapport au spectrogramme (et d'une certaine manière face à l'échellogramme) et à bien des transformations quadratiques que ne permettent pas ce type d'ajustement et qui causeront donc un lissage souvent inadéquat du signal dans le domaine TF. La figure 2.20 montre comment la SPWVD permet d'améliorer la WVD d'un signal sismique synthétique calculé à l'aide de la méthode de la matrice de propagation. Bien que le lissage dans les plans TF permet une réduction de

l'énergie des termes interférentiels, il entraîne en contrepartie l'étalement de l'énergie de chacune des composantes du signal dans le plan TF. Aussi, comme le montre la figure 2.20, bien qu'un lissage important permet de bien localiser les composantes en dessous de 40 Hz, au-delà de cette fréquence, un lissage moins important est nécessaire afin d'identifier les deux modes de vibration des ondes de Rayleigh. L'exemple de la figure 2.20 permet d'illustrer que puisque les signaux analysés dans ce projet de recherche sont composés de multiples composantes (modes) pouvant varier de façon aléatoire dans le plan TF, leur AF aura également une géométrie variable. Cependant, il est primordial de ne pas oublier que la SPWVD, tout comme plusieurs autres méthodes de lissage d'une DQ (*Choi William Distribution, Cone Kernel Distribution, etc.*) agissent de la même manière sur l'ensemble du signal ce qui ne permet donc pas nécessairement de tenir compte des variations locales du signal.

#### 2.4.4 Réallocation

Lorsqu'une transformation linéaire ou quadratique lissée est utilisée afin d'obtenir une TFD, il se produit un étalement de l'énergie de chacune des IF superposées présentes dans le domaine TF autour d'une fréquence centrale (Auger et coll. 2013; Thakur et coll. 2013). Cet étalement dépend principalement du type de transformation utilisée ainsi que des caractéristiques du signal analysé. Afin de diminuer cet étalement, il est possible d'utiliser certaines techniques permettant la réallocation (TFR) de l'énergie présente dans une TFD autour de différentes IF permettant ainsi d'obtenir une distribution plus locale de chacune des composantes. L'idée derrière les méthodes de réallocations est donc simple ; relocaliser/réallouer l'énergie de chacune des composantes d'une TFD autour de sa fréquence instantanée. Pour ce faire, différentes techniques existent et deux d'entre elles seront présentées dans cette section. Premièrement, la technique du *Synchrosqueeze* (SST) consiste à joindre tous les coefficients ayant la même vitesse de phase ( $V_{ph}$ ) ou IF (Daubechies et coll. 2011). Bien qu'efficace pour plusieurs types de signaux, la SST ne permet cependant que la relocalisation de l'énergie le long de l'axe fréquentiel et néglige donc l'étalement se produisant le long de l'axe temporel. Les signaux analysés dans ces travaux de recherches comportent cependant un étalement le long des deux axes et l'utilisation de la SST ne permet donc pas une amélioration significative de la TFD.

La deuxième méthode, proposée par Auger et Flandrin (1995), consiste à relocaliser chacune des composantes de la TFD autour de son centre de gravité. L'avantage de la réallocation proposée par Auger et Flandrin (1995) par rapport à la SST est qu'elle permet une redistribution de l'énergie dans le plan TF le long de l'axe fréquentiel ainsi que le long de l'axe temporel. Cette technique a cependant comme inconvénient de rendre la reconstruction du signal depuis sa TFD très complexe bien qu'une alternative proposée par Oberlin et coll. (2014) permette de résoudre ce problème. En comparaison avec l'extraction de la IF et du GD directement à l'aide des pics d'énergies d'une TFD qui sont en réalité des centres géométriques locaux (*ridge curve extraction*), il est mathématiquement et physiquement plus adéquat de relocaliser l'énergie autour d'un centre de masse afin d'identifier IF et GD (Auger et Flandrin, 1995). La figure 2.22 montre que la méthode de réallocation permet de significativement diminuer l'étalement de chacun des deux modes présents dans le signal présenté dans la figure 2.20. Cependant, comme le montre Iatsenko et coll. (2015a), puisque les techniques de réallocation sont des techniques d'après-traitement, ces dernières ne permettent que d'améliorer la lisibilité d'une TFD que lorsque la TFD est elle-même adéquate. Aussi, en termes de reconstruction, l'affinage d'une TFD provoquée par la réallocation complique l'extraction de chacune des composantes puisque la réallocation cause l'apparition de nombreux pics dans le plan temps fréquence (figure. 2.23)

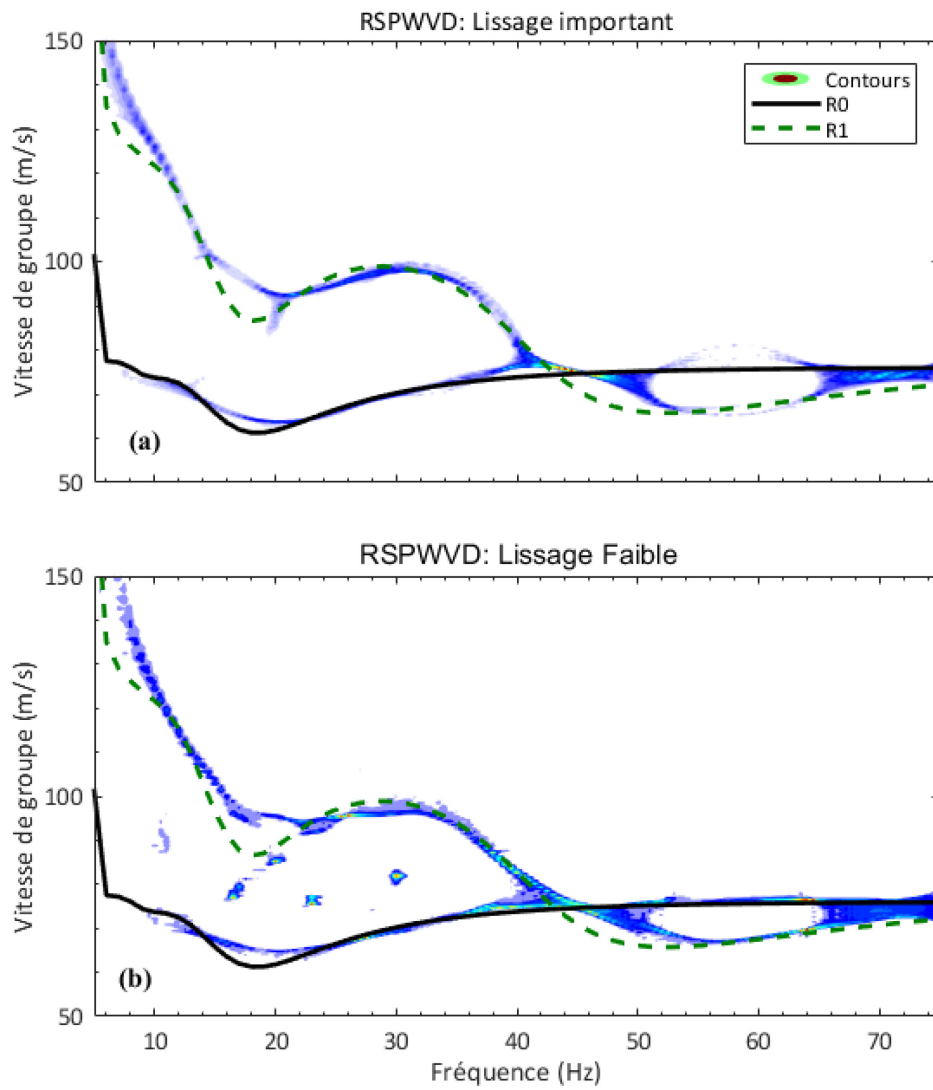


Figure 2.22 Distribution TF obtenue à l'aide de la réallocation des SPWVD de la WVD de la Figure 2.20.

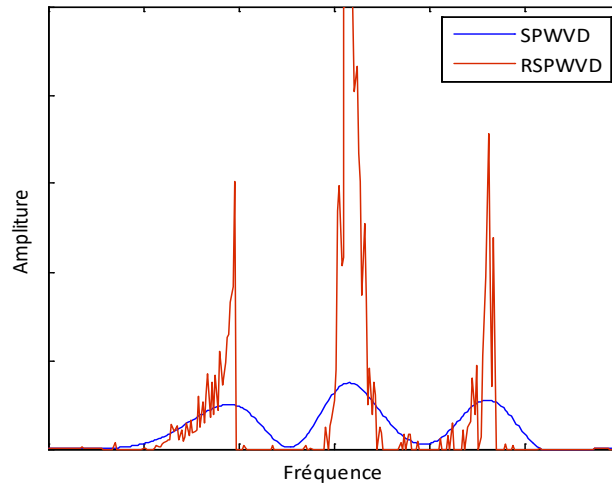


Figure 2.23 Graphique montrant une coupe le long de l'axe fréquentiel (à 30 Hz) de la TFD de la figure 2.20d. Bien que la réallocation (ligne rouge pointillée) de la courbe de la SPWVD (ligne bleue continue) permette de mieux définir la localisation des maximums, elle entraîne aussi l'apparition de nombreux pics qui pourront rendre l'extraction des composantes plus difficiles.

#### 2.4.5 Conception de noyaux adaptatifs et mesure de la concentration d'énergie

Pour les DQ tout comme pour les DL, il existe des méthodes permettant le calcul de noyaux de lissage ou de fenêtres adaptatives permettant de prendre en considération : 1) les variations locales du signal dans le plan TF, et 2) les composantes de faibles intensités du signal. Ces méthodes sont le plus souvent basées sur un processus d'optimisation permettant à la TFD ou la AF de maximiser ou de minimiser certaines propriétés. Pour les DL et les DQ, une approche relativement simple souvent utilisée consiste à minimiser l'étalement des composantes présentes dans le plan TF en minimisant une mesure de concentration (norme  $l_0$ ,  $l_1$ , entropie de Rényi) qui permet notamment de tenir compte des composantes du signal ayant peu d'énergie (Stankovic, 2001; Jokanovic et Amin, 2011; Boashash, 2015). Il est aussi possible d'optimiser une DL en imposant un critère de parcimonie sur les bases nécessaires pour représenter le signal. Dans ce cas, le(s) critère(s) utilisé(s) lors de l'optimisation doit permettre d'obtenir une représentation TF la plus parcimonieuse possible tout en demeurant néanmoins une représentation fidèle du signal original (Mallat and Zhang, 1993; Chen et al., 2001; Vera Rodriguez et coll., 2012). D'une manière un peu différente, cette approche peut tout aussi bien être utilisée pour des DQ

comme le montre par exemple les travaux de Baraniuk et Jones (1992a, b), Jones et Baraniuk (1995), Flandrin et Borgnat (2010) et de Amin et coll. (2015).

#### 2.4.6 Autres approches adaptatives

Il existe également de nombreuses autres méthodes permettant l'analyse d'un signal dans le plan TF. Parmi ces techniques, notons par exemple la populaire Empirical Mode Decomposition (EMD) (Huang et coll., 1998) et ses améliorations EEMD (Wu et Huang, 2009; Yeh et col. 2010), CEEMDAN (Torres et coll. 2011) et ICEEMDAN (Colominas et coll. 2014). Les améliorations ayant été proposées à l'EMD original consistent essentiellement à l'incorporation d'une certaine dose de bruits dans le signal permettant une meilleure identification des différents IMF (Colominas et coll. 2014). Les travaux de Rilling et Flandrin (2006) et de Wu et coll. (2011) ont démontré qu'il existe cependant une limite à la décomposition d'un signal en une série de IF quel que soit la transformation utilisée (SST ou EMD) nous ramenant ainsi à la dualité introduite par les équations 2.5 et 2.6. Les méthodes linéaires et quadratiques ainsi que leur version relocalisée ont comme avantage par rapport à l'EMD de permettre une décomposition plus 'flexible' d'un signal en une série de IF. En effet, avec l'EMD, la capacité de séparation dépend entièrement du ratio d'amplitude et de fréquence entre les différentes composantes tandis que les méthodes linéaires et quadratiques permettent, en ajustant l'ondelette mère (WT) ou en ajustant la fenêtre de lissage (SPWVD), d'ajuster la capacité de séparation (Rilling et Flandrin, 2006; Auger et coll., 2013). L'EMD et ses améliorations sont souvent critiquées dû à leur manque de fondement mathématique. Dans une approche complètement différente de l'EMD, mais tout de même empirique, Gilles (2013) a démontré qu'il est possible d'extraire et de mettre à l'échelle de façon empirique un ensemble compact d'ondelettes permettant une décomposition optimale d'un signal à l'aide de la WT ayant comme fenêtres/ondelettes ce support compact. L'extraction de cet ensemble d'ondelettes dépend cependant de la segmentation préalable du spectre (domaine fréquentiel) du signal ce qui pourrait s'avérer problématique dans le cadre de ce projet de recherche puisque certaines composantes utiles peuvent ne pas être facilement détectables dans le spectre de Fourier.

Finalement, bien que les méthodes adaptatives nécessitent un temps de calcul généralement plus long que les méthodes ‘traditionnelles,’ ce désavantage est souvent négligeable comparativement au gain obtenu dans la précision de la TFD.

#### 2.4.7 Approche préconisée

Le deuxième chapitre a permis de montrer que la propagation des ondes élastiques dans un milieu complexe comme celui où se trouve les PA est un phénomène complexe. Dans cette thèse, ce phénomène est étudié en calculant l’énergie et les vitesses de propagation des ondes élastiques à partir de la variation verticale de l’accélération mesurée depuis la surface du terrain. Le calcul de l’énergie et des vitesses de propagation des ondes élastiques nécessite cependant l’utilisation de diverses méthodes de traitement de signal. Bien qu’il existe de nombreuses méthodes de traitement de signal, les DL et les DQ sont des méthodes efficaces pouvant être adaptées pour l’analyse des signaux sismiques.

Pour les DQ tout comme pour les DL, il existe des méthodes permettant le calcul de noyaux de lissage ou de fenêtres adaptatives permettant de prendre en considération : 1) les variations locales du signal dans le plan TF et 2) les composantes de faibles intensités du signal. Ces méthodes sont le plus souvent basées sur un processus d’optimisation permettant à la TFD ou la AF de maximiser ou de minimiser certaines propriétés. Pour les DL et les DQ, une approche relativement simple souvent utilisée consiste à minimiser l’étalement des composantes présentes dans le plan TF en minimisant une mesure de concentration (norme  $l_0$ ,  $l_1$ , entropie de Rényi) qui permet notamment de tenir compte des composantes du signal ayant peu d’énergie (Stankovic, 2001; Jokanovic et Amin, 2011; Boashash, 2015). Il est aussi possible d’optimiser une DL en imposant un critère de parcimonie sur les bases nécessaires pour représenter le signal. Dans ce cas, le(s) critère(s) utilisé(s) lors de l’optimisation doit permettre d’obtenir une représentation TF la plus parcimonieuse possible tout en demeurant néanmoins une représentation fidèle du signal original (Mallat and Zhang, 1993; Chen et al., 2001; Vera Rodriguez et coll., 2012). D’une manière un peu différente, cette approche peut tout aussi bien être utilisée pour des DQ comme le montre par exemple les travaux de Baraniuk et Jones (1992a, b), Jones et Baraniuk (1995), Flandrin et Borgnat (2010) et de Amin et coll. (2015). Bien que les méthodes adaptatives nécessitent un temps de calcul généralement plus long que les



méthodes ‘traditionnelles,’ ce désavantage est souvent négligeable comparativement au gain obtenu dans la précision de la TFD. Dans le cadre de ce projet de recherche, puisque de nombreux signaux devront être analysés en temps réel, il s’agira donc de trouver la balance entre précision et temps de calcul. Également, l’utilisation de méthodes adaptatives est particulièrement attrayante puisque la méthode d’inspection proposée devra être utilisée sur le terrain par des utilisateurs n’étant pas nécessairement experts en traitement des signaux. Il est donc important que la méthode utilisée pour le traitement des signaux ne nécessite l’ajustement que d’un nombre minimum de paramètres afin de la rendre facile d’utilisation.

Le chapitre 3 présentera l’approche adoptée dans cette thèse pour l’analyse des signaux qui consiste en une version modifiée de la ST dont les caractéristiques des fenêtres d’analyses sont déterminées à l’aide d’un processus d’optimisation.



# CHAPITRE 3

## TRAITEMENT DE SIGNAL

### **3. Avant-propos**

#### **Auteurs et affiliation :**

S.P. Tremblay : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie,  
Département  
de génie civil.

M. Karray : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de  
génie civil.

**Date de soumission :** 29 mai 2017

**État de l'acceptation :** En évaluation

**Revue :** Geophysics

**Titre français :** Techniques d'analyse temps fréquence pour l'analyse modale des ondes  
de surface

### **Contribution au document :**

Ce chapitre présente un article qui vient suivre la section 2.4 du chapitre 2 qui consistait en une révision des différentes techniques et méthodologie pouvant être employées pour l'analyse des signaux transitoires. Cet article présente les méthodes de traitement de signal ayant été utilisées pour l'analyse des signaux étudiés dans cette thèse. L'article permet de comparer l'efficacité de différents algorithmes permettant une analyse adaptative de signaux composés de multiples groupes d'ondes. On y montre notamment comment identifier et séparer les différents groupes d'ondes présents dans un signal ainsi qu'à calculer leur énergie, vitesse de groupe et vitesse de phase.

**Résumé français :** Dans le domaine d'essais d'ondes de surface, la présence de plusieurs modes de propagation dans un signal enregistré devrait être prise en compte afin d'en arriver à caractériser le profil souterrain de manière précise. Dans cette étude, les problèmes associés avec la présence de plus d'un mode de propagation d'onde de Rayleigh sont divisés en deux catégories. Premièrement, les différents modes présents dans un signal doivent être identifiés dans le domaine temps-fréquence. Cette étude propose deux différentes techniques, la transformée en S généralisée (GST) et la pseudo distribution de Wigner Ville lissée (SPWVD) pour le calcul des distributions temps-fréquence de différents signaux. Afin de calculer des représentations temps-fréquence de hautes résolutions, la GST et la SPWVD doivent respectivement utiliser des fenêtres et un noyau de lissage qui sont adaptés aux caractéristiques des signaux analysés. Dans cette étude, le choix des fenêtres et du noyau de lissage est fait à l'aide d'une procédure d'optimisation visant à minimiser la répartition de l'énergie dans le plan temps-fréquence. Les avantages qu'offre une méthode post-traitement, la réallocation, pour améliorer la résolution temps-fréquence sont aussi examinés. Deuxièmement, une fois défini dans le domaine temps-fréquence, chacun des modes doit être isolé afin de permettre le calcul de la vitesse de phase. Dans cette étude, l'information de phase contenue dans la GST est utilisée pour le calcul de la vitesse de phase tandis que la technique du filtre à temps variable est utilisée en combinaison avec la SPWVD. Une méthode développée au cours de cette étude et permettant un calcul précis de la vitesse de phase des différents modes de propagation identifiée est également présentée. Finalement, trois signaux synthétiques et un exemple numérique sont utilisés afin de montrer comment les différentes techniques présentées dans

cette étude permettent : (1) D'identifier et de séparer les différents modes d'ondes de Rayleigh présent dans une distribution temps-fréquence; (2) Calculer les courbes de dispersions en termes de vitesse de phase.

TIME-FREQUENCY ANALYSIS FOR MODAL ANALYSIS IN SURFACE WAVE  
TESTING

Simon-Pierre Tremblay. MScA<sup>1</sup>  
PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke,  
Québec J1K 2R1 Canada  
Tel: +1-819-342-9759  
E-mail: [Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca](mailto:Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca)

Mourad Karray, Eng., PhD<sup>1</sup>  
Professor, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec  
J1K 2R1, Canada  
Tel.: (819) 821-8000 (62120)  
Fax: (819) 821-7974  
E-mail: [Mourad.Karray@Usherbrooke.ca](mailto:Mourad.Karray@Usherbrooke.ca)

Original paper date of submission: 2017-05-29

## **Abstract**

In surface wave testing, the presence of several modes of propagation in a recorded signal should be addressed to accurately characterize a soil profile. In this study, the problems associated with the presence of more than one Rayleigh wave propagation mode are divided into two categories. First, the various modes present in a signal must be accurately defined in the time-frequency domain (TFD). This study proposes two different techniques; the generalized S-transform (GST) and the smoothed pseudo Wigner-Ville distribution (SPWVD) to obtain the time-frequency distributions of signals. To compute high resolution time-frequency representations (TFR), both the GST and the SPWVD must respectively use windows and smoothing kernel that are adapted to the signals. In this study, the choice of windows and smoothing kernel is made through an optimisation process aimed at minimizing the energy spreading of each component present in the time-frequency plane. The possible advantages of using a post-processing technique, in this case the reassignment method (RM), to improve the resolution of the TFR is also investigated. Second, once defined in the TFD, the different modes must be isolated to compute the phase velocity. In this study, the phase information of the GST is used to compute the phase velocity while the time variable filter technique (TVF) is used for the SPWVD. A procedure developed during this study which makes it possible to calculate with precision the phase velocity dispersion curves of the various identified modes will also be presented. Finally, three synthetic records and one simulated example are used to show how the various techniques presented in this study may help to; 1) Identify and separate different Rayleigh modes present in the TFD and; (2) Compute the phase velocity dispersion curves.

## **3.1 Introduction**

Investigation techniques based on surface wave propagation are being used for various applications such as geological mapping, bedrock detection, pavement testing and liquefaction studies (Nazarian and Stokoe, 1985; Stokoe and Nazarian, 1985; Roesset et al., 1990; Addo and Robertson, 1992; Park et al., 1999; Karray et al., 2010). Such techniques include the spectral analysis of surface waves (SASW) (Stokoe et al., 1984), steady state analysis of surface waves (Tokimatsu et al., 1991), and multichannel techniques (MASW, MMASW) (Gabriels et al., 1987; Karray, 1999; Park et al., 1999;

Kulesh et al., 2005). Traditional SASW testing is based on the assumptions of pure and plane surface waves travelling in a stacked of vertically homogeneous layers where the recorded signals are mainly affected by the propagation of the fundamental Rayleigh mode. In certain circumstances, these assumptions can however lead to inaccuracies in the measured velocities mainly due to three different factors: (1) Mode incompatibility; (2) near field effects; (3) Mode-mixing in the far field. The two first factors are related to the presence of the source which is typically not considered during the inversion step where the cylindrically spreading wavefront is modelled with the assumption of plane waves propagation. Also, the presence of body waves unrelated to higher modes in the recorded signals can be problematic in both the near and far field regions of the source depending on the nature of the soil profile (Zywicki and Rix, 2005; Chai et al., 2011). Waves travelling within the near field are under the influence of both mode incompatibility and the presence of body waves while waves propagating in the far field may only be affected by body waves (Chai et al., 2011). While the two first factors are important and have drawn much attention in the last decade (Zywicki and Rix, 2005; Strobbia and Foti, 2006; Bodet et al., 2009; Chai et al., 2011) this study is about the mode mixing problem that may arise during the survey of different types of underground profiles.

Mode mixing occurs due to the presence of higher modes in the recorded signals. For instance, in surface wave testing such as SASW, the presence of multiple Rayleigh waves propagation modes in the recorded signals is problematic for several types of underground profiles including normally dispersive profiles (Karray and Lefebvre, 2009). Moreover, even in cases where the fundamental mode of propagation dominates the recorded signal and mode mixing does not occur, the identification and separation of at least one higher mode can nevertheless be beneficial for several reasons. First, an inversion based on more than one mode enables the definition of a shear wave velocity profile with lower uncertainty (Karray 1999; Beaty et al., 2002). Second, it enables the definition of the correct Poisson's ratio ( $\nu$ ) which value is typically assumed during the inversion. Indeed, the use of only the fundamental mode of propagation during the inversion does not enable the definition of an 'optimal profile' and the chosen  $\nu$  may have a significant importance on the estimated shear wave velocity depending on the nature of the underground profile (Karray and Lefebvre, 2008).

In geotechnical in-situ testing, an important constrain comes from the site condition which often does not permit the use of a long array of receivers and when it does, the nature of the underground profile may vary over large distances therefore favoring the use of shorter arrays (Karray et al., 2010). In such a case, it is beneficial to extract as much information as possible from each recorded signal. Another advantage of some of the techniques presented in sections 3.2 and 3 (namely the S-transform and the integration method) is that they can be adapted to a multi-receiver configuration where the S-transform is used to compute the group velocity (Askari and Hossein Hejazi, 2015) and the integration method the phase velocity. Finally, although all examples presented in this study are related to surface wave testing, the techniques presented in this study could also be used for other applications such as the analysis of various kind of seismic signals.

### 3.2 Modal identification with time-frequency representations

For signals with frequency content varying over time (nonstationary signals), time-frequency analysis (TFA) enables to define which frequencies are present at a given time as shown in Figure 3.1.

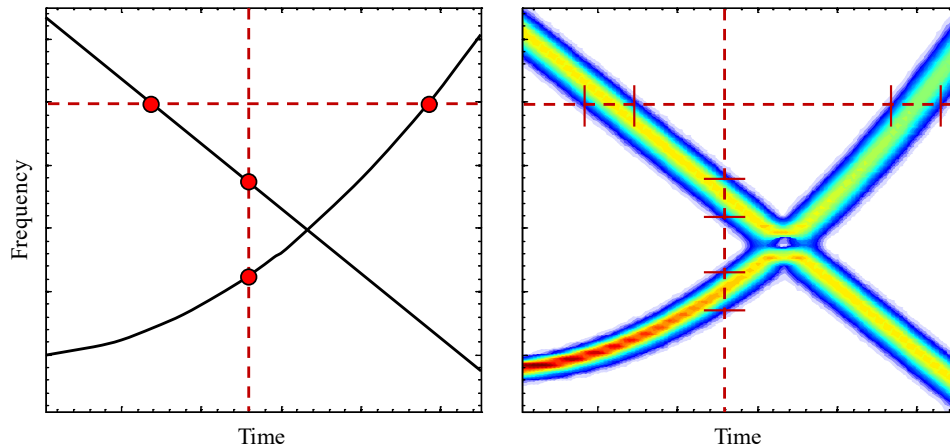


Figure 3.1 (a) Ideal TFR of a multicomponent signal composed of a linear and a quadratic chirp. (b) Spectrogram of the multicomponent signal.

Figure 3.1 shows the TFR of a signal composed of 2 components; a linear and a quadratic chirp. In the theoretical and ideal case, each component at a given frequency (or a given time) is represented by a single point as illustrated in Figure 3.1a. These points are referred to as the group delay (GD) and the instantaneous frequency (IF) (Cohen, 1995; Huang et



coll. 1998; Huang et coll. 2009). However, with most TFR, this ‘perfect’ localization is no longer possible and the pointwise distribution is replaced by short windows due to the Heisenberg/Gabor principle as shown in Figure 3.1b. Nevertheless, if at a given frequency, a signal is composed of two components whose energies are propagated at different velocities, a TFR of adequate resolution would enable the identification of two different ‘wave groups’ along the time and frequency axis (Figure 3.1b). The resolution of a given signal in the time-frequency plane (TFP) depends on its characteristics and on the technique used to calculate the time-frequency distribution. Among the techniques that can be used for TFA, some are referred to as parametric and other as non-parametric. The use of parametric techniques in civil engineering and geophysics is less widespread because of their complexity, their longest calculation time and since their effectiveness over non-parametric techniques for analyzing various type of seismic signals remains to be demonstrated (Tary et al. 2014a, b). These methods can however potentially help to reduce the spreading of each component of a signal present in the TFP since their time resolution is not directly related to their spectral resolution (Marple, 1982; Liu and Quirk, 1983).

In this study, two different non-parametric techniques (sections 4.2.1 and 4.2.2) and a post-processing technique (section 4.2.3) are presented and their effectiveness to obtain an unambiguous TFR of three different synthetic signals (section 4.5.1) and one simulated example (section 4.5.3) is evaluated. Once identified in the TFP, the different modes can be separated to compute the phase velocity dispersion curves of the different modes (section 3). Since several books and articles describing the topic of signal processing with TFA are available (Flandrin, 1999; Mallat, 2008; Boashash, 2015), this article only presents a brief overview of the topics most relevant to this study.

### 3.2.1 Linear time frequency methods

To be considered linear, a TFR must satisfy the superposition or linearity principle stating that if a signal  $x(t)$  is a linear combination of different components, then the TFR of  $x(t)$  is also the linear combination of the TFRs of each component (Hlawatsch and Boudreaux-Bartels, 1992):

$$x(t) = c_1x_1(t) + c_2x_2(t) \Rightarrow T_x(t, f) = c_1T_{x_1}(t, f) + c_2T_{x_2}(t, f) \quad (1)$$

Where:

$c_{1,2}$  = Constants,

$T_x(t, f)$  = Time ( $t$ ) Frequency ( $f$ ) representation of signal  $x(t)$ .

Although the Fourier transform (FT) does not enable the TFR of a given signal, the short time Fourier transform (STFT) does enable such a representation by appropriately pre-windowing the signal before applying the FT. However, the fixed size of the window used in the STFT is a major drawback for several types of signals such as those analysed in this study. To account for this phenomenon, it would be advantageous to use windows of variable sizes. The wavelet transform (WT) is an example of such techniques since it uses scalable passband windows having a bandwidth proportional to the frequency (Hlawatsch and Boudreaux-Bartels, 1992; Mallat, 2008). The two-dimensional representation of the STFT and of the WT are respectively termed the spectrogram and the scalogram and are obtained by taking the squared magnitude of both distributions. The spectrogram and the scalogram are however nonlinear but, as opposed to the WVD, (section 2.2) this nonlinearity does not lead to the introduction of cross-terms. However, for both the spectrogram and the scalogram, interference terms will occur in regions of the TFP where the components of the signal are not sufficiently far apart and overlap (Hlawatsch and Boudreaux-Bartels, 1992). Nevertheless, depending on the nature of the analysed signal, it is often possible to reduce or eliminate the interference between the different components of the signal by choosing a dictionary of windows that are adapted for the proposed application. Among all admissible dictionaries, the ones composed of Gaussian windows provide an optimal combined time-frequency resolution since Gaussian windows are the only windows for which the Heisenberg/Gabor uncertainty relation is minimal ( $\Delta t \Delta f = 1/(4\pi)$ ) (Boashash, 2015). Although such dictionaries are available for both the STFT and the WT, the S-transform (ST) offers an advantageous alternative to the WT and to the STFT since it is conceptually a hybrid of both techniques (Assous and Boashash, 2012). The original formulation of the ST was proposed by (Stockwell et al., 1996):

$$ST_x^h(t, f, \sigma) = \int_{\tau} x(\tau) h(t - \tau, \sigma) e^{-j2\pi f \tau} d\tau \quad (2)$$

Where:

$f$  = frequency,

$ST_x^h(t, f, \sigma)$  = S-transform of signal  $x(t)$  using the window  $h$ ,

$$h(t - \tau, \sigma) = \text{The Gaussian window} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(t-\tau)^2}{2\sigma^2}}$$

In its original formulation, the factor  $\sigma = 1/|f|$  so that as the frequency increases, the Gaussian window is more localized around  $t$ . The main advantage of the ST over the STFT is that it uses sliding windows of changing resolution in the TFP while, as opposed to the WT, it provides absolute phase information with respect to the Fourier spectrum making it a ‘phase-corrected WT’. The latter is due to the properties of the ST analyzing window which cannot be considered as a wavelet (Stockwell et al., 1996). In this study, the absolute phase information provided by the ST is used to compute the phase velocity of signals containing several Rayleigh propagation modes (section 5). Numerically, the ST can be computed efficiently by taking advantage of the fast Fourier transform (FFT) algorithm (Moukadem et al., 2015). To better adapt the ST to the analysed signal, several modifications have been proposed to its original formulation given by equation 2 (Assous and Boashash, 2012). These modifications aim to give more flexibility to the technique by allowing a better control of the joint time-frequency resolution of the original ST. The modifications are applied to the ST by a width control adjustment coefficient  $\gamma$ . The ST written in the form of equation 3 is called the generalised S-transform (GST):

$$GST_x(t, f, \gamma) = \int_{\tau} x(\tau) \frac{|f|}{\gamma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{f^2(t-\tau)^2}{2\gamma^2}} e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (3)$$

Depending on the application, the coefficient  $\gamma$  may have different values (Assous and Boashash, 2012). Figure 3.2 shows the influence of the coefficient  $\gamma$  on the time (a-b) and time-frequency (c-d) representation of the Gaussian window used in the GST. For a larger value of  $\gamma$  (Figure 3.2a-b), the size of the Gaussian window is increased in the time domain while it is reduced in the frequency domain. Inversely, as shown in Figure 3.2b-d, a smaller value of  $\gamma$  creates a narrower time window and a larger frequency window.

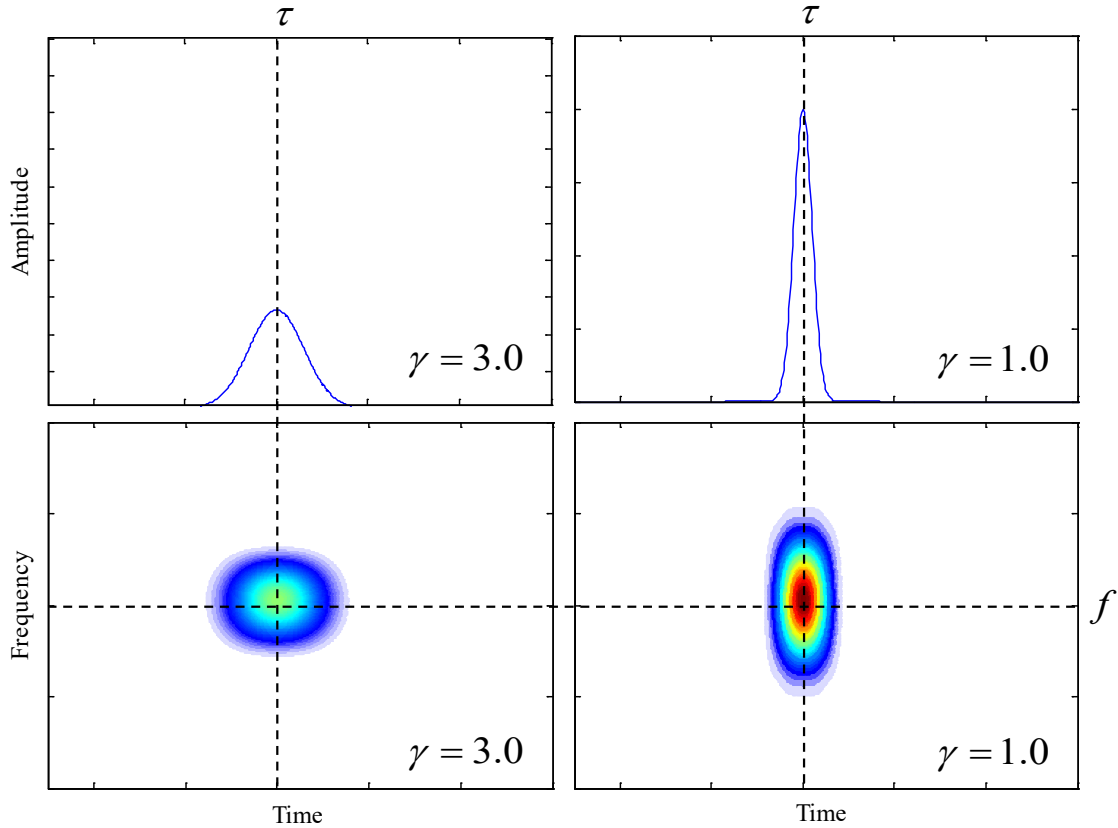


Figure 3.2 Time (a-b) and time-frequency (c-d) representations of the Gaussian window of the GST used in this study:

$$\frac{|f|}{\gamma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{f^2(t-\tau)^2}{2\gamma^2}} e^{-j2\pi f\tau}$$

In this study, we follow an approach similar to the one proposed by Moukadem et al., 2015, where we choose the value of  $\gamma$  so that it maximizes an energy concentration measurement (CM) (Stanković, 2001). Instead of choosing a coefficient  $\gamma$  which varies with frequency, we rather choose to use a fixed value of  $\gamma$  determined automatically by an optimisation methodology. We used a fixed value of  $\gamma$  for 2 reasons. First, the optimization methodology proposed by Moukadem et al. (2015) involves solving for 3 different independent parameters which significantly slows the optimization problem. Second, setting the lower and upper bounds for each variable is not a trivial task and requires some experience to provide acceptable results. We therefore use the following methodology involving a one-dimensional optimisation problem of the following form:

$$\arg \max_{\gamma \in \mathbb{R}} \left( \frac{1}{\sum_1^N \sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |\overline{\text{ST}}_x^h(t, f, \gamma)|} dt df \right) \quad (4)$$

Subject to:  $0.5 \leq \gamma \leq 2.0$

Where :

$$\overline{\text{ST}}_x^h(t, f, \gamma) = \frac{\text{ST}_x^h(t, f, \gamma)}{\sqrt{\sum_1^N \sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |\text{ST}_x^h(t, f, \gamma)|^2 dt df}}$$

Where  $N$  is the number of time samples and  $f_{\min} - f_{\max}$  define the frequency interval within which the CM is calculated. In the original ST (equation 2), the factor  $\gamma$  takes a value of 1. The optimization problem specified by equation 4 is solved with a commercial software package (MATLAB) with the function *fminbnd* which is based on a golden section search algorithm and parabolic interpolation (Brent, 1973; Forsythe and Malcolm, 1976).

### 3.2.2 Quadratic TFR

The resolution of the TFR obtained with the techniques presented in section 2.1 (STFT, WT, GST) depends both on the properties of the analysed signal and on the properties of the windows ( $h$  in equation 2) chosen to analyse the signal. Therefore, instead of fixing  $h$  arbitrarily, it was proposed at the end of the previous section to try to make it depend adaptively on the analysed signal. The WVD extends this concept even further by using the time-reverse version of the analysed signal as analyzing window,  $h(t) = x(-t)$  (Flandrin, 1999). The WV transform is performed as shown in equation 5:

$$WV_x(t, f) = \int_{\tau} z\left(t + \frac{\tau}{2}\right) z^*\left(t + \frac{\tau}{2}\right) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (5)$$

In equation 5,  $z(t)$  is the analytic associate of the signal  $x(t)$ . The WVD is therefore only affected by the nature of the signal itself. However, in counterparts, the fully quadratic nature of the WVD tends to create oscillating interference terms located midway in

between interacting components in accordance with the quadratic superposition principle (Flandrin, 1999).

$$x(t) = c_1 x_1(t) + c_2 x_2(t) \Rightarrow T_x(t, f) = |c_1|^2 T_{x_1}(t, f) + |c_2|^2 T_{x_2}(t, f) + c_1 c_2^* T_{x_1, x_2}(t, f) + c_2 c_1^* T_{x_1, x_2}(t, f) \quad (6)$$

Where  $T_{x_{1,2}}(t, f)$  are the signal terms and  $T_{x_1, x_2}(t, f) - T_{x_2, x_1}(t, f)$  are interference terms. Since the interference terms of the WVD are by nature oscillatory, a strategy often used to reduce them is to apply a low-pass smoothing kernel ( $\psi_T$ ) to the WVD:

$$T_x^\psi(t, f) = \iint_{t' f'} (\psi_T(t - t', f - f') W V_x(t', f')) dt' df' \quad (7)$$

However, such smoothing inevitably reduces the sharpness of the distribution by spreading out the energy of the signal terms. Among all possible kernels ( $\psi_T$ ), the kernel of the SPWVD offers one the most versatile smoothing approach since it allows the time and frequency smoothing to be adjusted independently (Auger and Flandrin, 1995):

$$\psi_T(t, f) = g(t)H(f) \quad (8)$$

Where  $g(t)$  and  $H(f)$  are two real even windows with  $G(0) = h(0) = 1$  and where the upper and lower case letters differentiate the frequency and time domain ( $H(f) \underset{\text{FT}}{\longleftrightarrow} h(t)$ ). In this study, we used two normalised Gaussian windows of the form shown in equation 2 with  $G(0) = h(0) = 1$ . The size of each window is controlled by the parameters  $\sigma_h$  and  $\sigma_G$  which was chosen following a methodology similar to the one presented in section 3.2.1:

$$\arg \max_{\sigma \in \mathbb{R}} \left( \frac{1}{\sum_1^N \sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |\overline{T_x^{h,g}}(t, f)|} dt df \right)$$

$$\begin{aligned} \text{Subject to: } 0.5 \leq \sigma_h \leq 3.0 \\ 0.5 \leq \sigma_G \leq 3.0 \end{aligned} \quad (9)$$

Where:

$$\overline{T_x^{h,g}}(t, f) = \frac{T_x^{h,g}(t, f)}{\sqrt{\sum_1^N \sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |T_x^{h,g}(t, f)|^2 dt df}}$$

In this case however, the optimization process is more complex and time consuming due to the presence of the two independent variables to solve for  $(\sigma_h, \sigma_G)$ . There exist several techniques to solve such multivariable nonlinear optimisation problem and presenting a review of all possible techniques that could be used for this class of problem is beyond the scope of this study. We choose to use a Pattern Search (PS) algorithm, which is a gradient free method, with 5 randomly selected starting values  $(\sigma_{h_0}, \sigma_{G_0})$  within the chosen boundaries of equation 8 since, depending on the starting point, the PS algorithm may converge to a local maximum (Abramson, 2003). Although this procedure is not guaranteed to converge to a global maximum, the resolution of the TFR obtained with each of the starting points was similar. Nevertheless, other techniques could be used to ensure convergence to the global maximum but these techniques would require a greater computational cost. To improve the readability/resolution of the TFR, we rather use the reassignment method that can be computed with minimal additional computation efforts for both the SPWVD and the GST (Auger and Flandrin, 1995; Liu and Zhu, 2012).

### 3.2.3 Reassignment method

The reassignment method (RM) is a post-processing technique that was introduced to reduce the spreading of the energy of the signal terms caused by the analysing window (GST) or the smoothing kernel (SPWVD) (Auger and Flandrin, 1995). The RM was first introduced by Kodera et al. (1976) to improve the readability of the spectrogram and later generalised by Auger and Flandrin (1995) to all bilinear time-frequency (or time-scale) distributions.

Figure 3.3 shows how the RM enables to increase the readability of a time-frequency distribution by reducing the smearing of the signal terms introduced by the smoothing process.

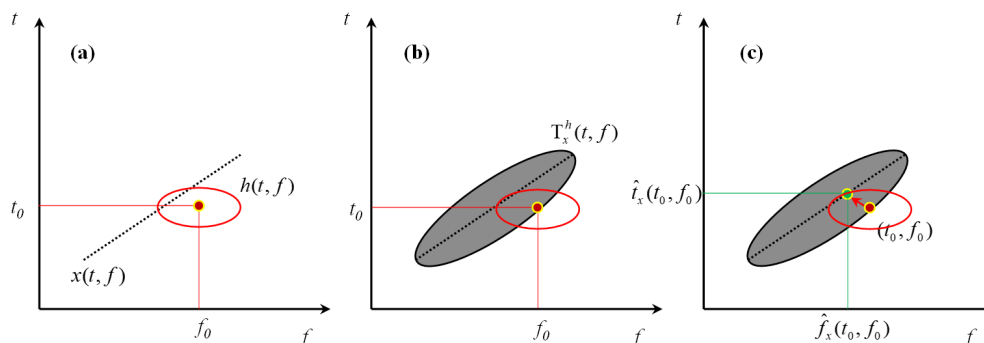


Figure 3.3 Schematic of the principle of reassignment. (a) Idealistic representation in the TFD of the signal  $x(t)$  (dotted line) and the window  $h(t, f)$  (red ellipse) centered at  $(t_0, f_0)$ . (b) Convolution of the signal with the window gives rise to the time-frequency distribution  $T_x^h(t, f)$ . Although there is no energy at  $(t_0, f_0)$ , the convolution product evaluated at  $(t_0, f_0)$  is not nil. (c) The RM corrects the smearing introduced by the convolution by reallocating the energy of  $(t_0, f_0)$  to the center of gravity  $(\hat{t}, \hat{f})$  of  $T_x^h(t, f)$ .

The idea behind the RM is to re-assign the energy of each components of the time-frequency distribution to its corresponding IF/GD (its centroid) whose coordinates are defined by:

$$\hat{t}_x(t, \omega) = \frac{t}{2} - \frac{\partial \varphi(t, \omega)}{\partial \omega} \quad (10)$$

$$\hat{\omega}_x(t, \omega) = \frac{\omega}{2} + \frac{\partial \varphi(t, \omega)}{\partial t} \quad (11)$$

where  $\hat{t}_x$  corresponds to the GD,  $\hat{\omega}_x = 2\pi \hat{f}_x$  to the IF and  $\varphi(t, \omega)$  to the phase of the distribution. Numerically, the RM can be computed efficiently for both the GST and the SPWVD. In this study, the procedure proposed by Auger and Flandrin (1995) was followed to obtain the reassigned smoothed pseudo Wigner-Ville distribution (RSPWVD), while the procedure proposed by Liu and Zhu (2012) was followed to obtain the reassigned generalised S-transform (RGST). When performing the RM, it should be remembered that



it is a post processing technique so that its ability to improve the resolution of a given TFR depends on the accuracy of the TFR itself. Therefore, improving the readability of the TFR does not necessarily imply an improvement of its resolution (Iatsenko et al., 2015).

### 3.3 Modal separation and phase velocity dispersion curves

The components/modes present on a TFR can be identified using different techniques (Delprat et al. 1992; Carmona et al. 1997; Staszewski, 1998). In this study, we use the RM to locate the IF and GD associated to the different Rayleigh wave propagation modes as described in section 2.3. Once the IFs and GDs  $(\hat{t}_x, \hat{\omega}_x)$  of each mode identified on the TFR, the next step is to determine the local phase information associated with each mode to compute their associated phase velocity dispersion curve. Indeed, in surface wave testing, these dispersion curves are used to perform the inversion process to calculate the shear wave velocity profile. Since the phase information obtained from the GST is absolutely referenced (at time  $t=0$ ), the value of the phase at a given location on the TFR can be used to calculate its corresponding phase velocity. Therefore, once each mode is identified on the TFR, their associated phase velocities can be calculated directly from the phase values obtained with the GST. For the RGST, although the phase information is no longer available, the location of the modes identified on the reassigned TFR (RTFR) are used to compute the phase velocity from the phase information of the GST. Note that when calculating the phase velocity from only one receiver, it is assumed that there is no phase shift at the source (section 3.4.1).

#### 3.3.1 Time variable filtering (TVF)

For the RSPWVD, the procedure used to compute the phase velocity is different. First, each mode is identified using the RSPWVD. Second, the TVF is used to isolate each identified mode. The TVF is applied to a signal  $f(t)$  ( $F(\omega)$  in the Fourier domain) with a filter  $W(t, \omega)$  as shown in the following equation:

$$\bar{f}(t) = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} F(\omega) W(t, \omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (12)$$

The TVF was first designed to remove the noise present in seismic signals (Pilant and Knopoff, 1964) but was also successfully used to isolate the different Rayleigh waves propagation modes present in both synthetic and real signals (e.g. Cara, 1973; Badal et coll. 1990; Corchette et coll. 2007; Karray and Lefebvre, 2009). Once isolated, the phase velocity of each mode can be obtained with the FT. When using the TVF, the first step is to determine the characteristics of the filter  $W(t, \omega)$ . Although there are several admissible choices of filters, the filters suggested by Landisman et col. (1969) have the advantage to adjust based on the variations of the group velocity.

$$W(t, \omega) = \begin{cases} 0 & t \leq t_{gr}(\omega) - \Delta t \\ \cos\left\{\pi\left[t - t_{gr}(\omega)\right] / 2\Delta t\right\} & t_{gr}(\omega) - \Delta t \leq t \leq t_{gr}(\omega) + \Delta t \\ 0 & t \geq t_{gr}(\omega) + \Delta t \end{cases}$$

where :  $\Delta t = \frac{2\pi}{\omega} \left( \alpha + \beta \left| \frac{dU(\omega)}{d\omega} \right| \right)$  (13)

However, such filters adapt to each mode individually meaning that for a signal containing several propagation modes, the filters used for each mode may overlap in the TFP. In this study, the parameters  $\alpha$  and  $\beta$  of the TVF were manually adjusted so that the size of the filters of both modes is adequate to separate them (i.e: the zone of influence of both filters should minimally overlap). The values used for the parameters  $\alpha$  and  $\beta$  are similar to those used in Karray and Lefebvre (2009).

### 3.3.2 Integration method

Filtering in the TFD with the TVF enables to reduce or at best eliminate the energy of the modes or the waves that do not belong to the selected Rayleigh mode. However, under certain conditions, the group velocity of two or more Rayleigh modes may be similar or identical in certain regions of the TFP. When it happens, it may no longer be possible to correctly separate these modes since the windows used by the TVF or the GST are not able to isolate both modes. Also, when filtering in the TFD, the resolution gained with the use of the RM may be lost since the windows used in the filtering process may not correctly isolate each mode. In this study, a technique that can be use to better exploit the resolution

gained with the RM is described. The group velocity can be evaluated with the following equation:

$$U(f) = c(f) + k(f) \cdot \left( \frac{dc(f)}{dk(f)} \right) \quad (14)$$

Where  $U(f)$  is the group velocity,  $c(f)$  the phase velocity and  $k(f)$  the wavenumber. Equation 14 defines a two variable ( $c, k$ ) differential equation linking the group to the phase velocity. Equation 14 may also be expressed as:

$$U(f) = c(f) + \left[ \frac{f}{c(f)} U(f) \right] \frac{dc(f)}{df} \quad (15)$$

Re-writing:

$$\frac{dc(f)}{f} - \left( \frac{1}{f} \right) c = - \left( \frac{1}{f \cdot U(f)} \right) c^2 \quad (16)$$

Equation 16 corresponds to a second order Bernoulli differential equation:

$$y' - P(x)y = -Q(x)y^n$$

Where  $y=c$ ,  $P(x)=1/f$  and  $Q(x)=-1/f \cdot U(f)$ . The general solution to these types of equations is:

$$c(f) = \frac{f}{\int \frac{1}{U(f)} df + cte} \quad (17)$$

To determine the phase velocity dispersion curve  $c(f)$ , it is necessary to numerically integrate the curve  $U(f)$  and to determine the integration constant (cte). In this study, the

integration is performed with the Runge-kutta method of order four. However, the evaluation of the integration constant requires the determination of at least one correct phase velocity value of the mode to be isolated. It is therefore necessary to first use the phase information of the GST (or the TVF when the SPWVD is used), then establish the portion of the dispersion curve correctly defined (where the modes are clearly defined) and from this portion of the curve calculate the integration constant.

### 3.4 Case study

#### 3.4.1 Synthetic Records

Three different underground profile configurations are considered in this study (Table 3.1).

Table 3.1 Properties of the considered underground profiles. H is the height of the layer,  $V_s$  is the shear wave velocity and  $\nu$  is the Poisson's ratio.

Case 1			Case 2			Case 3		
H (m)	$V_s$ (m/s)	$\nu$	H (m)	$V_s$ (m/s)	$\nu$	H (m)	$V_s$ (m/s)	$\nu$
2	80	0.46	2	80	0.46	2	80	0.45
4	120	0.49	4	180	0.49	2	140	0.45
8	180	0.49	8	120	0.49	2	170	0.45
h.s.	360	0.46	h.s.	360	0.46	2	180	0.45
Note: h. s. means half space.						h.s.	1000	0.25

These three cases were selected because they are associated with several of the possible Rayleigh mode interference problems that can be encountered in practice. The first case is a profile where the shear wave velocity increases steadily with depth for the first 14 m. In the second case, a layer of low shear wave velocity is located between two layers of higher shear wave velocity. The third case is a profile consisting of four soil layers of equal thickness and increasing shear wave velocity with depth bounded by the bedrock at a depth of 8 m. For each of the 3 cases, the synthetic signal is calculated based on the theoretical dispersion curves of the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh wave propagation mode calculated using the transfer matrix method as formulated by Schwab and Knopoff (1972). The synthetic records are therefore not affected by mode incompatibility and near field effects since the transfer matrix method models the propagation of plane Rayleigh

waves. This also means that attenuation is not considered. The synthetic signals correspond to a source-receiver offset of 32 m with no dephasing at the source. An arbitrary amplitude of 1 for frequencies varying between 5 and 40 Hz and that attenuates rapidly outside this interval was chosen for the two modes. However, in reality, the different Rayleigh wave propagation modes do not contain the same amount of energy and the energy carried by each mode rather varies depending on the investigated profile.

In this study, the time delay (group time) at a given receiver and frequency is calculated with respect to the source. Therefore, the group time at a given position and frequency is given by equation 18:

$$t_{measured} = t_{gr} - t_{gr0} \quad (18)$$

When the energy is injected rapidly into the soil (pulse like loading), the time  $t_{gr0}$  is the time elapsed between the time of impact and the time when the first sensor is triggered. Therefore, the performance of tests by injecting an energy of short duration and triggering the recording receivers at the time of impact would enable the evaluation of the group velocity of the different waves present in the recorded signals (since in such case  $t_{gr0} \approx 0$ ). On the field, this can be done by using a receiver as a trigger located near the source (Karray, 1999). Note however that for a short source-receiver distance, the value of  $t_{gr0}$  may no longer be insignificant.

### 3.4.2 Simulated records

Finite different modelling (FDM) is used in this study to simulate the propagation of elastic waves, introduced by a vertical load at the surface of the model, in a layered half space. The computer program FLAC develop by ITASCA Consulting Group Inc. is used in this study. The model used is 90 m in length and 90 m in height and the grid is composed of square elements each having a dimension of 0.5x0.5 m. The size of the model and the use of quiet boundaries ensured that waves reflected by the boundaries carry minimal amount of energy (Lysmer and Kuhlemeyer, 1969). A proportional Rayleigh damping equivalent to 2% of critical in the first mode was adopted. The dynamic properties of the model are shown in table 3.2.

Table 3.2 Properties of the considered underground profiles.

Model 1		
H (m)	$V_s$ (m/s)	$\nu$
1.5	50	0.33
1.5	80	0.33
1.5	110	0.33
1.5	140	0.33
1.5	170	0.33
1.5	200	0.33
1.5	230	0.33
1.5	260	0.33
1.5	290	0.33
h.s.	300	0.33

## 3.5 Results and discussion

### 3.5.1 Synthetic signals

The main cause of difference between the calculated and the theoretical velocities when analysing synthetic records comes from the characteristics of the transform used to obtain the TFR. In contrast, when analysing real or simulated signals, several factors can affect the velocities calculated at a given distance from the source. For example, depending on the distance between the receiver and the source, the energy of the different Rayleigh propagation modes may vary and the signal may be affected by near/far field effects. Synthetic records are therefore ideal to test the effectiveness of the techniques presented in section 3.2 since the calculated velocities are expected to match the theoretical ones.

#### 3.5.1.1 Case 1

The first case was considered to show how the different techniques presented in section 3.2 operate on signals containing more than one mode. Figures 3.4 and 3.5 show (a) the TFR and (b) the RTFR obtained respectively with the original ST (without optimisation) and the optimised GST while Figures 3.4c and 3.5c show the theoretical group velocities and the group velocities extracted from the RST (Figure 3.4b) and the RGST (Figure 3.5b). Without the RM, the spectrogram obtained with the ST (Figure 3.4a) and the GST (Figure 3.5a) shows important smearing of the energy of the 2 modes present in the synthetic

record. The RM however significantly reduces the smearing and the group velocity curves of both modes can be extracted from the RST (Figure 3.4c) and the RGST (Figure 3.5c). As shown on Figure 3.4c, the original ST enables the identification of the R0 mode (solid line) between 5 and 40 Hz and of the R1 mode (dashed line) between 10 and 40 Hz. Using the optimisation procedure presented in section 2.1, the coefficient  $\gamma$  takes a value of 0.68 which enables the identification of the R1 mode along a longer interval, from 6 to 40 Hz (Figure 3.5c), than with the original ST.

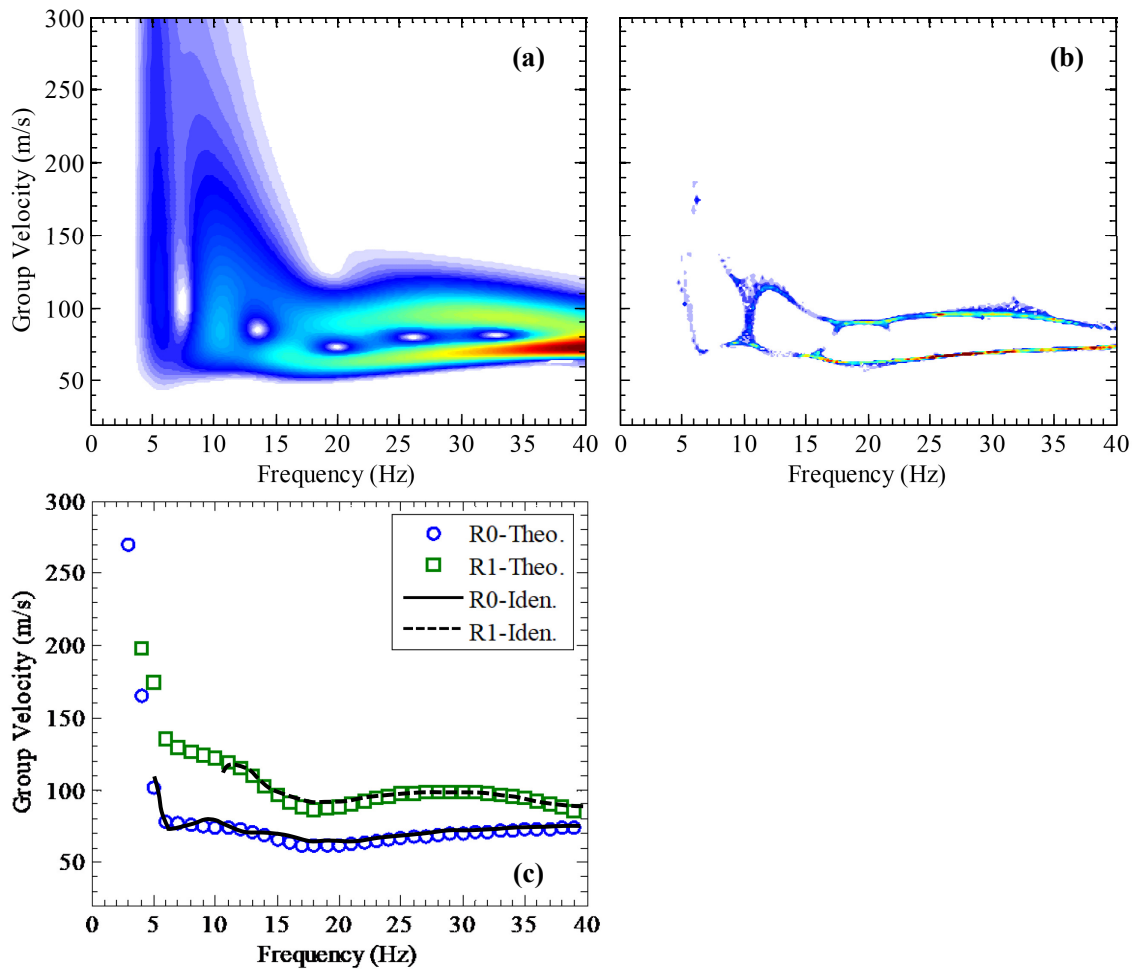


Figure 3.4 (a) TFR of synthetic signal 1 using the original ST ( $\gamma=1$ ). (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.4b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares.

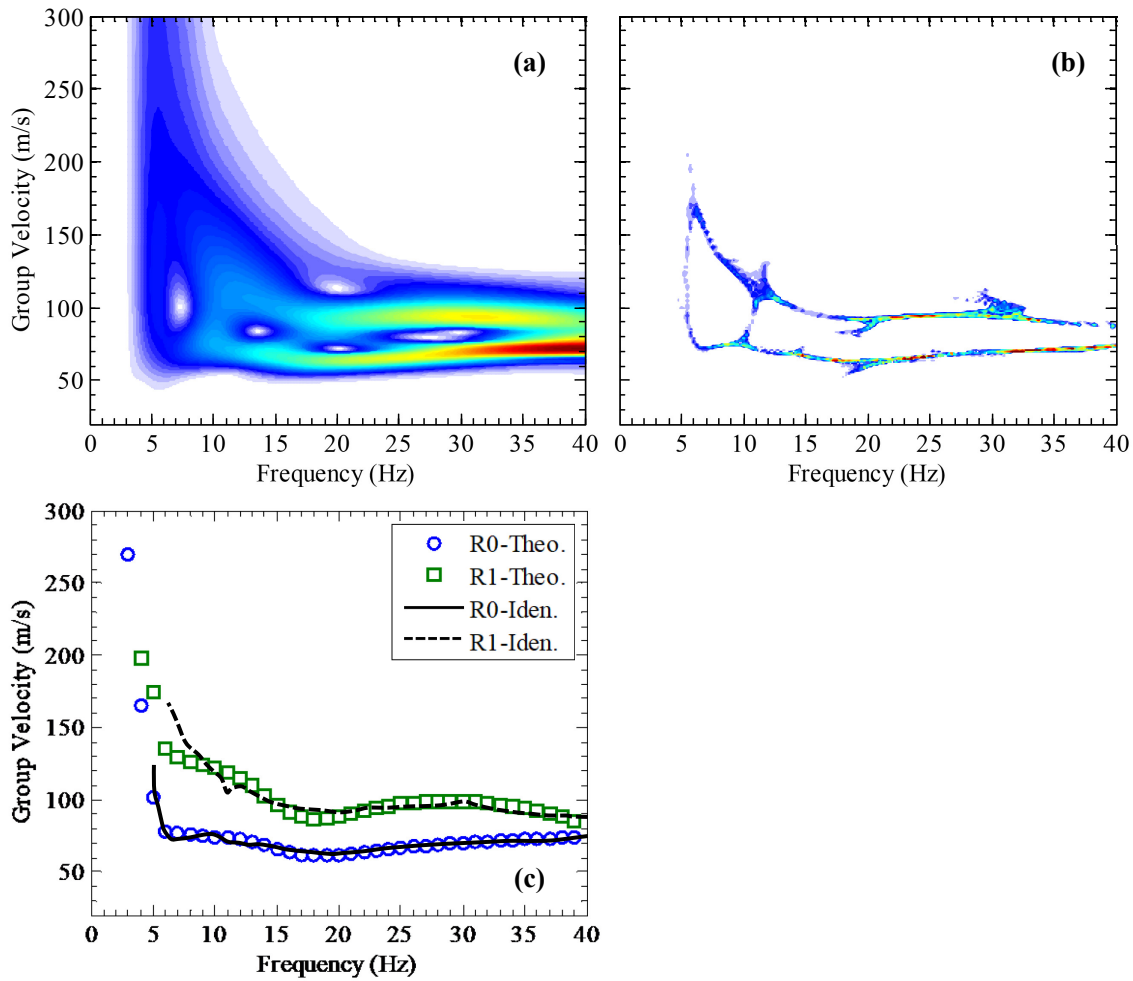


Figure 3.5 (a) TFR of synthetic signal 1 using the optimised GST ( $\gamma = 0.68$ ). (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.5b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares.

As explained in section 3.2.1, the phase velocity can be calculated directly from the phase of the GST since it is absolutely referenced. Figure 3.6 shows how the phase velocity curves calculated with the RGST and the integration method compare to the theoretical phase velocity curves. Figure 3.6a shows that the R0 mode is well defined between 5 to 40 Hz while the R1 mode is defined correctly above 8 Hz. Figure 3.6b shows that the integration method enables to correctly identify the R0 mode between 5 to 40 Hz and the R1 mode between 6 to 40 Hz.



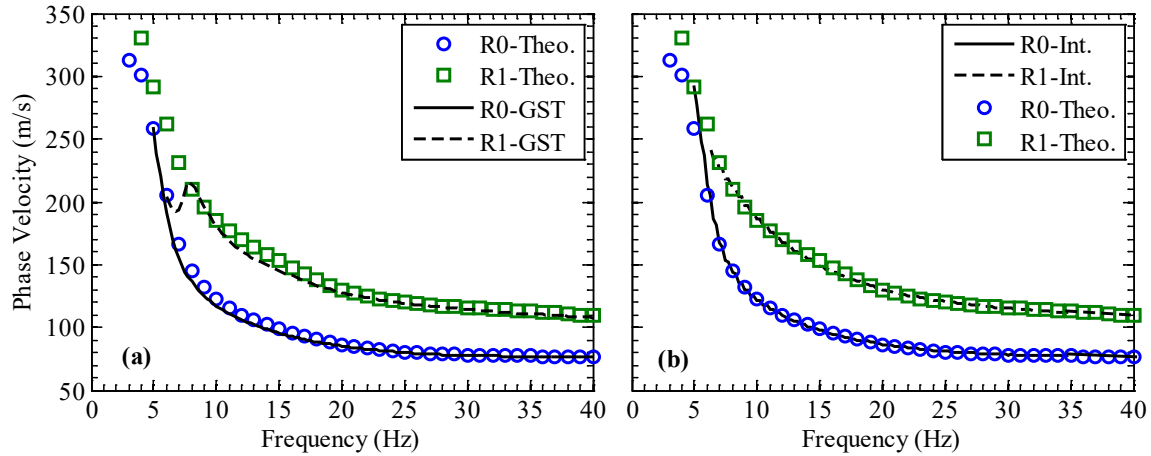


Figure 3.6 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 1 obtained from the: (a) phase information of the GST, (b) integration method.

Figure 3.7 shows (a) the TFR and (b) the RTFR obtained with the optimised SPWVD while Figure 3.7c shows the theoretical group velocities and the group velocities obtained from the RSPWVD (Figure 3.7b). As for the GST, the use of the RM on the SPWVD significantly reduced the smearing of the energy of both modes enabling the identification of the R0 mode between 6 and 40 Hz and of the R1 mode between 5 and 40 Hz. Figure 3.8 shows the phase velocity calculated with the TVF technique applied to the original signal at the locations shown in Figure 3.7c. The calculated and theoretical R0 mode are similar between 7 and 40 Hz. Below 7 Hz, the calculated phase velocity increases at a faster rate than the theoretical one. For the R1 mode, the theoretical and calculated curves are similar between 10 and 40 Hz. Below 10 Hz, the calculated R1 mode deviates from the theoretical mode. The integration method (Figure 3.8b) enables to better define the R1 mode below 10 Hz while it yields results to the ones obtained with the TVF for the R0 mode.

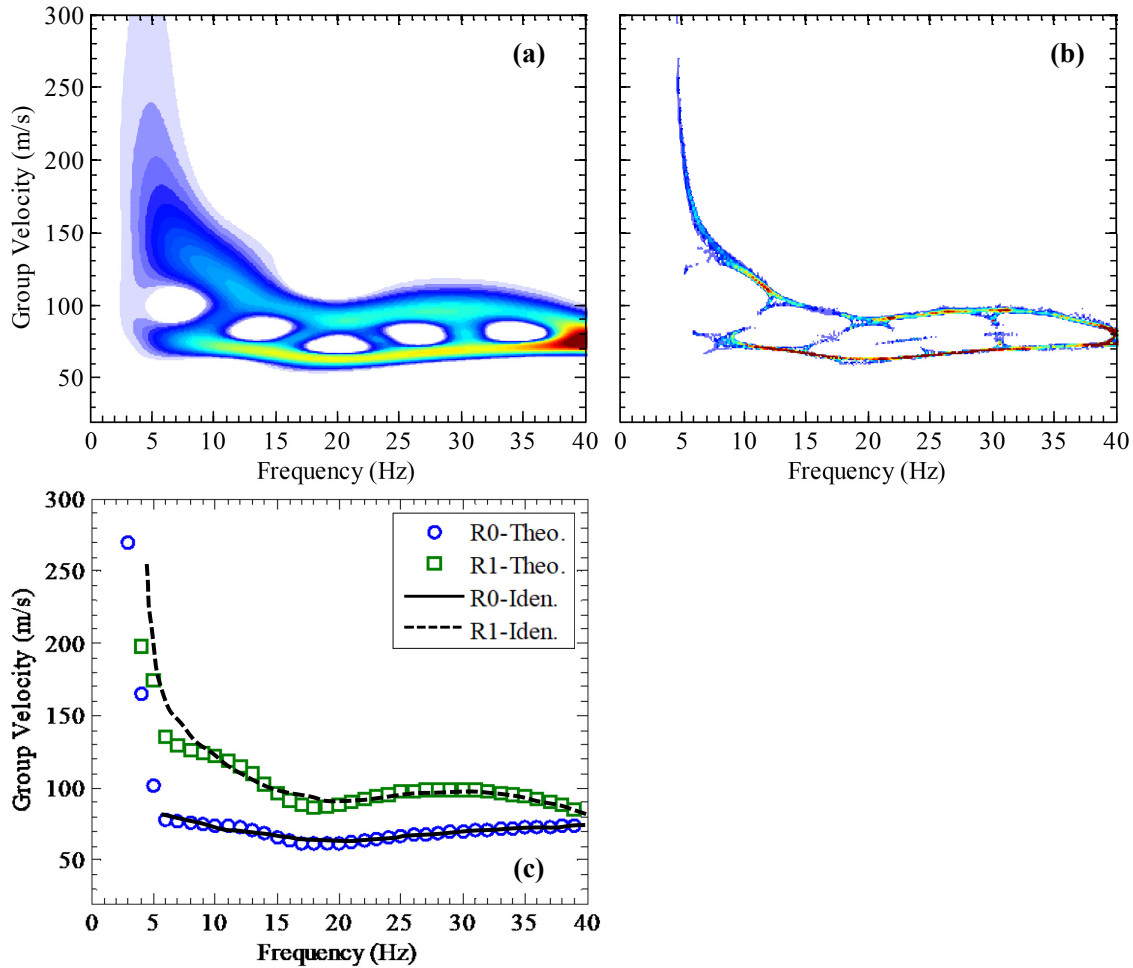


Figure 3.7 (a) TFR of synthetic signal 1 using the optimised SPWVD. (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.7b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares.

### 3.5.1.2 Case 2

The presence of a lower velocity layer trapped between two higher velocity layers is known to create several issues in terms of mode mixing (Tokimatsu, 1992; Karray, 1999). As shown by the theoretical group velocity curves in Figure 3.9c, the presence of the lower velocity layer creates a crossing of the group velocity curve of the R0 and R1 modes between 9 and 16 Hz. Within this interval, the group velocity of the R1 mode is lower than the group velocity of the R0 mode.

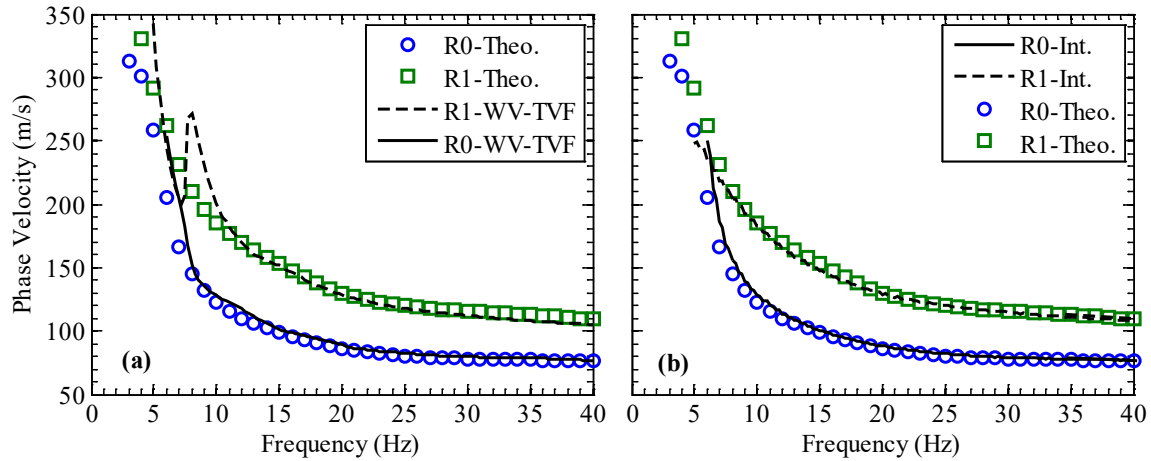


Figure 3.8 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 1 obtained from the: (a) phase information of the filtered signal using the TVF, (b) integration method.

While it is difficult to identify the two different modes of signal 2 on the GST (Figure 3.9a), the RGST (Figure 3.9b) enables to identify both modes. Above 20 Hz, both the R0 and R1 modes are well defined in the TFP. However, between 15 and 18 Hz, the R0 mode is not present in the TFP. To obtain the group velocity within this interval, it is assumed that the velocity varies linearly between 15 and 18 Hz (as shown by the dotted line in Figure 3.9c) which are the nearest points where the R0 mode appears on the TFP. The R1 mode can be identified from the RGST and it agrees with the theoretical curve between 6 and 40 Hz as shown in Figure 3.9c. Figure 3.10a shows that the phase velocity curve of the R0 mode calculated with the phase information of the GST deviates from the theoretical curve below 17 Hz while the calculated R1 mode agrees with the theoretical curve between 7 and 40 Hz. The use of the integration method enables to correctly calculate the R0 mode below 17 Hz as shown in Figure 3.10b. Figure 3.11 shows that the TFR obtained with the RSPWVD is similar to the one obtained with the RGST.

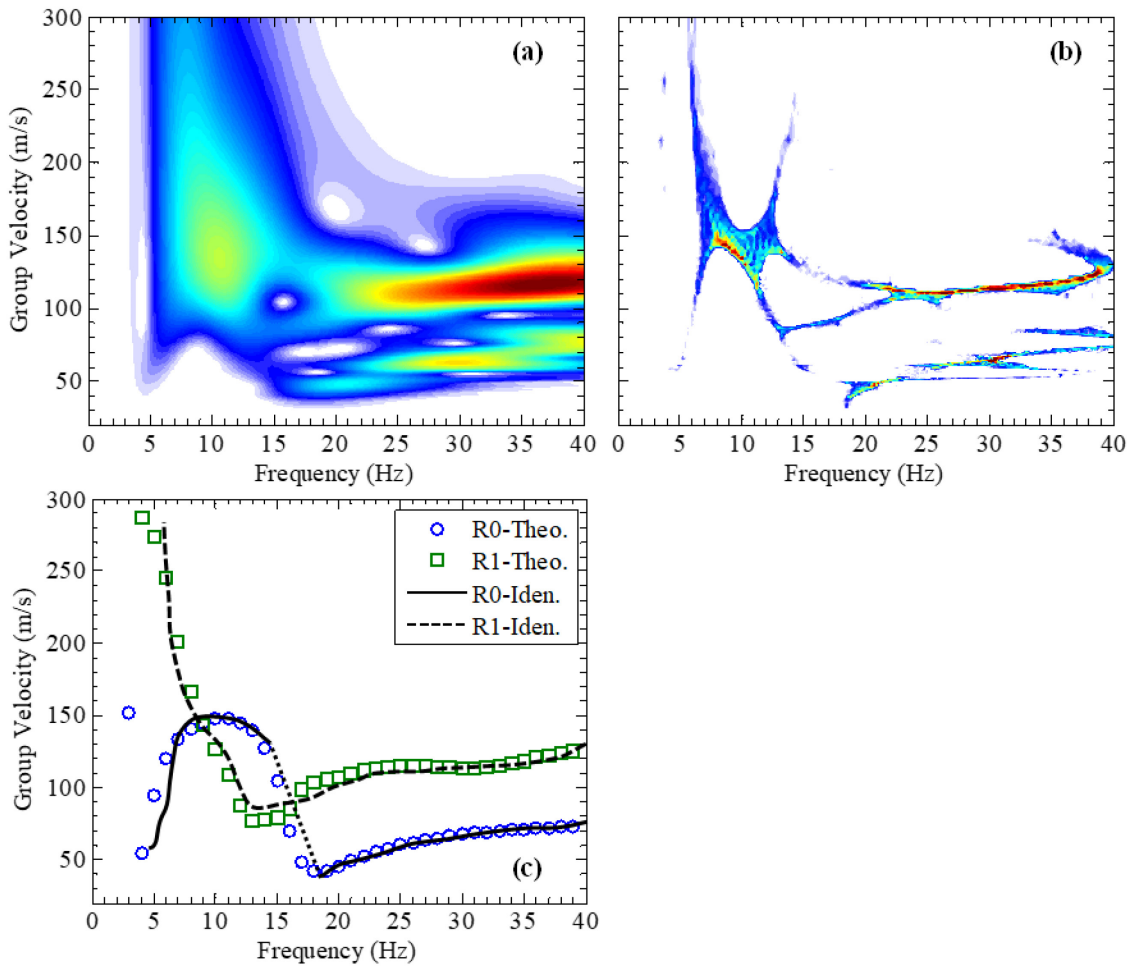


Figure 3.9 (a) TFR of synthetic signal 2 using the optimised GST ( $\gamma = 0.78$ ). (b) TFR of synthetic signal 1 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.9b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. The dotted line between 15 and 18 Hz was obtained by assuming that the velocity of the R0 mode varies linearly between these frequencies.

The R0 mode is correctly defined between 7 and 40 Hz although it is not present between 15 and 18 Hz. The R1 mode is correctly defined between 6 and 40 Hz. Figure 3.12a shows that the TVF enables to correctly calculate the R0 mode on a larger interval (6 to 40 Hz) than the GST. However, below 17 Hz, the calculated R1 mode begins to deviate from the theoretical values which was not the case for the GST. Note however that several adjustments of the filters were necessary to correctly separate the R0 and R1 modes. Figure

3.12b shows that the integration method allows to correctly calculate the R1 mode while the calculated R0 mode deviates from the theoretical values below 14 Hz.

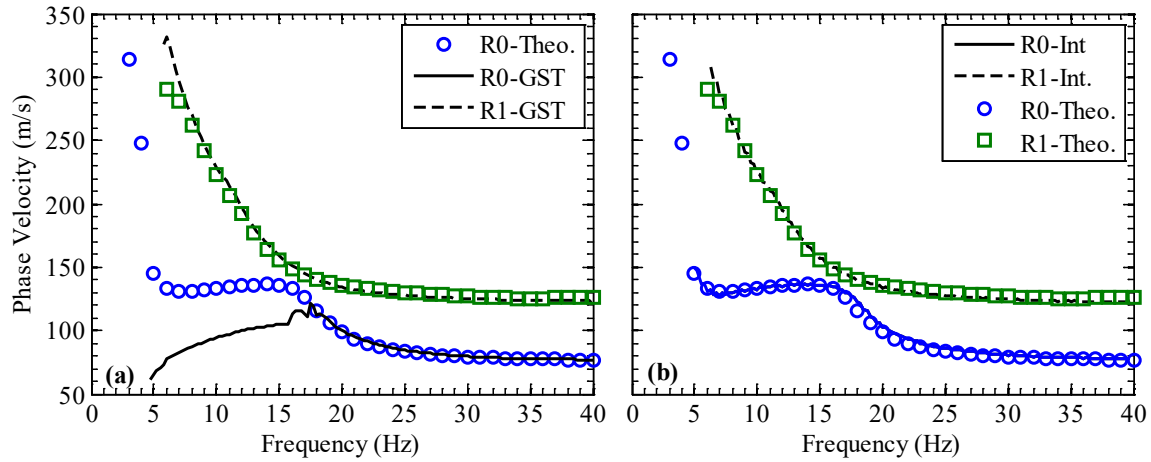


Figure 3.10 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 2 obtained from the: (a) phase information of the GST, (b) integration method.

### 3.5.1.3 Case 3

The presence of the bedrock (layer with high rigidity) at a certain depth below the surface creates some distinctive features on the time-frequency (or time-velocity) representation of the signals recorded during seismic surveys (Tolstoy 1973; Aki and Richard, 2002). For case 3, Figure 3.13 shows that the presence of the bedrock is not problematic in terms of mode mixing for frequencies above 16 Hz where both modes can be correctly identified. However, below 16 Hz, the theoretical group velocity of the R1 mode rapidly decreases while the group velocity of the R0 mode rapidly increase below 10 Hz (Figure 3.13c). Using the RTFR of Figure 3.13b, the R0 mode can be correctly identified between 7 and 35 Hz. However, for the R1 mode, the RTFR (Figure 3.13b) suggests that the group velocity of the R1 mode could either increase or decrease below 16 Hz. To identify the correct R1 curve, the GST was performed with a higher  $\gamma$  value which is better adapted for rapid changes in group velocity (Figure 3.14). Using the RTFR of Figure 3.14b, it is possible to confirm that the group velocity of the R1 mode decreases below 16 Hz.

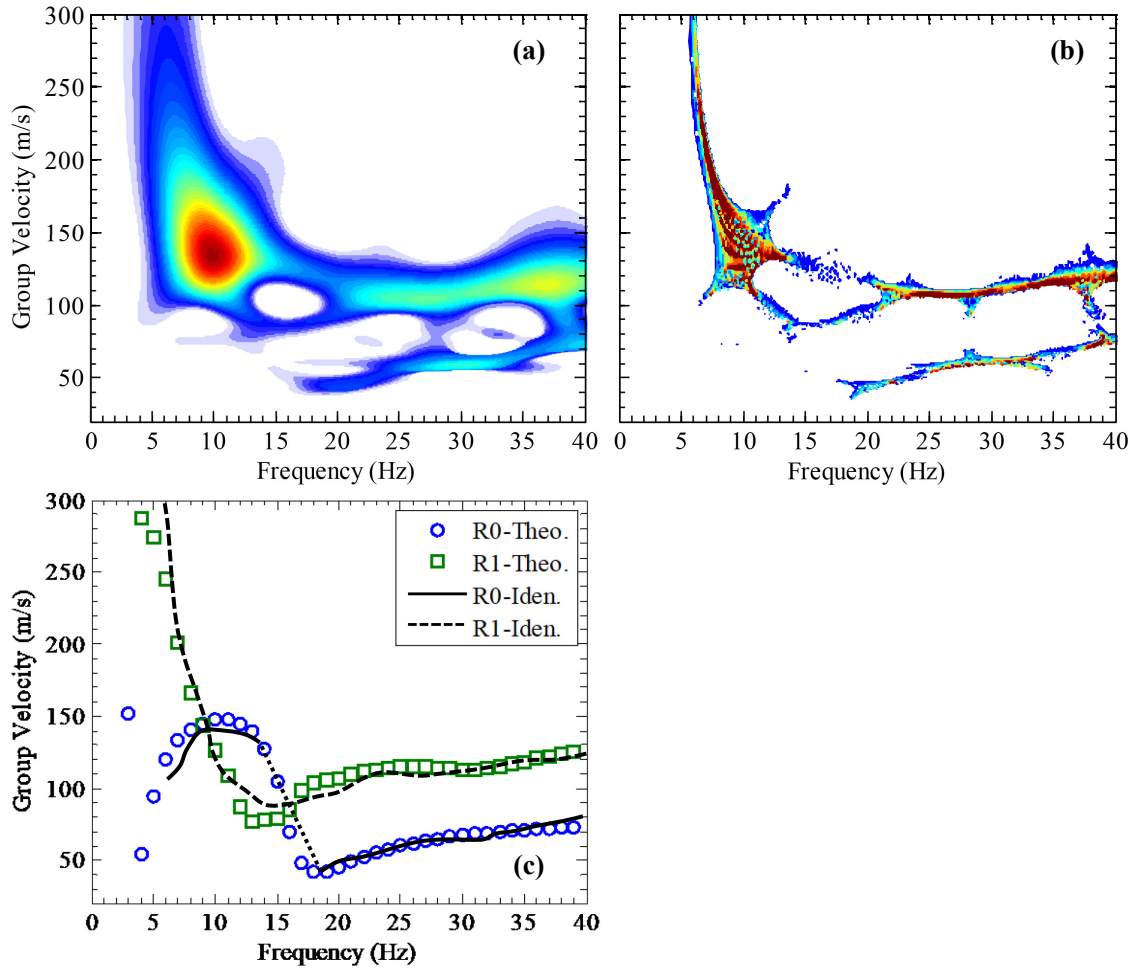


Figure 3.11 (a) TFR of synthetic signal 2 using the optimised SPWVD. (b) TFR of synthetic signal 2 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.11b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares. The dotted line between 15 and 18 Hz was obtained by assuming that the velocity of the R0 mode varies linearly between these frequencies.

The group velocity curves shown in Figure 13c (the black curves) were therefore used to compute the phase velocity curves presented in Figure 3.15. Figure 3.15 shows that the phase velocities calculated with the GST and the integration method agree with the theoretical velocities between 7 and 35 Hz for the R0 mode and between 12 and 35 Hz for the R1 mode.

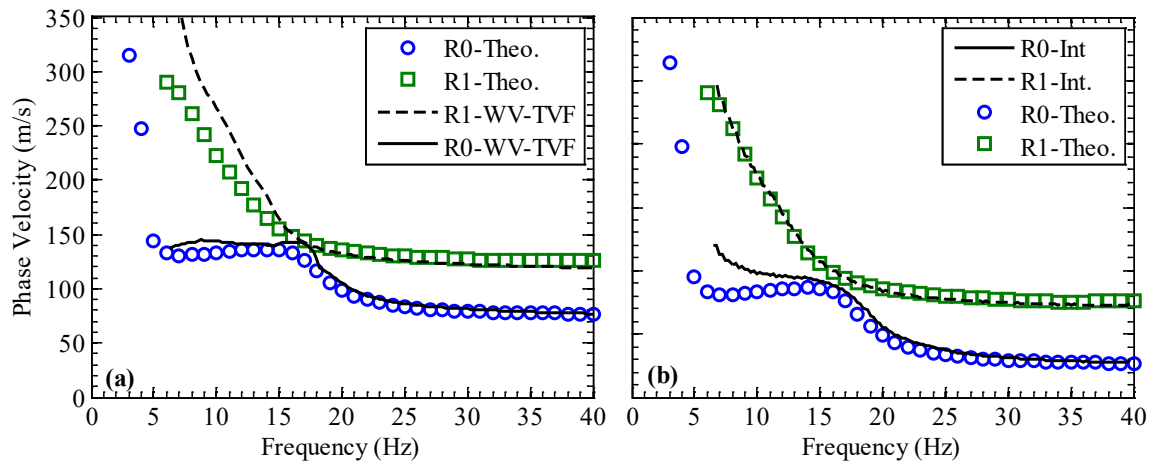


Figure 3.12 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 2 obtained from the: (a) phase information of the filtered signal using the TVF, (b) integration method.

Figure 3.16 shows the TFR of signal 3 obtained with the SPWVD. Using Figure 3.16b, the R0 mode can be identified between 7 and 38 Hz although the velocity is overestimated compared to the theoretical value at 7 Hz. However, as for the RGST (Figure 3.13b), below 18 Hz the RSPWVD (Figure 3.16b) suggests that the group velocity of the R1 mode could either increase (red dashed line) or decrease (black dashed line) and it is not possible to correctly define the group velocity of the R1 mode below 18 Hz. The phase velocity of the R1 mode is therefore only calculated above 18 Hz in Figure 3.17. Figure 3.17 shows the phase velocity calculated with the TVF agrees with the theoretical velocity between 10 and 38 Hz for the R0 mode and between 18 and 37 Hz for the R1 mode. For both modes, the phase velocity calculated with the integration method is closer to the theoretical velocity than the velocity determined with the TVF. With the integration method, the calculated R0 mode agrees with the theoretical mode between 7.5 to 38 Hz and the R1 mode agrees with the theoretical mode between 18 to 37 Hz.

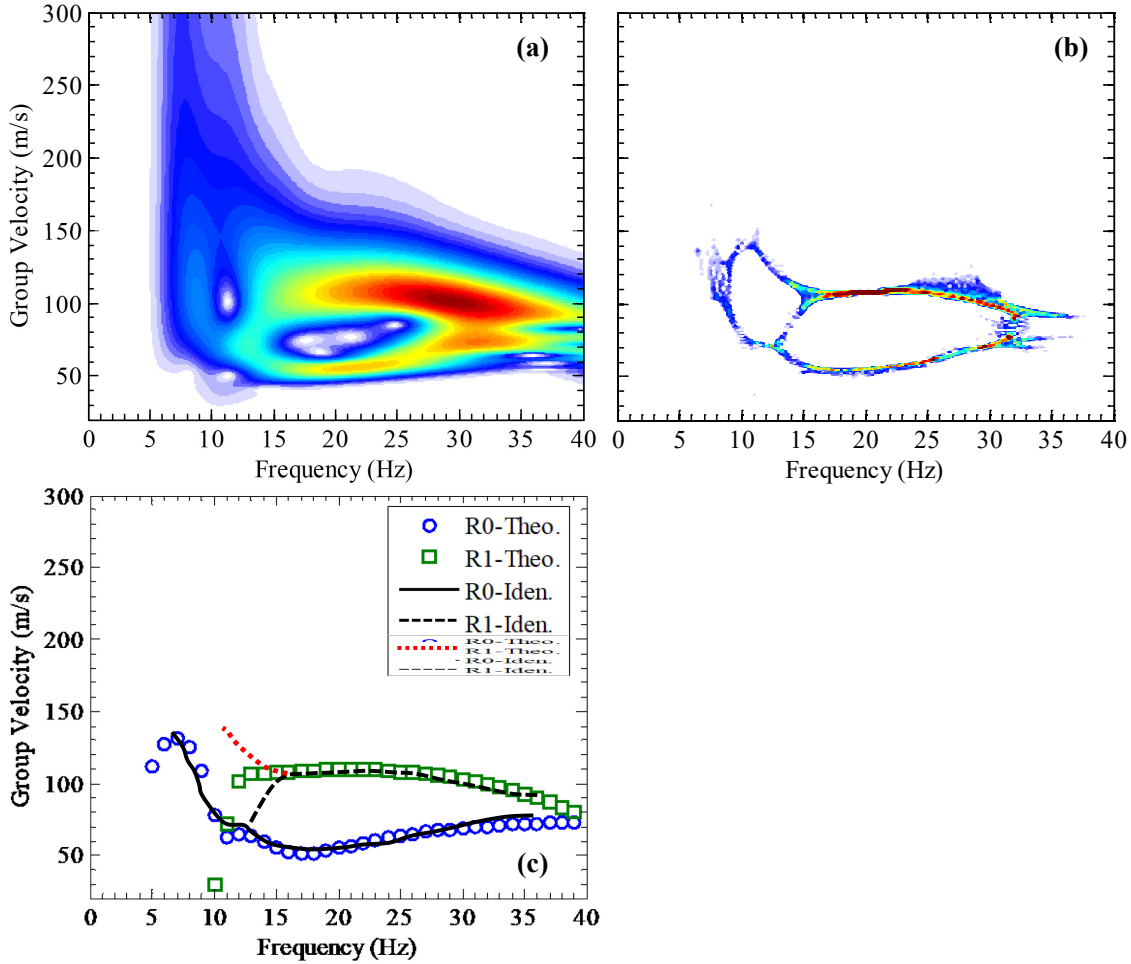


Figure 3.13 (a) TFR of synthetic signal 3 using the optimised GST ( $\gamma = 0.91$ ). (b) TFR of synthetic signal 3 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.13b). The dotted red line indicates the location where the R1 mode could also be located based on Figure 3.14b. The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares.

### 3.5.2 Further comments about the integration method

As mentioned in section 3.3.2, the solution of equation 17 that links the group velocity to the phase velocity requires the evaluation of a constant (*cte*) resulting from the integration of the group velocity. To evaluate this constant, it is however necessary to first compute the phase velocity along a certain frequency interval. In the case of the GST, the phase velocity can be obtained from the phase information contained in the GST while, for the SPWVD, the TVF technique must first be used to isolate the modes.



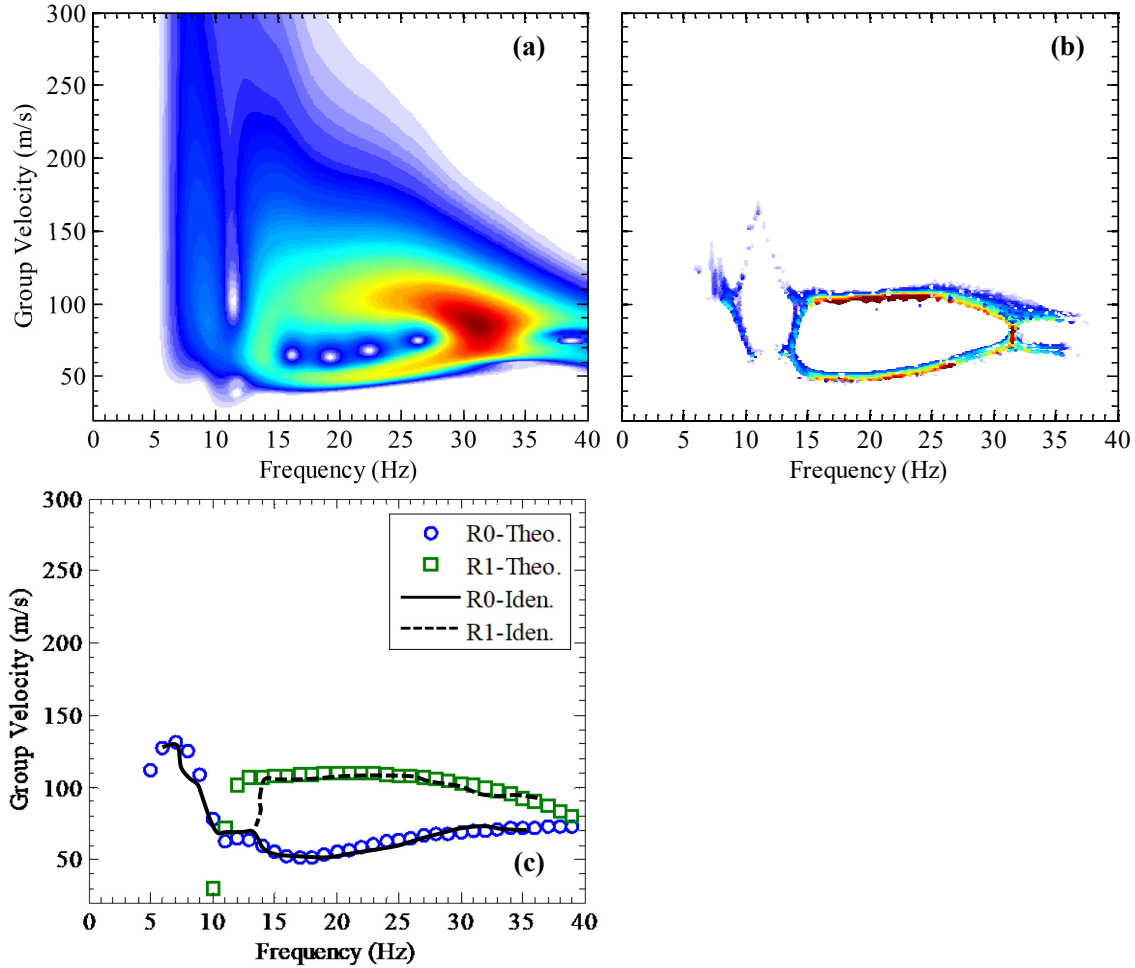


Figure 3.14 (a) TFR of synthetic signal 3 using the GST with  $\gamma = 1.2$ . (b) TFR of synthetic signal 3 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.14b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares.

Therefore, to correctly evaluate the integration constant, one should first identify the frequency range within which the modes are adequately separated so that the calculated phase velocities are accurate. As an example, Figure 3.18 shows the phase velocity determined with the integration method based on the RSPWVD of case 3 (Figure 3.16) where the constant of integration was calculated based on the phase velocity evaluated with the TVF on 3 different frequency intervals. As shown on Figure 3.18, depending on the choice of frequency interval from which the integration constant is determined, the calculated phase velocity dispersion curve may vary especially at lower frequencies.

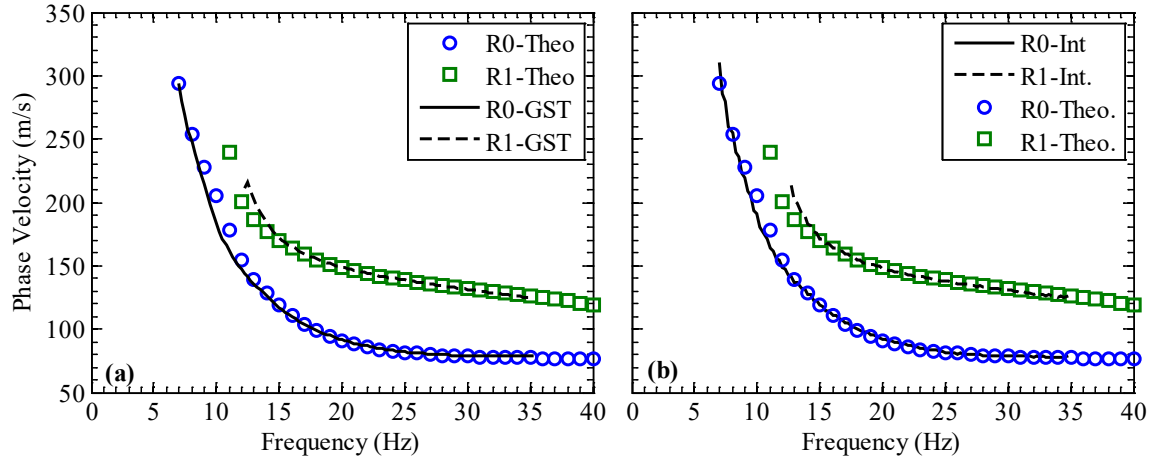


Figure 3.15 Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 3 obtained from the: (a) phase information of the GST, (b) integration method.

In this study, the constant is evaluated based on the largest frequency interval from which the modes can be unambiguously separated in the TFP. For the R0 mode of case 3, this interval is between 18 and 35 Hz.

### 3.5.3 Simulated example

The last example presented in this study was modelled using FLAC as explained in section 3.4.2. In this example, although the shear wave velocity increases linearly with depth at a rate of 20 m/s/m, the presence of higher Rayleigh modes would affect the calculated phase velocity if not considered (Karray and Lefebvre, 2009). As shown in Karray and Lefebvre (2009), using a ‘standard’ SASW procedure would not ensure that the calculated velocities is representative of the R0 mode. Other methods would therefore have to be used to correctly identify and separate the different propagation modes. In this section, only the results obtained with the RGST are presented due to their similarity with the ones obtained with the RSPWVD. Figure 3.19 presents the calculated (using the RGST) and the theoretical group velocity curves at 24 and 48 m from the source. In this case, the optimisation procedure yields a  $\gamma$  value of 0.5, which is the lowest admissible value. Figure 3.19 shows that several modes of propagation exist at frequencies between 5 and 30 Hz and the RGST enables the identification of at least 2 different modes, the R0 and R1 mode on the TFP.

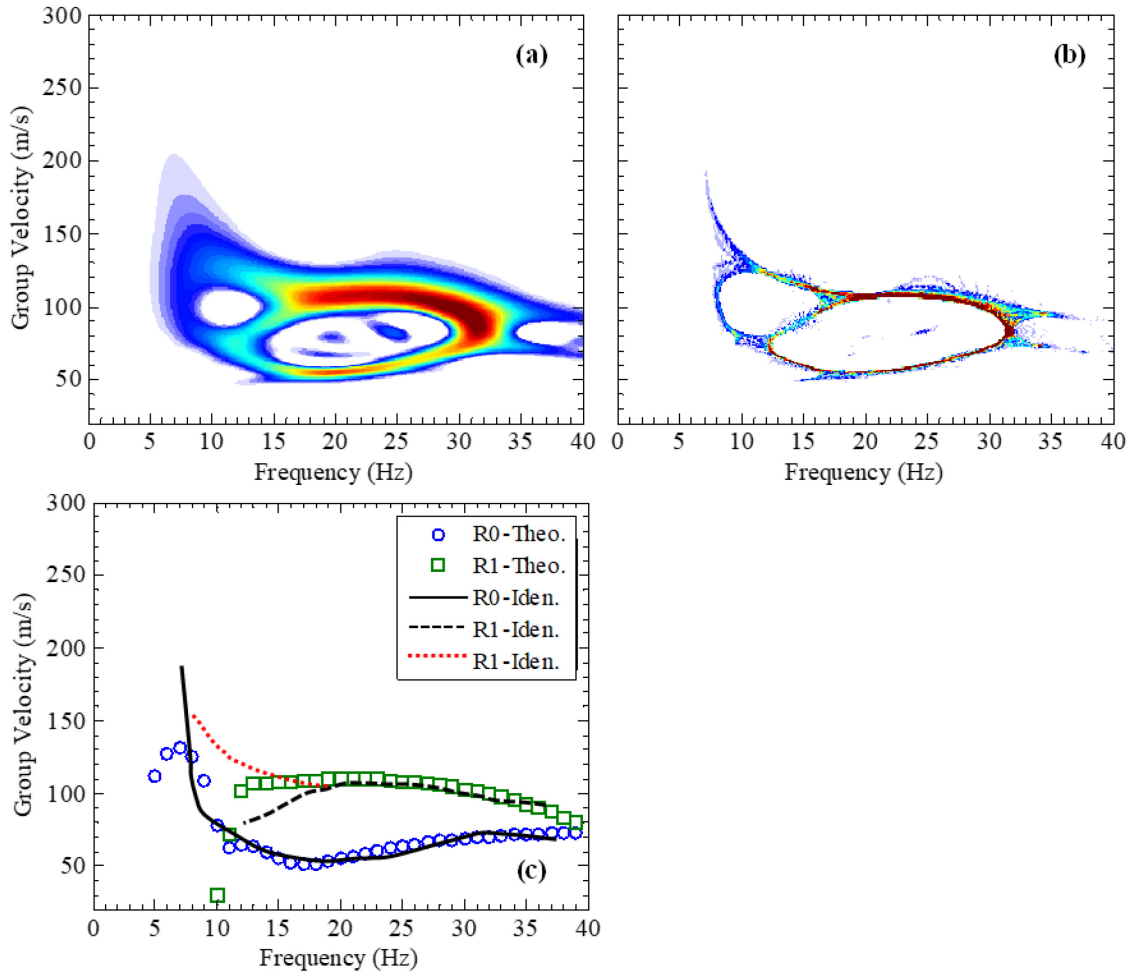


Figure 3.16 (a) TFR of synthetic signal 3 using the optimised SPWVD. (b) TFR of synthetic signal 3 using the RM. (c) Identified group velocities of the R0 mode (solid line) and the R1 mode (dashed line) from the reassigned ST (Figure 3.16b). The theoretical group velocities of the R0 and R1 modes are respectively indicated by blue circles and green squares

Although the optimised RGST enables the identification of the R0 mode between 8 and 30 Hz and between 6 and 30 Hz for the R1 mode, the size of the windows obtained by using  $\gamma = 0.5$  is in this case not adequate for frequencies lower than 8-9 Hz. Indeed, such a  $\gamma$  value is more suitable for slowly varying group velocity curves while a higher  $\gamma$  value is preferable for rapidly varying curves due to the characteristics of their associated windows (Figure 3.2). To show the importance of the window size, Figure 3.20 presents the group velocity curves calculated with a higher  $\gamma$  value of 1.5. As shown on Figure 20, the use of  $\gamma = 1.5$  enables the distinction of energy at frequencies lower than 8 Hz.

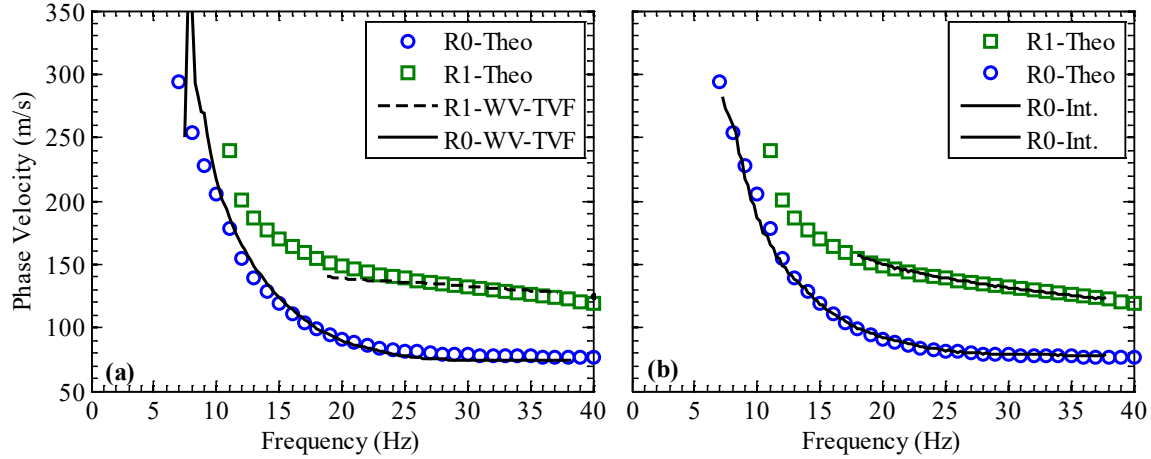


Figure 3.17. Phase velocity dispersion curves for the fundamental (R0) and first higher (R1) Rayleigh modes for case 3 obtained from the: (a) phase information of the filtered signal using the TVF, (b) integration method.

In counterparts, higher Rayleigh modes are not identifiable at 24 m (Figure 3.20a) while they can still be identified at 48 m (Figure 3.20b). For both Figure 3.19 and Figure 3.20, the difference between the calculated and the theoretical group velocity is due to the mesh sizing which is inadequate to correctly model the propagation of frequencies above 20 Hz ( $\lambda \leq 8\Delta l$ ) (Itasca, 2014). The phase velocity dispersion curves shown in Figures 3.21 and 3.22 are obtained using the TFR of both Figure 3.19 and Figure 3.20. Unlike in section 3.5.1, Figures 3.21a and 3.22a present the phase velocity dispersion curves with respect to the wavelength. This format is used to highlight the importance of lower frequency waves. Figures 3.21b and 3.22b show the difference in percentages between the calculated and theoretical dispersion curves for the R0 and R1 modes. The red diagonal line on both Figure 3.21a and Figure 3.22a indicates the 10 Hz line and it demonstrates the importance of the frequencies located below 10 Hz. Indeed, frequencies between 10 and 40 Hz only enable to calculate wavelengths between 2 and 10 m while lower frequencies are required to compute longer wavelengths. Above the 10 Hz line, the phase velocity is calculated with the RGST shown in Figure 3.19 while below it, it is calculated with the RGST shown in Figure 3.20. The results of the analysis of the graphs of Figures 3.21 and 3.22 are listed hereafter. At 24 m from the source:

- With the phase information of the GST, the R0 mode can be calculated for wavelengths between 1.5 to 34 m with a maximum difference to the theoretical

values of 8.1 % while the R1 mode can be calculated between 2 and 18.5 m with a maximum difference of 6.1 %.

- With the integration method, the R0 mode can be calculated for wavelengths between 1.5 to 37.6 m with a maximum difference to the theoretical values of 11 % while the R1 mode can be calculated between 2 and 18.5 m with a maximum difference of 6.1 %.
- For the R0 mode, although the integration method enables the calculation of the phase velocity up to a wavelength of 37.6 m, it also introduces a larger error while it yields the same results for the R1 mode.
- Between wavelengths of 10 to 25 m, the phase velocity of the R0 mode approaches the theoretical phase velocity of the R1 mode since it was assumed that the energy below 10 Hz on Figure 3.20a belongs to the R0 mode.

At 48 m from the source:

- With the phase information of the GST, the phase velocity of the R0 mode can be calculated between 2 and 14.5 m with a maximum difference to the theoretical values of 3.8 % while the R1 mode can be calculated between 2 to 38.5 m with a maximum difference of 9 %.
- With the integration method, the phase velocity of the R0 mode can be calculated between 2 and 14.5 m with a maximum difference to the theoretical values of 4.1 % while the R1 mode can be calculated between 2 to 40.2 m with a maximum difference of 7.5 %.
- The phase velocity of the R1 mode can be calculated at longer wavelengths than at 24 m since it was assumed that the energy below 10 Hz on Figure 20b belongs to the R1 mode.

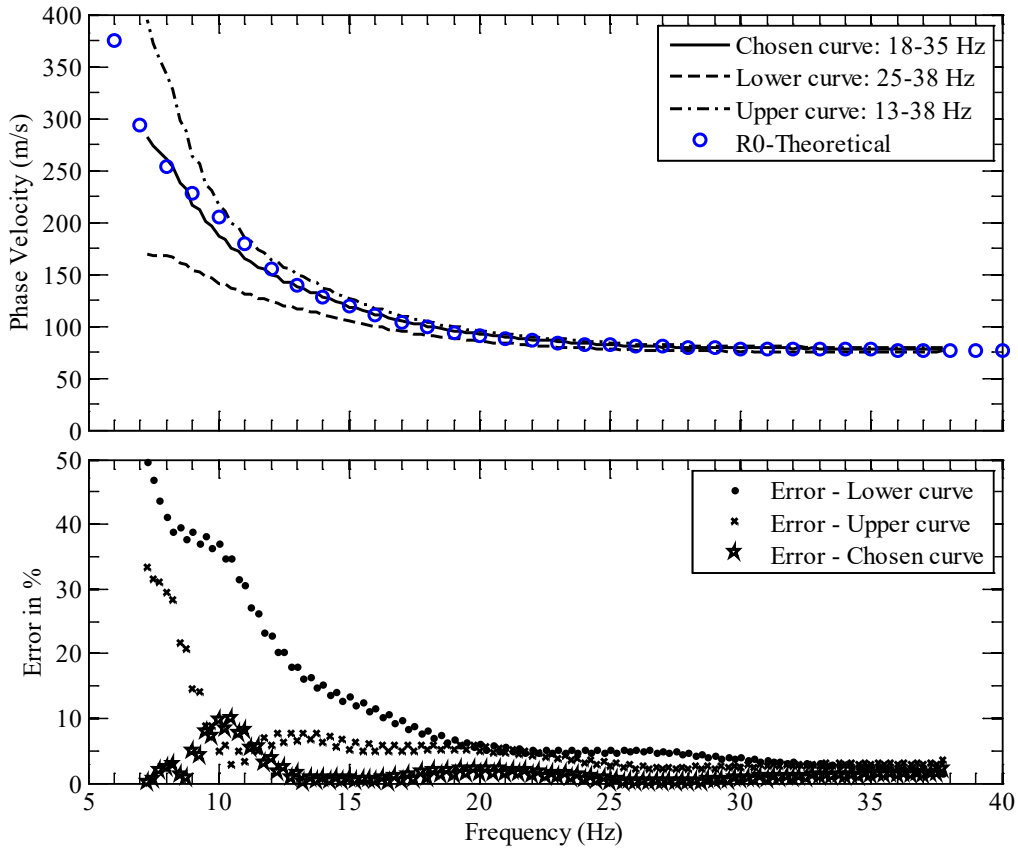


Figure 3.18 Influence of the chosen range of integration on the phase velocity determined with the Integration method.

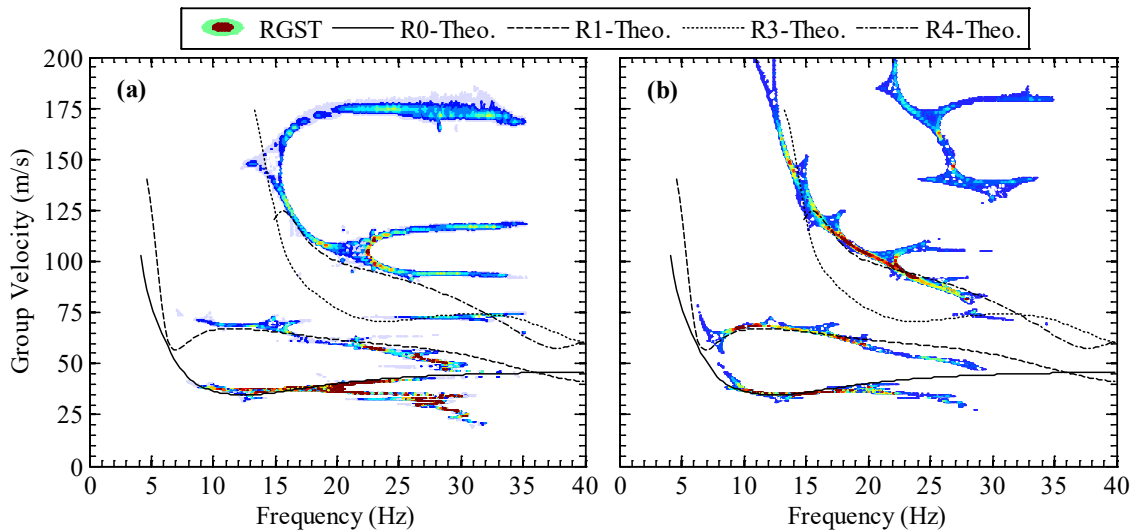


Figure 3.19 Group velocity calculated with the RGST ( $\gamma = 0.5$ ) at (a) 24 m and (b) 48 m from the source.

### 3.6 CONCLUSIONS

TFA of seismic signals are useful tools to identify and separate the different components present in such signals. In this study, synthetic and simulated signals containing more than one Rayleigh wave propagation modes were analysed using 2 different techniques to show how TFA enables to identify and separate the different modes. Although several techniques enable TFR of seismic signals, the resolution of such TFR depends both on the characteristics of the analysed signal and on the technique used to compute the TFR. The methodology presented in this paper for the choice of the characteristics of the analysing windows of the GST and for the choice of the size of the smoothing kernel of the SPWVD is presented as an example to demonstrate that the resolution of a TFR can be improved by an optimisation procedure aimed to maximise the concentration of the energy present in the TFR. The combination of the optimisation procedure with a post-processing technique, the RM, was also shown to improve the resolution of the TFR while not requiring excessive additional computational time.

Once the different Rayleigh propagation modes are identified on the TFP, the phase of the GST can be used to calculate the phase velocity dispersion curves of the different identified modes. For the SPWVD, filtering in the TFD is necessary to separate the different modes and then compute the phase velocity dispersion curves. However, when the SPWVD is used, the use of the TVF may not be the best alternative since the resolution/sparsity gained with the RM may be lost in the filtering process.

To take advantage of the sparsity of the RGST and the RSPWVD, this study presented a technique, the integration method, that enables to calculate the phase velocity directly from the group velocity of the different modes identified on the TFP. In certain cases, it was demonstrated that the integration technique enables to compute phase velocity dispersion curves that are closer to the theoretical curves than the ones computed with the phase of the GST and the TVF.

Finally, there exists several optimisation techniques and CM that can be used to achieve similar or better results. A growing trend in adaptive signal processing is to use compressive sensing techniques to achieve near optimal TFR. Although such techniques offer an interesting alternative, they are generally more complex and involve a greater computational cost than the ones presented in this study.

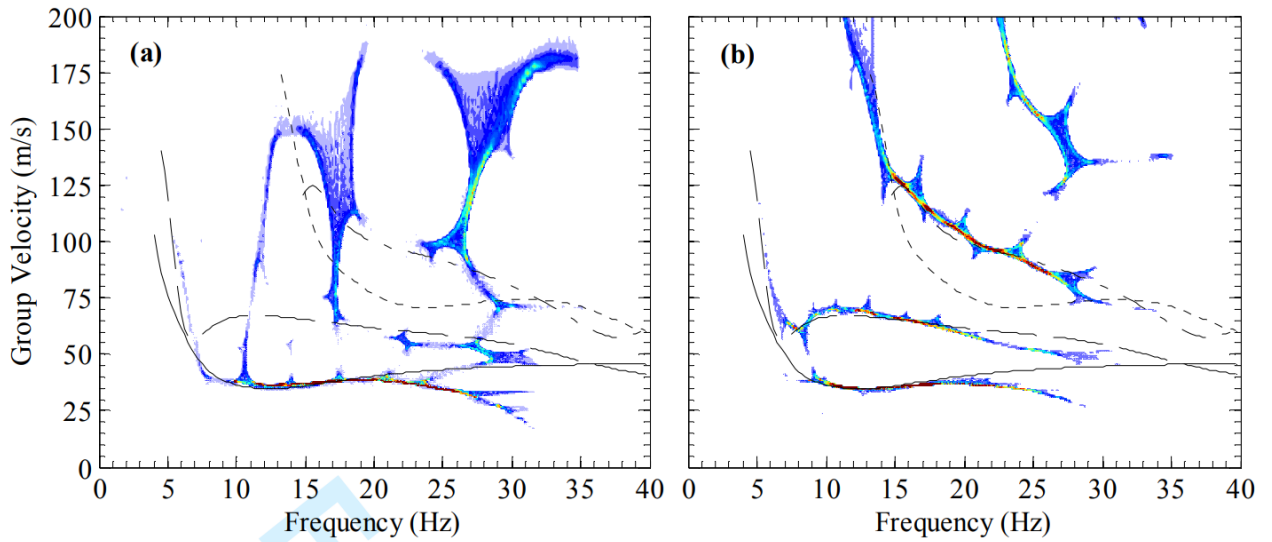


Fig 3.20 Group velocity calculated with the RGST ( $\gamma = 1.5$ ) at (a) 24 m and (b) 48 m from the source.

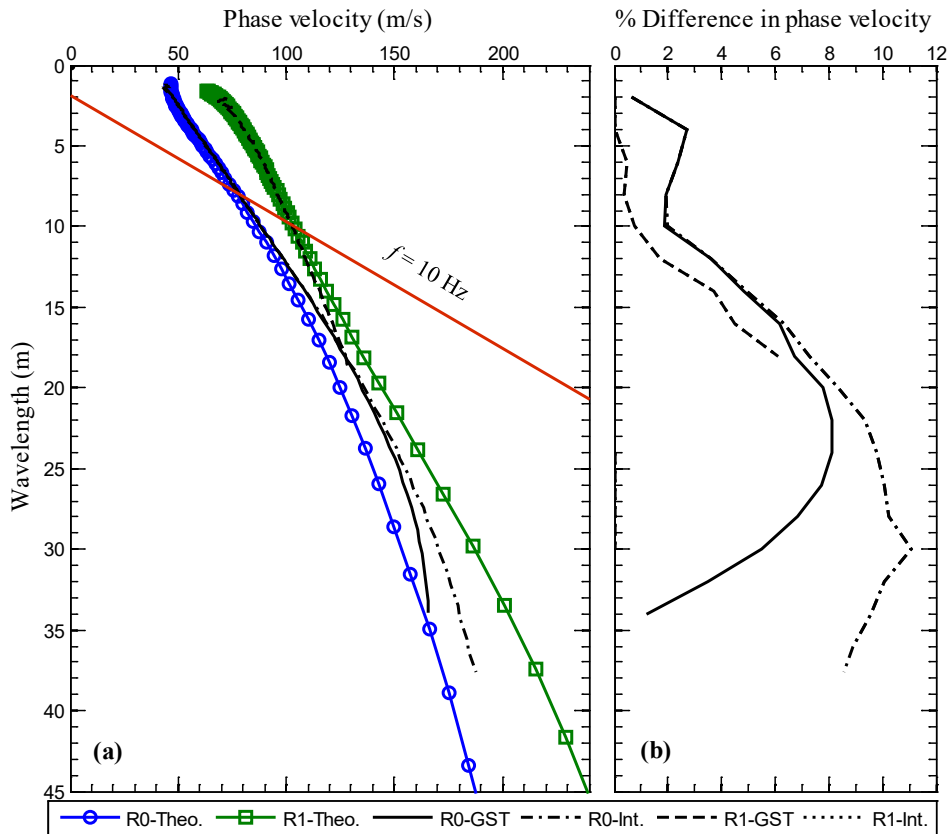


Figure 3.21 (a) Calculated and theoretical phase velocity dispersion curves at 24 m and. (b) Percent difference between the calculated and theoretical phase velocities of the R0 and R1 modes.



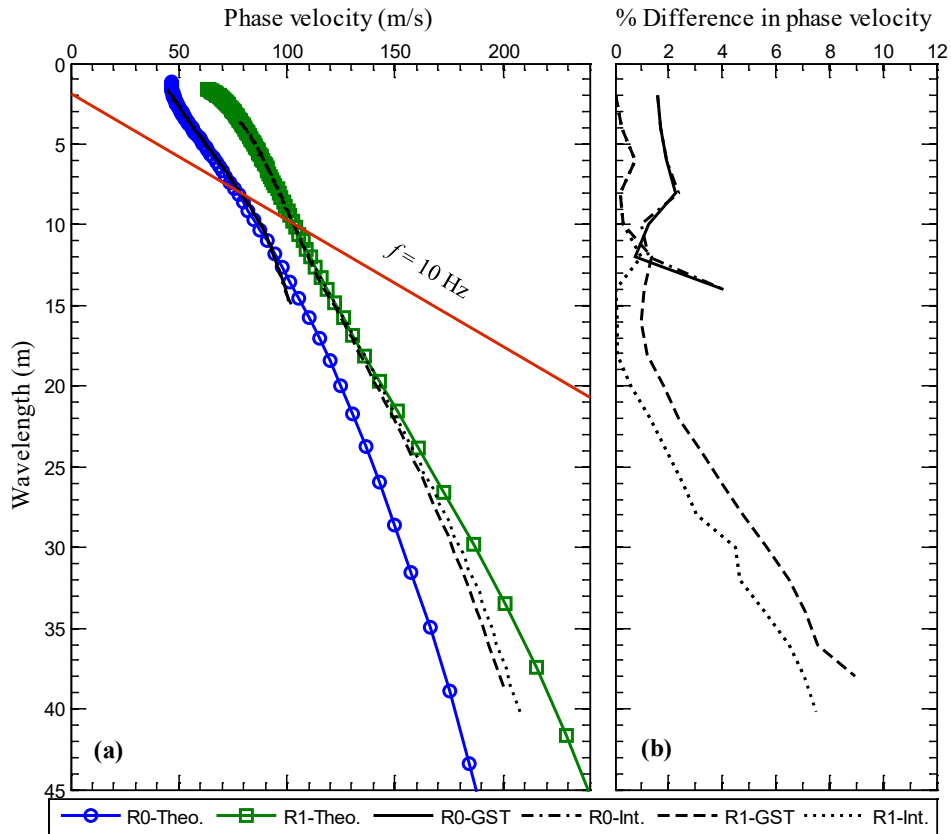


Figure 3.22. (a) Calculated and theoretical phase velocity dispersion curves at 48 m and. (b) Percent difference between the calculated and theoretical phase velocities of the R0 and R1 modes.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank Hydro-Québec and the NSERC (under grant RDCPJ-451301-13) for their financial support throughout this research project.



# CHAPITRE 4

## RÉSULTATS PRÉLIMINAIRES

### 4.1 Site expérimental de l'IREQ

Afin de tester l'efficacité sur de vraies structures de diverses méthodes d'inspections géophysiques, six structures (PA) ont été construites sur le site expérimental de l'IREQ à Varennes (QC) comme le montrent les figures 4.1 et 4.2. Chacune de ces structures est recouverte d'une couche de sol homogène d'une profondeur de moins de 1.0 m sur laquelle se trouve également un revêtement rigide (Figure 4.3). Deux différents types de revêtements, un de béton de 0.2 m d'épaisseur et un d'asphalte de 0.075 m d'épaisseur, recouvrent chacune des structures de l'IREQ comme le montre la figure 4.1. Cette configuration a pour but de simuler la présence de la route et du trottoir qui se retrouve à la surface de plusieurs puits d'accès situés dans les villes. Chacune des structures est reliée à la surface par une cheminée d'accès qui est visible à la surface du trottoir de la figure 4.1.

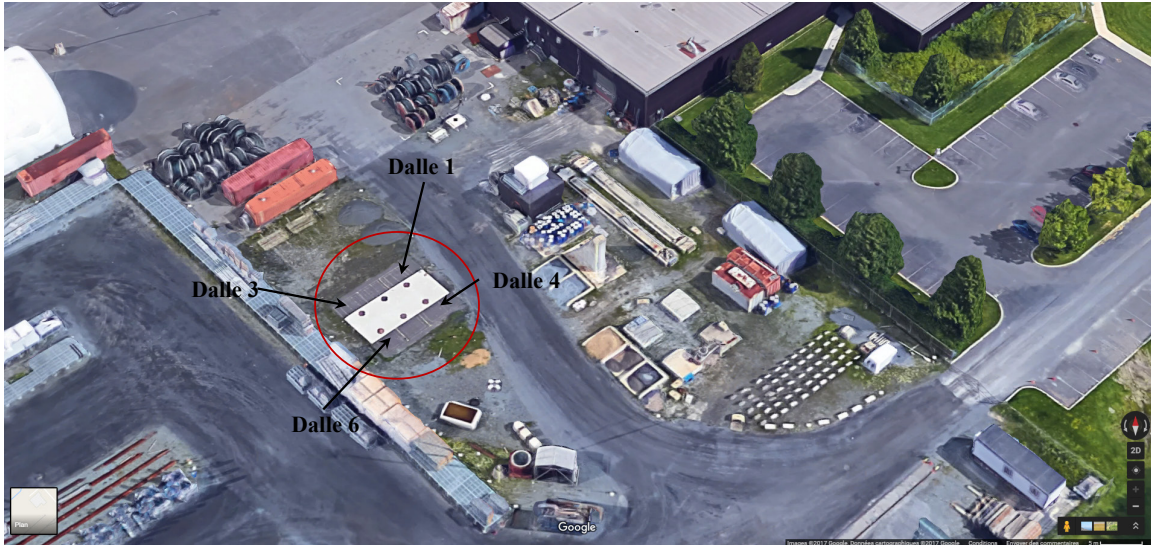


Figure 4.1 Localisation des structures du site expérimental de l'IREQ à Varennes. Les dalles 1 et 3 sont respectivement appelées A-C dans l'article présenté dans le chapitre 4.

Parmi les six structures, la surface du toit (dalle) en contact avec le sol de deux d'entre elles est intacte (aucune variation de leur épaisseur) tandis que celle des quatre autres a été endommagée à l'aide d'un marteau piqueur de façon à simuler un PA ayant comme toit une dalle de béton endommagée. La topographie exacte des dalles de béton endommagées n'est connue que par Hydro-Québec. De cette façon, Hydro-Québec pourra comparer les résultats obtenus à l'aide de la méthode proposée avec l'état réel des dalles afin d'en vérifier la validité.

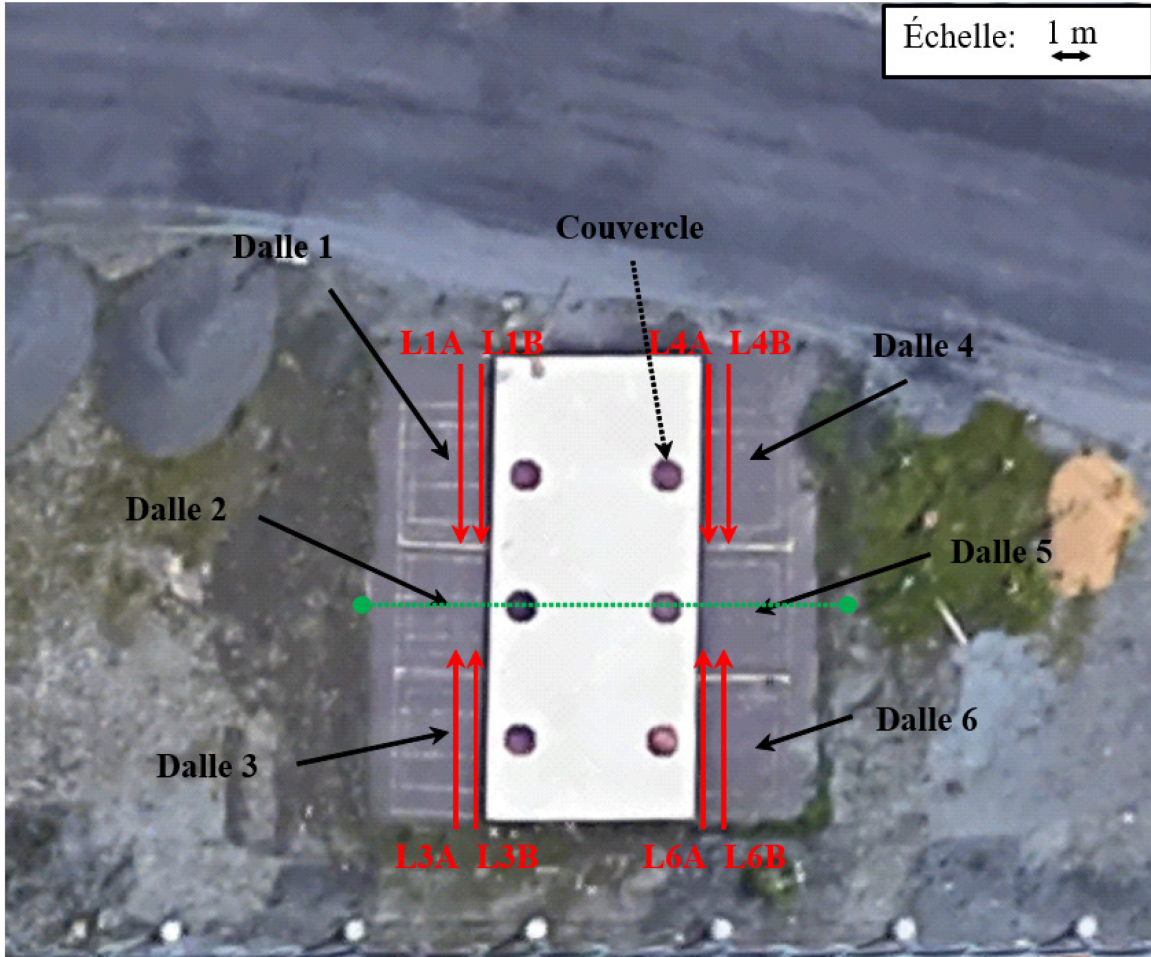


Figure 4.2 Vue aérienne montrant le site expérimental de l'IREQ ainsi que la position des 6 différentes dalles et des 8 différentes lignes d'essais parallèles dont il sera question aux chapitres 4, 5 et 7. La ligne pointillée verte indique la localisation de la coupe C-C de la figure 4.3.

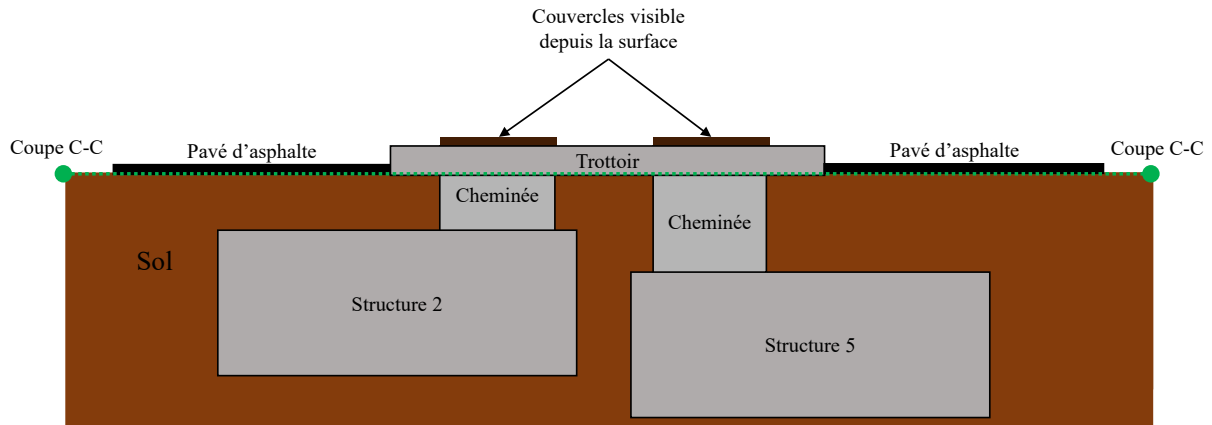


Figure 4.3 Coupe C-C montrant le profil souterrain du site expérimental de l'IREQ (pas à l'échelle).

## 4.2 Avant-propos

### Auteurs et affiliation :

S.P. Tremblay : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

M. Karray : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

M. Chekired : Institut de Recherche d'Hydro-Québec, Varennes (Québec) J3X 1S1 Canada

C. Bessette : Ing., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal (Québec) Canada

L. Jinga : Ing., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal (Québec) Canada

**Date de soumission :** 27 février 2016

**État de l'acceptation :** Accepté le 26 octobre 2016 et publié en janvier 2017

(<https://doi.org/10.1016/J.JAPPGEO.2016.10.020>)

**Revue :** Journal of Applied Geophysics

**Titre français :** Inspection non intrusive du toit de structures utilitaires souterraines peu profondes à l'aide de la propagation des ondes de surface : partie I

**Contribution au document :** Cet article démontre de quelle façon la présence et la condition d'une structure souterraine affectent la propagation des ondes élastiques émises depuis la surface du sol. La méthode de la matrice de propagation y est utilisée (en annexe de l'article) afin de démontrer que les courbes de dispersions calculées à l'aide des signaux enregistrés au-dessus des PA possèdent les mêmes caractéristiques que celles calculées théoriquement pour un milieu élastique situé sur un milieu rigide (sol sur roc). Il est également démontré à l'aide de simulations numériques en 2D que la taille et la forme des anomalies présentent à la surface d'une structure souterraine affecte l'énergie et la vitesse de propagation des ondes élastiques. Une procédure d'inspection basée sur l'énergie et la vitesse de propagation du mode R0 est finalement présentée à la fin de l'article.

**Résumé français :** L'inspection des structures utilitaires souterraines en béton peut être une tâche difficile en raison de leur inaccessibilité. Cet article présente une technique d'inspection non destructive pour le toit de ces structures basée sur la propagation des ondes élastiques où la variation de l'accélération verticale du sol après un impact est enregistrée le long d'une ligne donnée à la surface du sol. Les structures étudiées sont en béton armé et sont situées sous une couche de sol homogène peu profonde qui est couverte par un revêtement. Il est montré à l'aide de modélisations numériques que les ondes élastiques sont affectées par l'état de dégradation de la surface du toit d'une structure souterraine. Il est également démontré que la différence entre les propriétés dynamiques du sol et de la structure en béton fait en sorte que cette dernière agit comme un guide d'onde affectant la variation de l'accélération verticale mesurée à la surface du modèle. La propagation des ondes élastiques dans différents profils souterrains est étudiée en fonction de la variation de leur énergie et de leur vitesse de groupe et de phase. Des modèles théoriques, calculés à l'aide de la technique de la matrice de propagation, sont présentés dans l'annexe pour démontrer l'importance des effets du guide d'onde, causés par la présence de la structure en béton, sur les courbes de dispersion de vitesse de groupe et de phase des ondes de Rayleigh. Enfin, certains des résultats obtenus à la suite de l'inspection de deux structures souterraines réelles sont présentés. Ces résultats montrent que la technique d'inspection proposée, développée à l'aide de méthodes numériques 1D et 2D, est également efficace pour les structures réelles.

## Inspection of the lids of shallowly buried concrete structures based on the propagation of surface waves

Simon-Pierre Tremblay<sup>1</sup>, Mourad Karray<sup>1</sup>, Mohamed Chekired<sup>2</sup>, Carole Bessette<sup>2</sup>, L. Jinga<sup>2</sup>

<sup>1</sup>*Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1, Canada*

<sup>2</sup>*Hydro-Québec*

Simon-Pierre Tremblay. MScA<sup>1</sup>

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1 Canada

Tel: +1-819-342-9759

E-mail: [Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca](mailto:Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca)

Mourad Karray, Eng., PhD<sup>1</sup>

Professor, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1, Canada

Tel.: (819) 821-8000 (62120)

Fax: (819) 821-7974

E-mail: [Mourad.Karray@Usherbrooke.ca](mailto:Mourad.Karray@Usherbrooke.ca)

Mohamed Chekired, Eng., PhD<sup>2</sup>

Researcher, Institut de Recherche d'Hydro-Québec, Varennes (Québec) J3X 1S1 Canada

Tel.: (450) 652-8289

E-mail: [Chekired.Mohamed@ireq.ca](mailto:Chekired.Mohamed@ireq.ca)

Carole Bessette, Eng.<sup>2</sup>

Eng., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal, (Québec), Canada

Tel.: 514 858-8500, ext. 2792

E-mail: [Carole.Bessette@hydro.qc.ca](mailto:Carole.Bessette@hydro.qc.ca)

Livius Jinga, Eng.<sup>2</sup>

Eng., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal, (Québec), Canada

Tel.: 514 858-8500, ext. 2792

E-mail: [Livius.Jinga@hydro.qc.ca](mailto:Livius.Jinga@hydro.qc.ca)



## **Abstract**

The inspection of underground concrete utility structures can be a challenging task due to their inaccessibility. This article presents a nondestructive inspection technique for the lids of such structures based on the propagation of elastic waves where the variation in soil vertical acceleration following an impact is recorded along a given line at the surface of the soil. The structures investigated are made of reinforced concrete and are located below a shallow homogeneous soil layer which is covered by a pavement. It is shown through finite difference numerical modeling that elastic waves are affected by the state of degradation of the underground concrete structure. It is also shown that the difference in dynamic properties between the soil and the concrete structure causes the latter to act as a waveguide that affects the variation of the vertical acceleration measured at the surface of the model. The propagation of elastic waves within different underground profiles is studied in terms of the variation of their energy and of their group and phase velocity. Theoretical models, computed using the propagator matrix technique, are presented in the appendix to demonstrate the importance of the waveguide effects, caused by the presence of the concrete structure, on the group and phase velocity dispersion curves of Rayleigh waves. Finally, some of the results obtained from the inspection of two different real underground structures are also presented. These results show that the proposed inspection technique, developed based on 1D and 2D numerical testing, is also effective for real structures.

**Keywords:** Underground structures, numerical modeling, elastic waves, Rayleigh waves, group velocity, phase velocity.

### 4.3. Introduction

Modern cities have an important part of their infrastructure buried underground. Although the structures are protected from a number of environmental hazards, they may be subject to other problems. One of these is inaccessibility, which may hamper inspection and maintenance. The type of underground structures investigated in this study is similar to the access chambers (vaults) found in many cities for the transit of electricity and other utilities (Figure 4.4a). These reinforced concrete vaults are typically located beneath roads or pavements under a well-compacted granular soil layer. Although the depth of the granular soil layer may be up to 1.0 m, the vaults are often located at a shallower depth. Their size will vary depending on their application but they typically have dimensions similar to the ones shown in Figure 4.4a. Just as is the case for any aging structure, the maintenance of underground structures must be carefully planned in order to ensure public safety. Figure 4.4b, which was taken from the interior of the vault, shows the advanced state of degradation of the roof of the vault which, due to its condition, will have to be replaced. In most cases however, the damages are not as severe as what is shown in Figure 4.4b and are not visible from the inside of the structure. Even if the exact causes of the degradation will vary from one structure to another, a conjunction of phenomena such as freezing and thawing, chemical attacks, carbonation and chloride attacks of the steel reinforcing bars are the main factors contributing to the degradation of the vaults (Tremblay 2013). The maintenance planning for these structures is often based on the results obtained from inspections requiring the use of various destructive techniques such as excavation or drilling. Figure 4.5 shows the results of an inspection carried on an existing vault. The drill core samples shown in Figure 4.5 were collected from the interior of the vault and the damaged portion of the samples is always the one that was in direct contact with the soil. Based on the condition of the core samples collected, it appears that the damages present on the surface of the vault are unevenly distributed, meaning that a drill core sample obtained from one location is not necessarily representative of the overall condition of the vault.

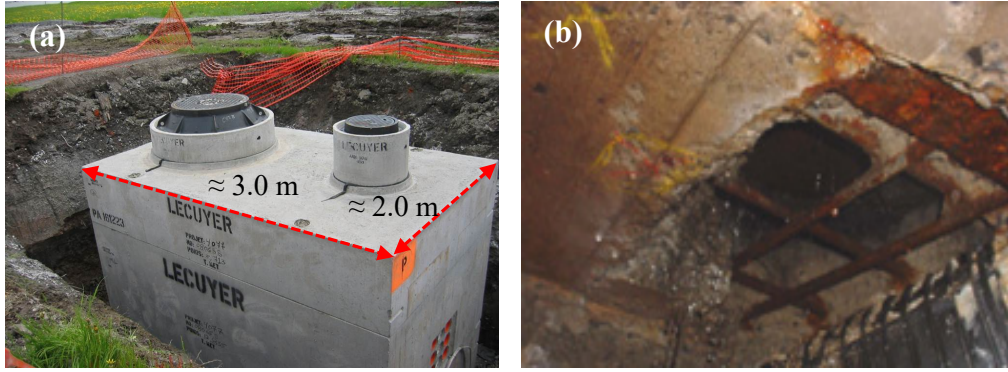


Figure 4.4. a: Picture showing a typical underground concrete structure. b: Picture of the concrete slab forming the roof of the structure. The picture was taken from the interior of the structure

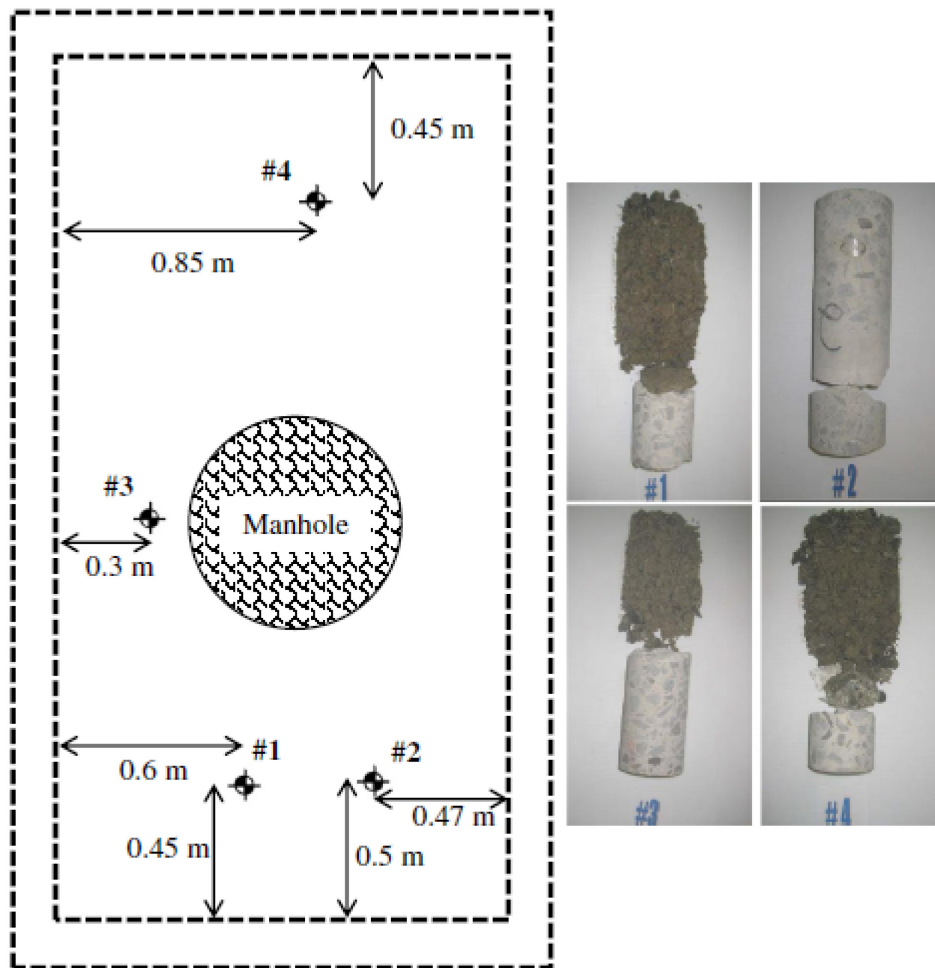


Figure 4.5. Left: Top view showing the location of the drill core samples shown on the right. The dashed lines indicate the location of the inner and outer walls of the structure. The coring was performed from the interior of the structure.

Therefore, several core samples are required in order to get an overall estimate of the condition of the vaults. Excavation of the soil covering a vault is also not a viable alternative due to its costs and the inconvenience caused to the population. Moreover, both techniques require direct access to the structure as well as the use of heavy machinery, which can be problematic in many cases. Indeed, direct access to underground structures similar to those shown in Figure 4.4a raises several safety concerns for the workers having to get into them. Safety concerns are mainly due to the presence of electrical equipment and water in a confined space with limited access (Hydro-Québec, 2008). The use of a non-destructive technique to evaluate the state of degradation of an underground structure directly from the surface of the soil would therefore offer several advantages over the techniques currently used. Although several non-destructive techniques are available for locating underground structures, none are able to estimate the state of degradation. Techniques having received the most attention include ground penetrating radar (GPR) (Haven et al. 2001, S.B Costello et al. 2007, Gurbuz et al. 2010), infrared thermography (Wirahadikusumah et al. 1998, S.B Costello et al. 2007) and magnetic/electric techniques (Metje et al. 2007).

The objective of this work is to present the development and the potential of an inspection technique based on the study of elastic wave propagation through the subsurface. The proposed technique is aimed at identifying which structures are potentially damaged and would require further investigation. The inspection technique presented in this study may therefore be seen as a complement to those currently used, allowing more targeted and limited use of destructive techniques.

#### 4.3.1 Elastic waves in non-destructive testing

The effectiveness of the study of the propagation of elastic waves, through the use of several receivers (either geophones or accelerometers) placed at the surface of a given profile to detect shallow underground heterogeneities, either cavities or lateral changes into the soil profile, has been shown in several studies (Grandjean and Leparoux, 2004; Nasseri-Moghaddam et al. 2005; Strobbia and Foti, 2006; Lin and Lin, 2007; Xia et al., 2007; Tallavò et al. 2009; Boiero and Socco, 2010; Orfanos and Apostolopoulos 2012).

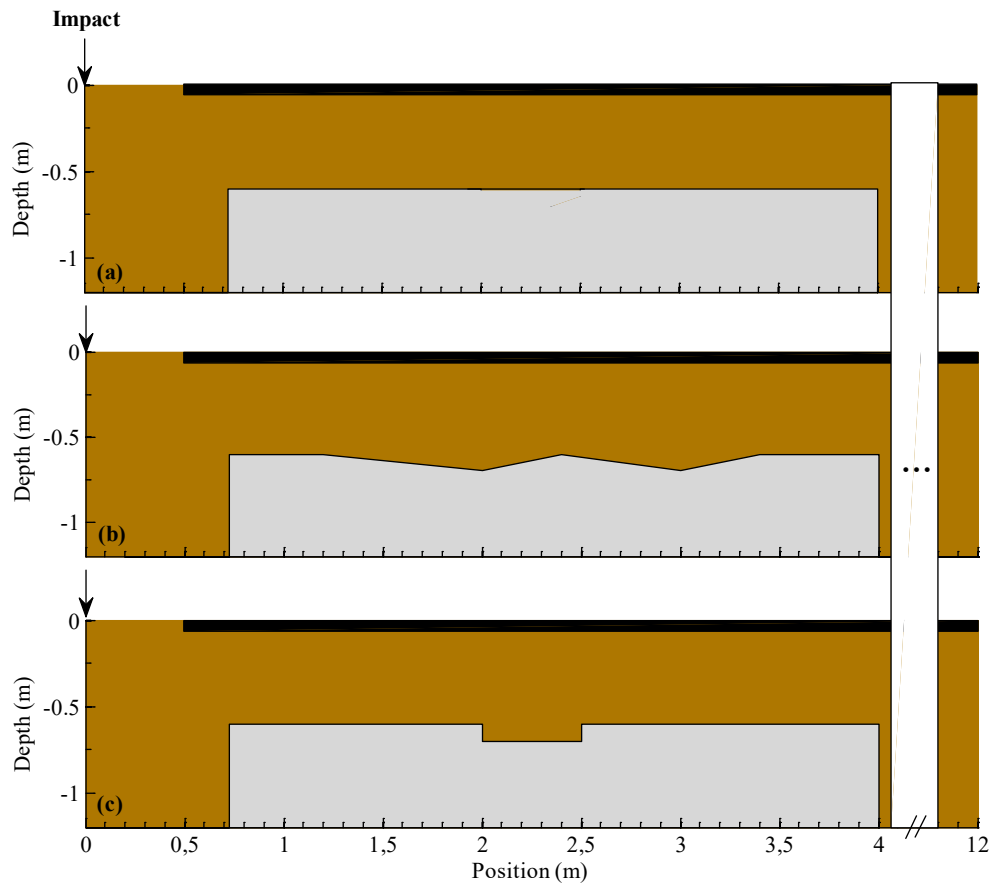


Figure 4.6. Configuration of the models modelled with FLAC. a: Model 1, b: Model 2, c: Model 3. The models are composed of the same three materials: pavement (black), soil (brown) and concrete (gray).

The presence of a pavement at the surface of the soil was also shown not to significantly impair the quality of the recorded signals provided that the seismic source is in direct contact with the soil (Miller et al. 1999; Karray and Lefebvre, 2009). For instance, Karray and Lefebvre (2009) demonstrated that cavities located within a soil layer overlaid by a paved road can be accurately located using surface wave techniques.

As elastic waves travel through a vertically non-homogeneous profile, the elastic properties of each successive layer of material will influence their propagation. A particular case arises when these waves travel through a soil layer that is bounded at a certain depth by a layer of far greater density and rigidity such as the bedrock.

Appendix B demonstrates why the concept of Airy phase, first described by Pekeris (1948), is important in this study by examining the theoretical dispersion curves of several underground profiles containing a concrete layer at shallow depth.

#### **4.4 Part I: Numerical modeling**

##### 4.4.1 Model creation

In this study, numerical modeling was used to determine, on a preliminary basis, the accuracy and limitations of an inspection technique based on elastic wave propagation. Numerical modeling was performed with the software FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). FLAC is an explicit finite difference program designed to solve engineering problems. In all models created with FLAC, the underground profile is divided into different square elements of 0.025x0.025 m. As a guideline to avoid numerical distortions of the waves propagating through the discrete grid, the following criteria is suggested (Kuhlemeyer and Lysmer 1973):

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \tag{4.1}$$

Where  $\lambda$  is the wavelength associated with the highest frequency component that contains appreciable energy and  $\Delta l$  is the size of the spatial grid element. According to Equation 1, only waves propagating at a wavelength above 0.25 m can be accurately modelled in this study. Finite difference methods also require the use of an adequate time-step at which the different parameters of the model are updated. In FLAC, the critical or maximum time step is automatically calculated based on the properties of the elements present in the model, but it may also be set by the user. The depth and the length of the model should be large enough to minimize the reflection of elastic waves at the boundaries. The use of quiet boundaries at the bottom and right boundaries of the model also helps to minimize the amount of energy reflected at the boundaries (*Lysmer and Kuhlemeyer, 1969*). Quiet

boundary condition is however not used on the left boundary since this boundary is fixed in the horizontal direction to represent the axis of symmetry of the model.

#### 4.4.2 Seismic source and material damping

In seismic testing, the dynamic load imposed at the surface of the soil is referred to as the source. The magnitude of the deformations undergone by the model during a dynamic test is affected by the type of dynamic load it is subjected to. Such a load has to be similar to the type of loading that is used in the field, i.e., a hammer blow on a steel plate. To do so, a dynamic load or pulse with the following form is generated:

$$I = A \sin(\omega t) \text{ for } t < 1/(2f) \quad (4.2)$$

Where: A = Amplitude

$\omega = 2\pi f$  = Angular frequency (rad/s)

t = time (s)

f = frequency (Hz)

In the present study, the pulse is generated with the application of a 200-Hz ( $f$ ) wave on an interval of 0.0025 s, thus corresponding to half the period of the wave. This pulse enables the generation of elastic waves over a range of 0 to about 300 Hz. Based on the work of Jones (1962), Karray and Lefebvre (2009) have shown that the application of the dynamic load directly on the pavement is not an optimal configuration for the investigation of a soil layer located below a rigid pavement since most of the energy generated by the load remains in the pavement. Such a configuration also leads to the generation of several distinct modes of elastic wave propagation through the pavement and through the soil, with the pavement containing most of the energy. However, the presence of the pavement was shown not to significantly impair the propagation of surface waves, particularly at lower frequencies, when the impact is applied directly on the soil. Therefore, in all the models created with FLAC (Figure 4.6), only part of the surface is covered by an asphalt layer, which allows the source to be applied directly on the soil layer in the upper left corner of the model.

Table 4.1 Material properties of model 1 and 2

	Depth (m)	Bulk Modulus (Pa) $\times 10^7$	Shear Modulus (Pa) $\times 10^7$	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Poisson's Ratio
Pavement	0 to 0.05	200	100	2400	0.286
Soil	0.05 to 0.6	7.9	3.02	1900	0.330
Concrete	0.6 to 2.4	560	390	2500	0.217

As elastic waves propagate through any given medium, their energy decreases as they move away from the source. Since only elastic deformations occur in the models following the dynamic load, the use of hysteresis damping that takes into account the reduction in shear modulus under large strains is not necessary. Instead, a Rayleigh damping factor is used (Itasca, 2014).

#### 4.4.3 Model Configuration and Properties

Three different models with the configurations shown in Figure 4.6 were created with FLAC. The axis at the bottom of each model shows the distance in meters between the location of the source



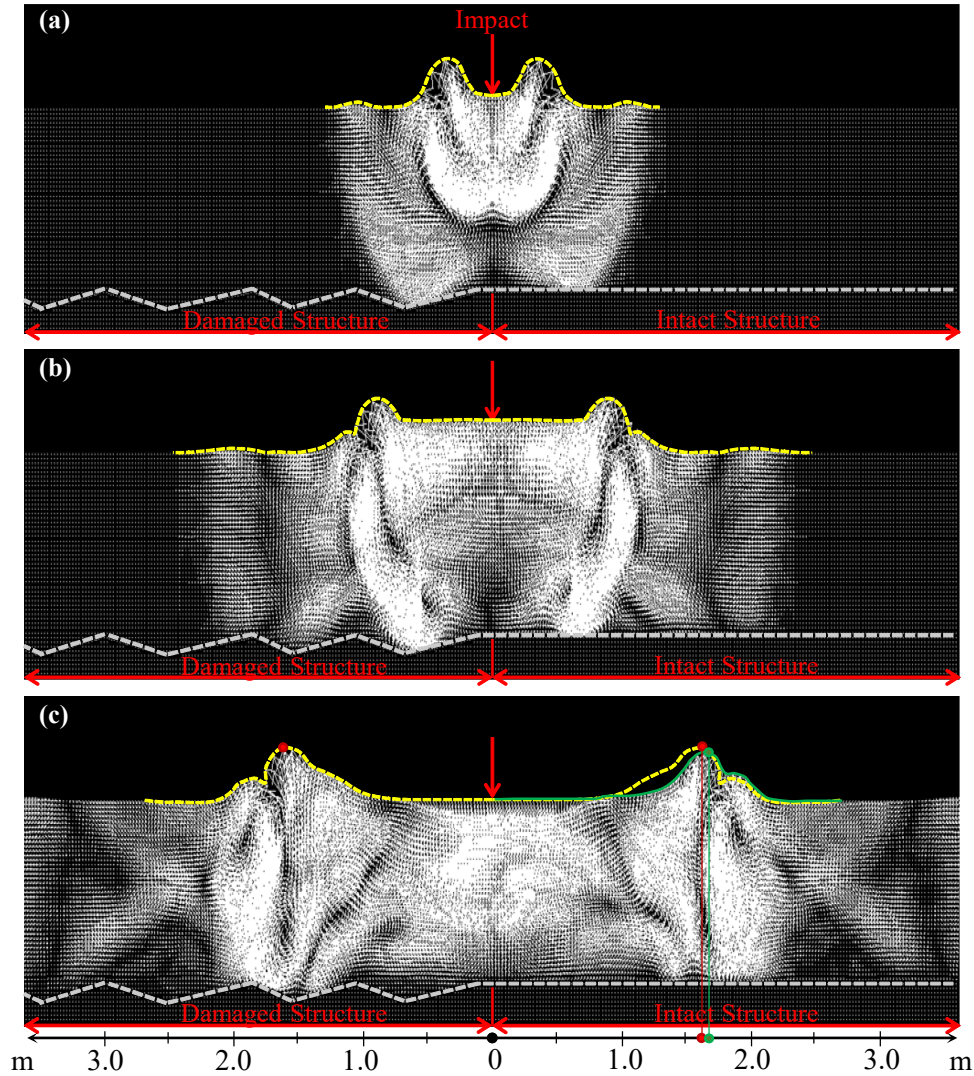


Figure 4.7 Propagation of elastic waves at 3 different times through a layer of soil constrained at a shallow depth by a concrete layer of laterally varying depth. The yellow dotted line (a-b-c) represents the envelope of the wavefront propagating to the left and its symmetry with respect to the position of the impact while the green line (c) represents the envelope of the wavefront propagating to the right. The two axis at the bottom of the figure indicate the distance from the impact. c: The red circles indicate the location of the maximum of the envelope of the wavefront propagating to the left while the green circles indicate the location of the maximum of the envelope of the wavefront propagating to the right.

and the main features of the models. Models 1, 2 and 3 are all composed of the same three materials, whose properties are presented in table 4.1. In all the models, a concrete layer is overlain by a 0.55-m layer of soil and a 0.05-m layer of asphalt. The variation of the Poisson's ratio as a function of the depth of the model may have a significant influence on

the velocity of elastic waves (Karray and Lefebvre, 2008). The dynamic properties of the different materials were therefore chosen based on previous numerical modelling performed on models similar to those used in this study (Karray and Lefebvre, 2009). The only difference between model 1 and the two other models is the presence of irregularities at the surface of the concrete layer in models 2 and 3. These irregularities simulate the degradation that may occur over time at the surface of an underground concrete structure. The only parameter recorded during the simulations was the vertical acceleration measured at the surface of the models. This was to ensure that the data recorded during numerical modeling were representative of the data obtained during a real field test, where the type of receiver used is specifically designed to measure changes in vertical acceleration. In this study, the vertical acceleration was measured at every second node, or every 0.05 m.

## 4.5 Analysis

Figure 4.7 presents vector fields showing the acceleration of the waves at 3 different times (Figure 4.7a-b-c) in order to illustrate how elastic waves propagate through a model containing a concrete layer overlain by a homogeneous layer of soil. To the left of the impact, the depth of the concrete layer varies laterally while the concrete layer to the right of the impact has a non-varying depth. The white lines are vectors representing the magnitude and direction of propagation at a given time. Following the application of the impact at the surface, two wavefronts propagating in opposite directions are formed. Figure 4.7 shows, at each time step, the envelope of the wavefront propagating to the left and its symmetry with respect to the position of the impact. Figure 4.7c also shows the envelope of the wavefront propagating to the right (green line) and indicates the location of the maximum of the wavefronts propagating to the left (red circles) and to the right (green circles). These wavefronts, envelopes and circles illustrate two different aspects. First, as shown by the position of the envelopes, as the wavefronts propagate along the surface of the concrete layer, the wavefront propagating to the left is delayed with respect to the other as indicated by the position of the red and green circles with respect to the distance axis at the bottom right of Figure 4.7. Second, the propagation is mainly restrained within the soil layer, as the waves do not penetrate the concrete layer with enough energy to be visible on

Figure 4.7 The latter demonstrates that, as it moves through the soil layer, the wavefront scans the surface of the concrete layer.

The data obtained with FLAC was analyzed in three steps to obtain an assessment of the overall quality of the concrete surface. Each step of the analysis enabled the definition of different curves representative of the condition of the concrete layer. Note that these curves are used in a qualitative way: the value of the phase and the group velocity calculated at the different receivers is not meaningful. However, what is meaningful is the variation in velocity along the surface of the concrete structure. There are several reasons why the velocities measured at the different receivers are considered meaningless. The first reason is that the waveform created by the source requires a certain distance to be completely “formed” as a plane wave and this is often referred to as the mode incompatibility problem (Zywicki and Rix. 2005; Chai et al. 2011). Also, within a certain distance from the source, the presence of body waves unrelated to higher Rayleigh modes may affect the measured velocities. These phenomena are often referred to as the “near and far field effect” and are discussed in greater details in the literature (Zywicki and Rix. 2005; Chai et al. 2011). Second, the presence of the concrete structure will affect the velocity of the elastic waves due to the change in phase angle of the waves recorded by the receivers located near and over the concrete structure. Indeed, the change in slope of the phase angle was used in the past as a tool to locate lateral variations of the elastic properties of a given soil profile (Strobbia and Foti. 2006). In this study, it was chosen to compute the velocity with reference to the source so the velocity calculated at a given receiver is the average velocity of the waves as they travelled from the source to the receiver.

#### 4.5.1 Energy content

The energy of an elastic wave at a given distance from the source will vary in frequency ( $f$ ) depending on the elastic properties and configuration of the subsurface profile. The frequency content of a given signal is therefore indicative of how a material with a high rigidity (compared to the soil layer) near the surface of the soil affects the energy of the elastic wave. Several authors such as Tallavò et al. (2009) & Orfanos and Apostolopoulos (2012) have shown that the presence of an underground structure affects the energy content of the signals recorded near the structure. To compute the frequency content  $X(f)$  of a given

signal, a Discrete Fourier Transform (DFT), computed with the Fast Fourier Transform (FFT) algorithm, is first applied to the signal  $x(t)$  (Cooley and Tukey. 1965). The one-sided spectrum of every signal is then normalized individually based on the maximum magnitude of every spectrum. In order to facilitate the interpretation of the frequency spectrum of the various signals, the different spectrums are represented in the form of a contour map (section 4.2.1).

#### 4.5.2 Phase velocity

The phase difference, at a given frequency, between two signals is obtained from the phase of the cross power spectrum between the signals. The phase velocity ( $V_p$ ) is then computed using the following equation:

$$V_p = \frac{X\omega}{\Delta\phi} \quad (4.3)$$

Where: X = spacing

$\omega = 2\pi f$  = angular frequency

$\Delta\phi$  = phase shift between two signals

Although the signals recorded at the surface following the impact contain a wide range of frequencies, with each one travelling at a different phase and group velocity, only the waves propagating below a certain frequency are affected by the presence of the concrete structure. As it was shown by Ewing et al. (1957), the frequencies most affected by the presence of the rigid layer are located below the frequency with the most energy, which corresponds to the Airy phase (appendix B). The contour plots described in section 3.1 therefore indicate which frequencies may contain information about the condition of the concrete structure. One drawback of using equation 3 to compute the phase velocity is that it will be affected by the presence of several Rayleigh modes at a given frequency. However, as explained in appendix B, the fundamental mode of propagation tends to be the only mode present below the Airy phase which is why the frequencies below this point are the ones being used in this study.

### 4.5.3 Group velocity

Group velocity can be seen as the velocity at which the energy of the waveform propagates through the soil. For non-stationary signals such as those recorded, different groups of waves with the same frequency may arrive at different times, which cannot be determined using the Fourier transform. However, other approaches may be used to obtain the arrival time of a given narrow range of frequencies (time-frequency or time-scale analyses). There are several tools or algorithms for performing time-frequency analyses (TFA). Such tools are often based on linear and quadratic TFA such as the Short Time Fourier Transform (STFT), the Continuous Wavelet Transform (CWT), the Multiple Filter Technique (MFT), the Wigner Ville Transform (WVT) and the reassignment method (Flandrin et al., 2003; Pedersen et al., 2003). In this study, CWT was used to determine group velocity, although a smoothed WVT and MFT were also used to validate the results obtained with CWT. Appendix B presents more details about the CWT used in this study. The appendix B also demonstrates how CWT can be used to retrieve the group velocity from a signal containing more than one mode of propagation of Rayleigh waves.

## **4.6 Results and discussion: Part I**

### 4.6.1 Dispersion curves

Calculating the dispersion curve of a given soil profile often involves analyzing signals recorded by a large array of receivers (Karray, 1999; Park et al. 1999). This is often necessary to accurately separate the different Rayleigh wave propagation modes, since the signal recorded by one receiver may be dominated by one or more higher modes of propagation, while other receivers may only be affected by the fundamental mode. In addition, the simultaneous arrival of two or more modes may affect the dispersion curve of several modes. Although the dispersion curve calculated with several signals might yield an accurate separation of the different modes, the dispersion curves obtained with such a technique represent the average velocity along the entire profile.

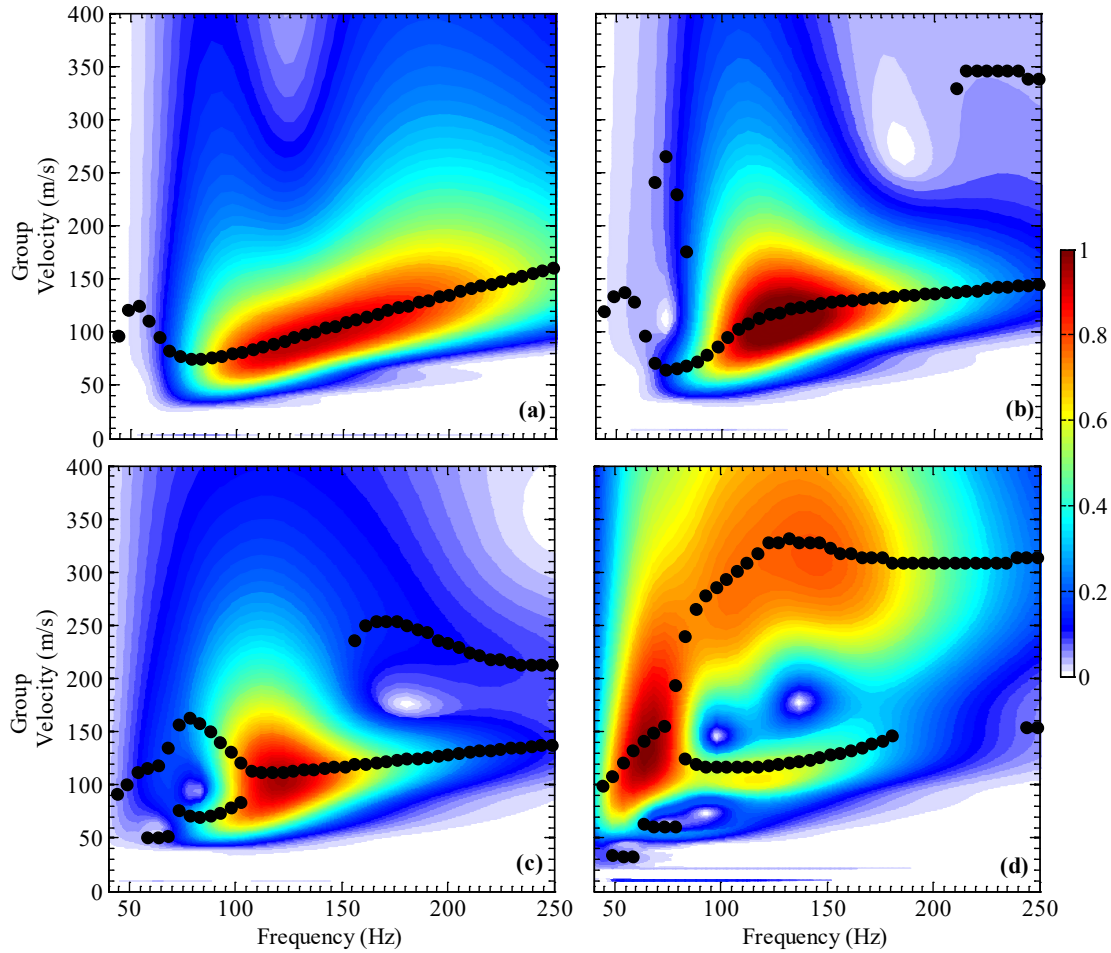


Figure 4.8 Group velocity dispersion curves calculated at different locations on the surface of model 1. a: 1.9 m ; b: 2.65 m ; c: 3.4 m ; d: 4.4 m from the source.

Such a procedure is therefore not suited for locating small discontinuities on the surface of a concrete structure.

The procedure used in this study to calculate the group velocity presented in the previous section makes it possible to identify several propagation modes using only one receiver. Although this technique is impeded by the fact that not all modes can be identified and separated at each receiver, we are mainly concerned with the velocities measured at lower frequencies where it was shown that the recorded signals are dominated by the fundamental mode (appendix B). However, the presence of body waves and waves reflected from the concrete structure may also affect the propagation of the lower frequency waves. Nevertheless, the objective of this study is not to determine the Rayleigh wave dispersion curve characteristic of the soil profile, but only to verify if the presence of a discontinuity

on the surface of a concrete structure affects the propagation of elastic waves, regardless of whether these are body or surface waves. The theoretical dispersion curves presented in appendix B should therefore only be used as a reference to show how surface waves in the far field are affected by the depth of the concrete structure.

Figure 4.8 shows the group velocity dispersion curves calculated at four different locations above and beyond the concrete structure. As shown in Figure 4.8a, b and c, the dispersion curves calculated above the structure reach a minimum velocity at frequencies between 80 and 90 Hz. The location of this minimum group velocity is due to the presence of the concrete structure, as demonstrated in appendix B. Beyond the end of the concrete structure, the dispersion curve (Figure 4.8d) changes shape and no longer shows the dispersion characteristic of the presence of the structure.

#### 4.6.2 Effect of variations in depth of concrete on elastic wave propagation

The presence of variations in the depth of the concrete layer is expected to affect both the energy and velocity of the elastic wave propagation. To determine how sensitive the elastic wave energy and velocity are to local changes in the depth of the concrete structure, the signals recorded along the surface of model 1 were compared with those recorded at the surface of models 2 and 3.

##### 4.6.2.1 Energy content

Contour plots showing the change in the normalized frequency spectrum across models 1, 2 and 3 are depicted in Figure 4.9. For all the plots, the presence of higher-frequency elastic waves is visible near the position of the source at 0 m. However, these higher-frequency waves rapidly attenuate to a point where only the lower-frequency waves are present. The beginning of the concrete structure at 0.725 m causes a concentration of the energy within the 75 to 150 Hz range.

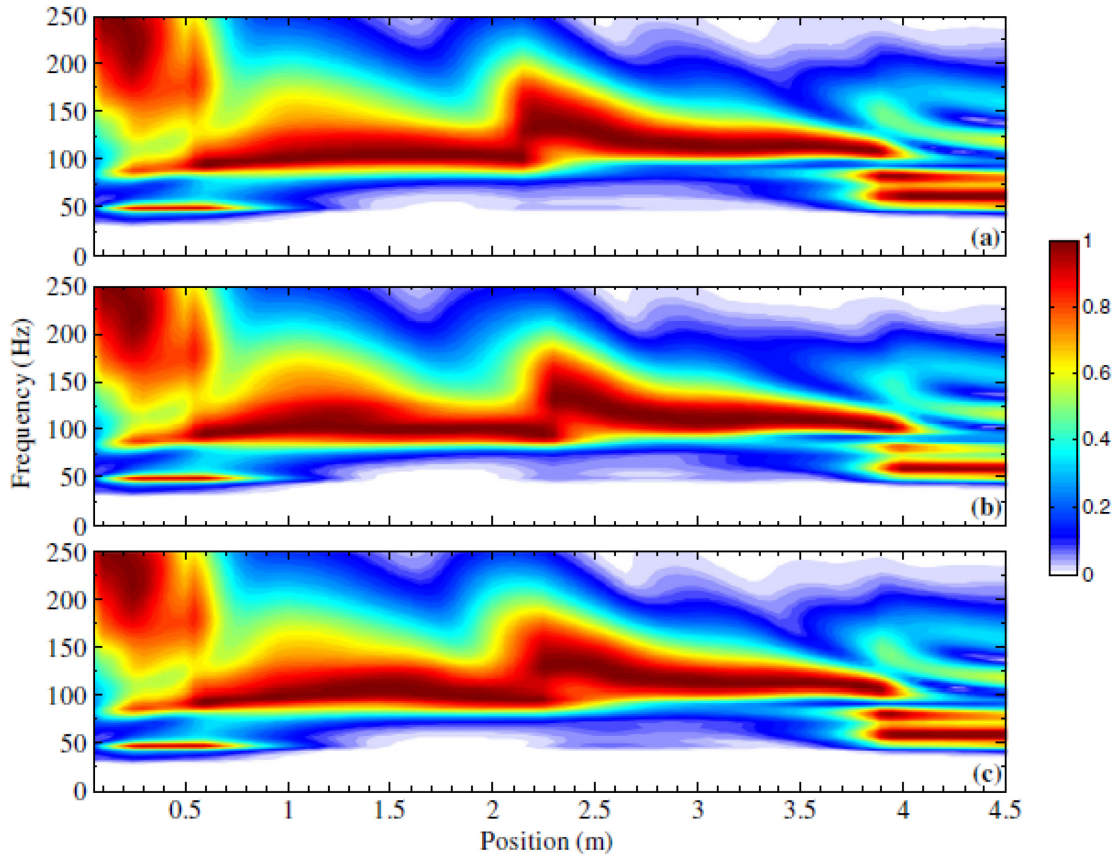


Figure 4.9. Contour plots of the normalized energy of the waveforms as a function of the frequency for model 1 (a), model 2 (b) and model 3 (c).

This rapid change in the dominant frequency is caused by the presence of the concrete structure reflecting waves with longer wavelengths (Chai et al. 2012). Beyond the end of the concrete structure, after 4.0 m, the peak in energy returns to lower frequencies. The presence of the concrete structure is therefore visible on the contour plots of all the models. For all models, at 2.2 m, the presence of a local increase in the frequencies with the most energy shows that the energy contained in the elastic waves may vary even though there are no variations on the surface of the concrete layer. Although the contours shown in Figure 4.9 are similar, Fig 4.10a and 4.11a show the contour plot resulting from the subtraction of the contours of models 2 and 3 from those of model 1, while Figure 4.10b and 4.11b show the variation in normalized energy at three different frequencies (70, 85, 100 Hz).



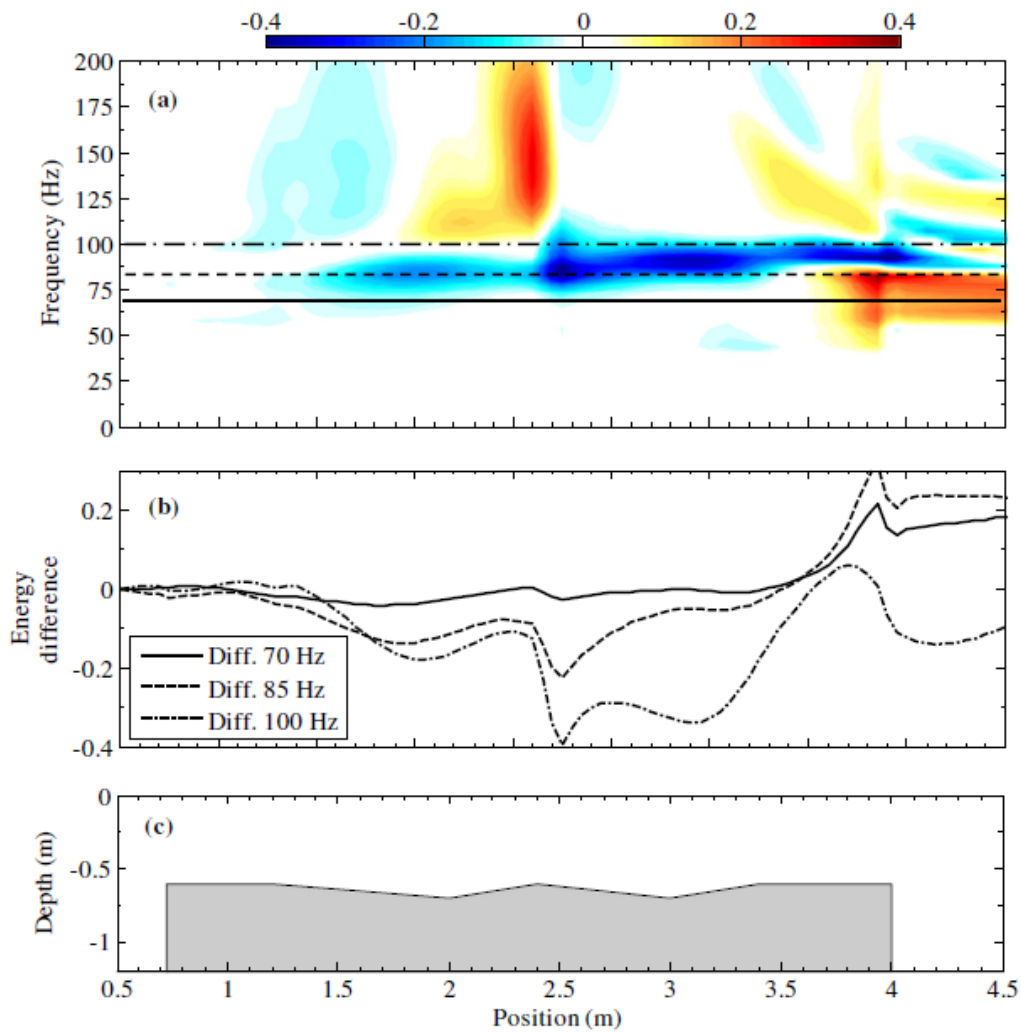


Figure 4.10. a: Energy difference between the contour plots of model 2 and 1 shown in Figure 4.9. b: Energy difference at 70, 85 and 100 Hz. c: Profile view of the concrete layer for model 2.

Figure 4.10c and 4.11c show the locations of the surface discontinuities in models 2 and 3. It can be seen from Figure 4.10 and 4.11 that the difference between the contours of model 1 and those of models 2 and 3 is related to the locations of the surface irregularities. However, for model 2, the differences in energy are not restricted to the location of the surface irregularities.

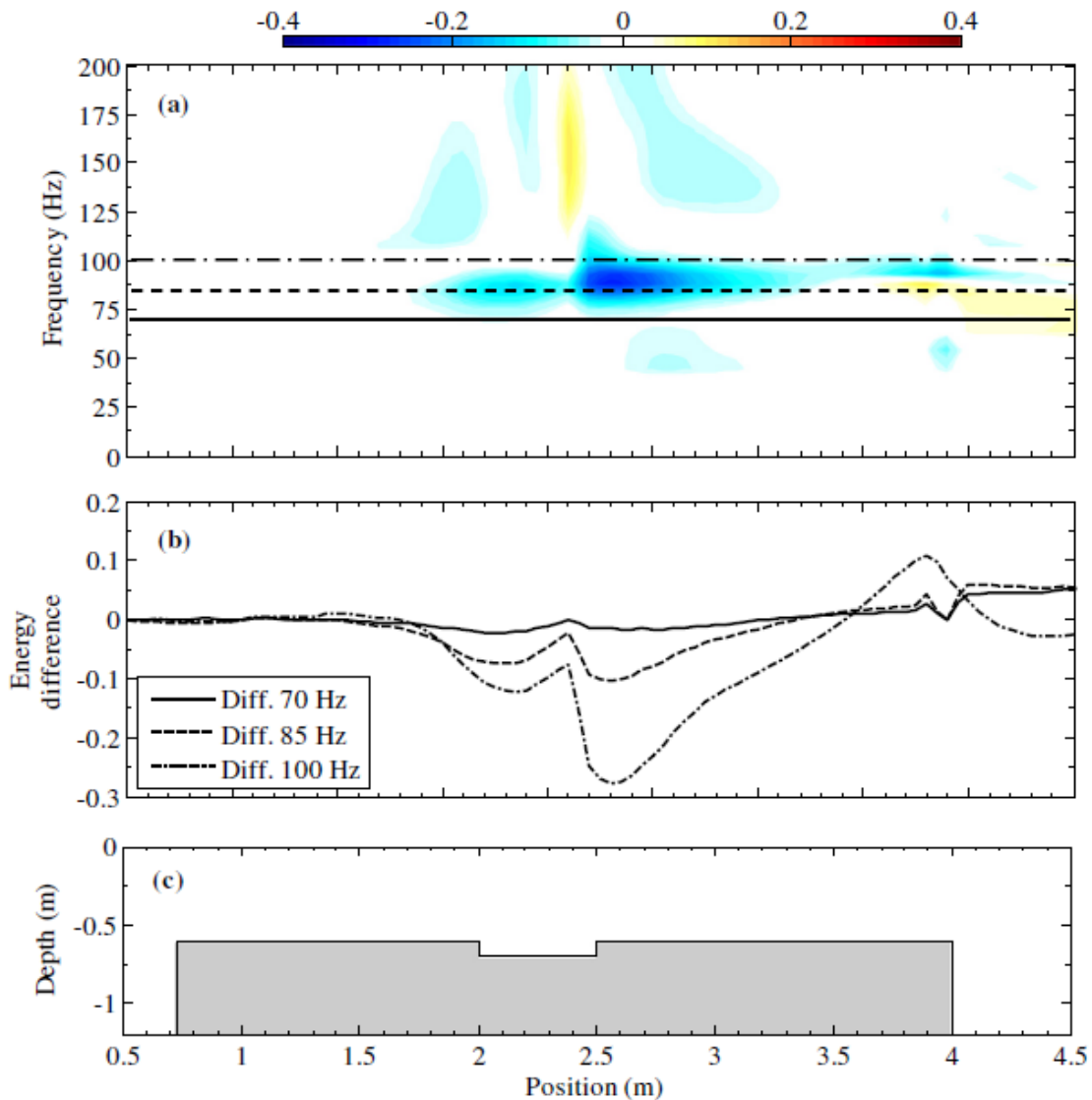


Figure 4.11 a: Energy difference between the contour plots of model 3 and 1 shown in Figure 4.9. b: Energy difference at 70, 85 and 100 Hz. c: Profile view of the concrete layer for model 3.

The latter is an indication that the shape of the surface irregularities has an influence on the energy of propagation of elastic waves. Figure 4.10a-b and 4.11a-b also show that the variation in normalized energy is not the same at all frequencies and the waves propagating at frequencies between 70 and 100 Hz are affected most by the presence of irregularities on the surface of the concrete structure.

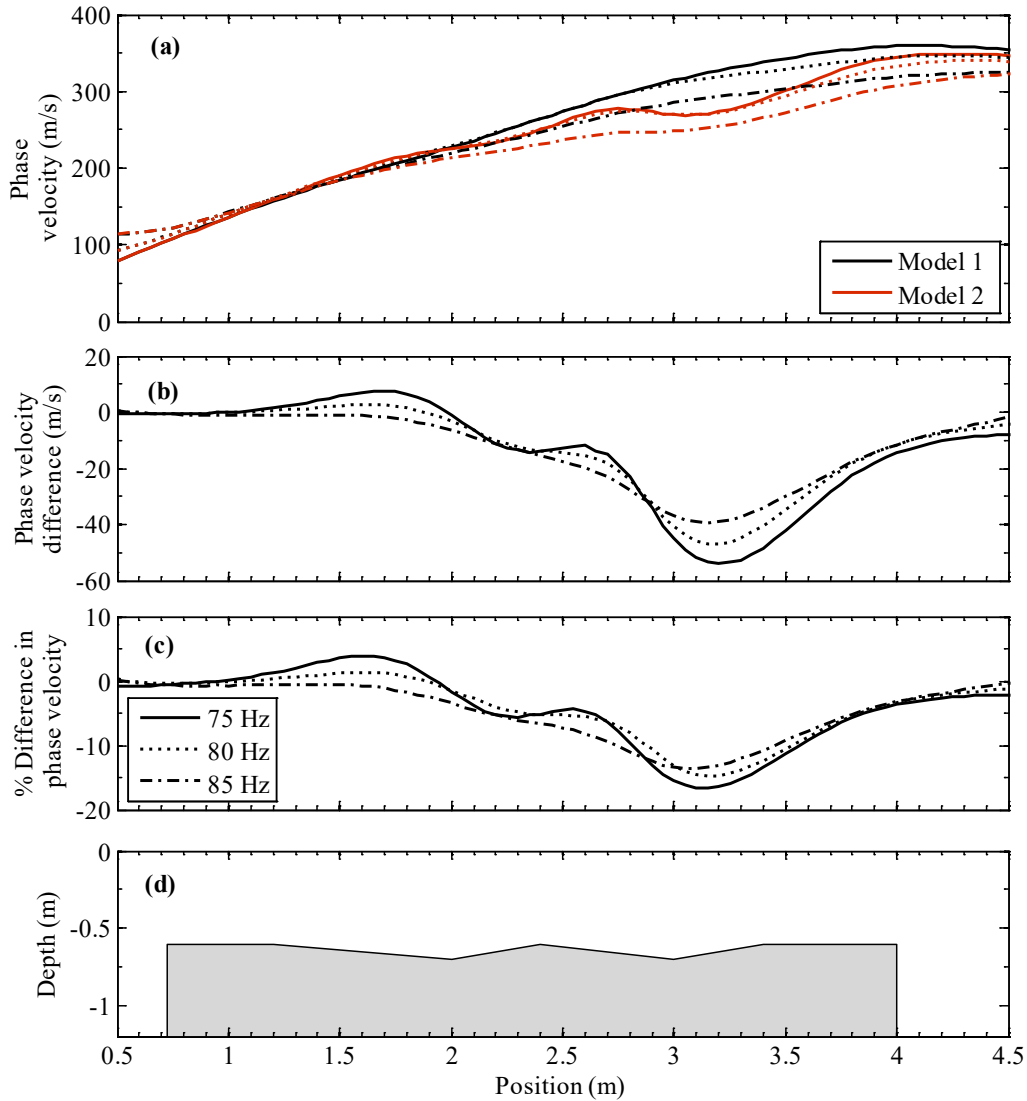


Figure 4.12. a: Phase velocity curves calculated at three different frequencies with respect to the position of the impact for models 1 and 2. b: Phase velocity difference between models 1 and 2. c: Phase velocity difference in % between models 1 and 2. d: Profile view of the concrete layer for model 2.

#### 4.6.2.2 Phase velocity

The phase velocity curves for models 1 and 2 are presented in Figure 4.12a and for models 1 and 3 in Figure 4.13a. These curves were calculated with respect to the position of the source and at frequencies of 75, 80 and 85 Hz as indicated in Figure 4.12c and 4.13c. These three frequencies alone were chosen since they are located below the Airy phase which is at 90 Hz (Figure 4.8).

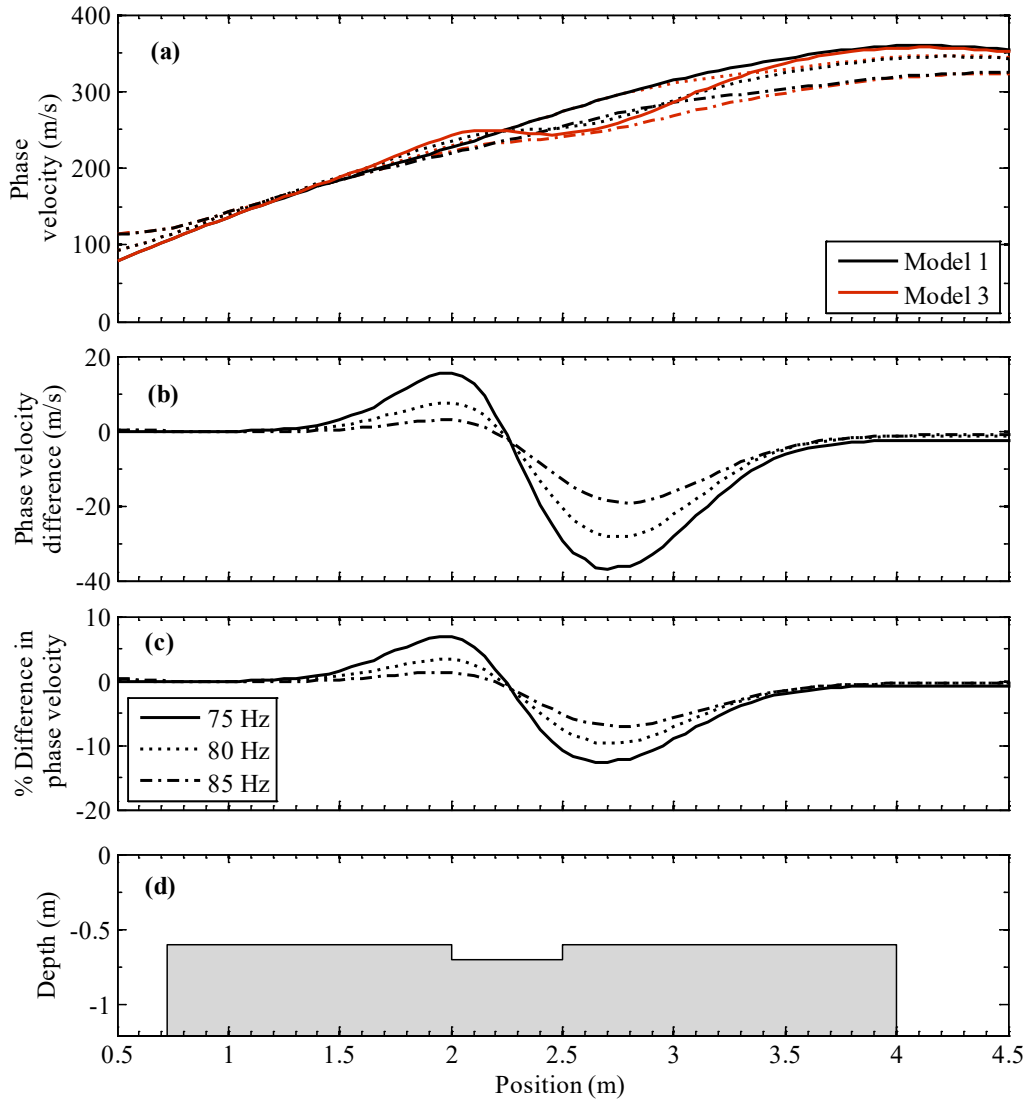


Figure 4.13. a: Phase velocity curves calculated with respect to the position of the impact for models 1 and 3. b: Phase velocity difference between models 1 and 3. c: Phase velocity difference in % between models 1 and 3. d: Profile view of the concrete layer for model 3.

Figure 4.12a and 4.13a show that the position of the concrete structure can be estimated by examining the changes in the slope of the phase velocity curve of model 1. Near 0.725 m, the location where the structure begins, there is a change in the slope of the curve of model 1 indicating the presence of the structure, this change is however mainly visible at a frequency of 85 Hz. The end of the concrete structure at 4.0 m is also demarcated by a change in the slope of the phase velocity curves. Figure 4.12 and 4.13 contain two other

graphs that allow the phase velocity curves of models 2 and 3 to be compared according to the shape of the concrete layer. Figure 4.12b and 4.13b show the difference between the phase velocity curves of model 1 and those of models 2 and 3, while Figure 4.12d and 4.13d show the shape of the damaged concrete layers. Based on Figure 4.12b and 4.13b, it can be noted that the difference in phase velocity curves between model 1 and models 2 and 3 is dependent on the shape and location of the irregularities present at the surface of the concrete layer. The same graphs also show, at lower frequencies, an increase in the phase velocity of models 2 and 3 prior to the location of the discontinuities. Following this increase in phase velocity, the velocity varies inversely with the depth of the concrete layer. Finally, Figure 4.12c and 4.13c show the difference in % between the phase velocity curves of model 1 and those of models 2 and 3. Based on Figure 4.12, it can be seen that there is a maximum difference of 56 m/s, or 18%, between the phase velocities of models 1 and 2. Figure 4.13 shows a maximum difference of 39 m/s, or 13%, between the phase velocities of models 1 and 3 for the frequencies tested.

#### **4.6.2.3 Group velocity**

The group velocity curves are presented in Figure 4.14a (models 1 and 2) and 4.15a (models 1 and 3). Although they are related to one another, the group and phase velocity curves are not the same. For an underground profile that is normally dispersive, the group velocity of a given mode of propagation will tend to be lower than the phase velocity except at higher frequencies, where they both tend toward the velocity of the upper layers of the models as shown in Figure B1 (Tolstoy and Usdin, 1953). Also, unlike the phase velocity which increases over the concrete structure and decreases beyond it, the group velocity calculated at a given frequency is not always increased by the presence of the concrete structure.

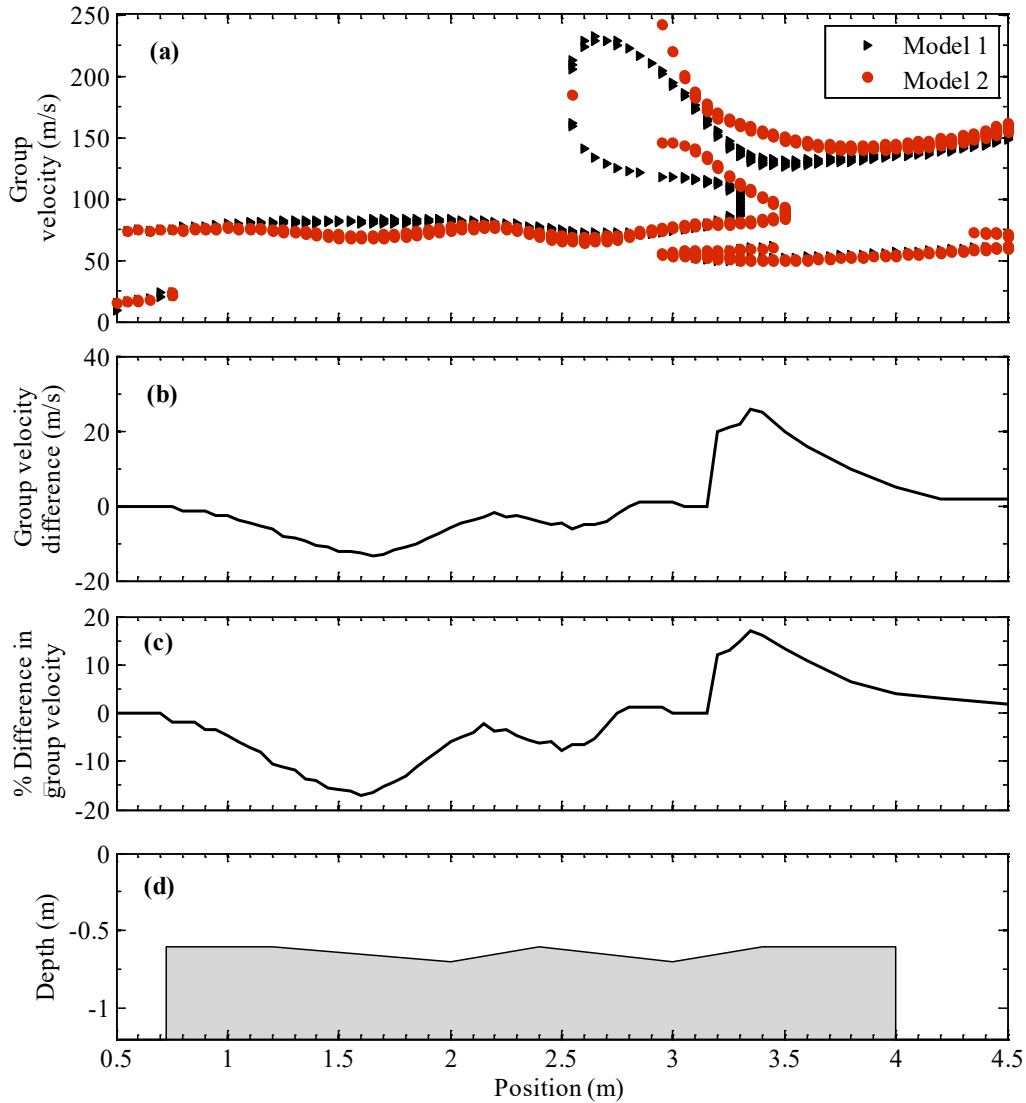


Figure 4.14. a: Group velocity curves calculated at 75 Hz with respect to the position of the impact for models 1 and 2. b: Group velocity difference between models 1 and 2. c: Group velocity difference in % between models 1 and 2. d: Profile view of the concrete layer for model 2.

Rather, as shown theoretically in appendix B and numerically in Figure 4.8, the group velocity of the fundamental Rayleigh wave mode reaches a minimum value near 90 Hz and a local maximum near 55 Hz. Since the group velocity is the velocity at which the wave energy propagates along the profile, it is expected that the group velocity calculated at a frequency of 75 Hz will also vary depending on the condition of the concrete. The frequency of 75 Hz was chosen since it falls within the range of frequencies shown in Figure 4.10 and 4.11 to contain information about the state of the concrete structures.

As opposed to the phase velocity, which was calculated at three different frequencies, only the group velocity curve calculated at 75 Hz is represented in Figure 4.14a and 4.15a to ensure the readability of the figures.

The group velocity curves presented in Figure 4.14a and 4.15a reveal several features worth explaining. First, the presence of surface irregularities is reflected in the group velocity curves of models 2 and 3. These irregularities cause a variation of up to 15 m/s or 17% in model 2 (Figure 4.14b-c) and up to 14 m/s or 18.5% in model 3 (Figure 4.15b-c). Secondly, for all models, two separate branches of group velocity are visible in the signals recorded beyond 2.5 m. The presence of these two branches may be due to the presence of more than one mode of Rayleigh wave propagation and/or to the reflection of waves from the structure.

Figure 4.14b-c and 4.15b-c reveal a sudden change in the difference between model 1 and models 2 and 3 in terms of group velocity at 3.2 and 3.3 m respectively. This rapid change is due to presence of another branch with higher group velocities, visible in Figure 11a and 12a, based on which the group velocity difference is calculated beyond 3.2 m. Finally, beyond the end of the concrete structure at 4.0 m, the group velocities of both curves tend toward identical values.

## **4.7 Part II: Practical Applications**

In order to verify the effectiveness of the proposed inspection technique, field tests were conducted on different concrete structures located in the city of Varennes in the province of Québec, Canada. The structures tested were built with the aim to test the effectiveness of different non-destructive inspection techniques. The state of degradation of the structures was therefore unknown by the authors prior to the investigation since the owners of the structures wanted to verify the effectiveness of the proposed technique. These structures are buried under a uniformly compacted 0.5 m deep layer of granular soil topped either by a layer of asphalt or a layer of concrete. This configuration simulates the presence of the road and the sidewalk under which underground utility vaults are often located. Each structure is accessible from the surface via manhole.

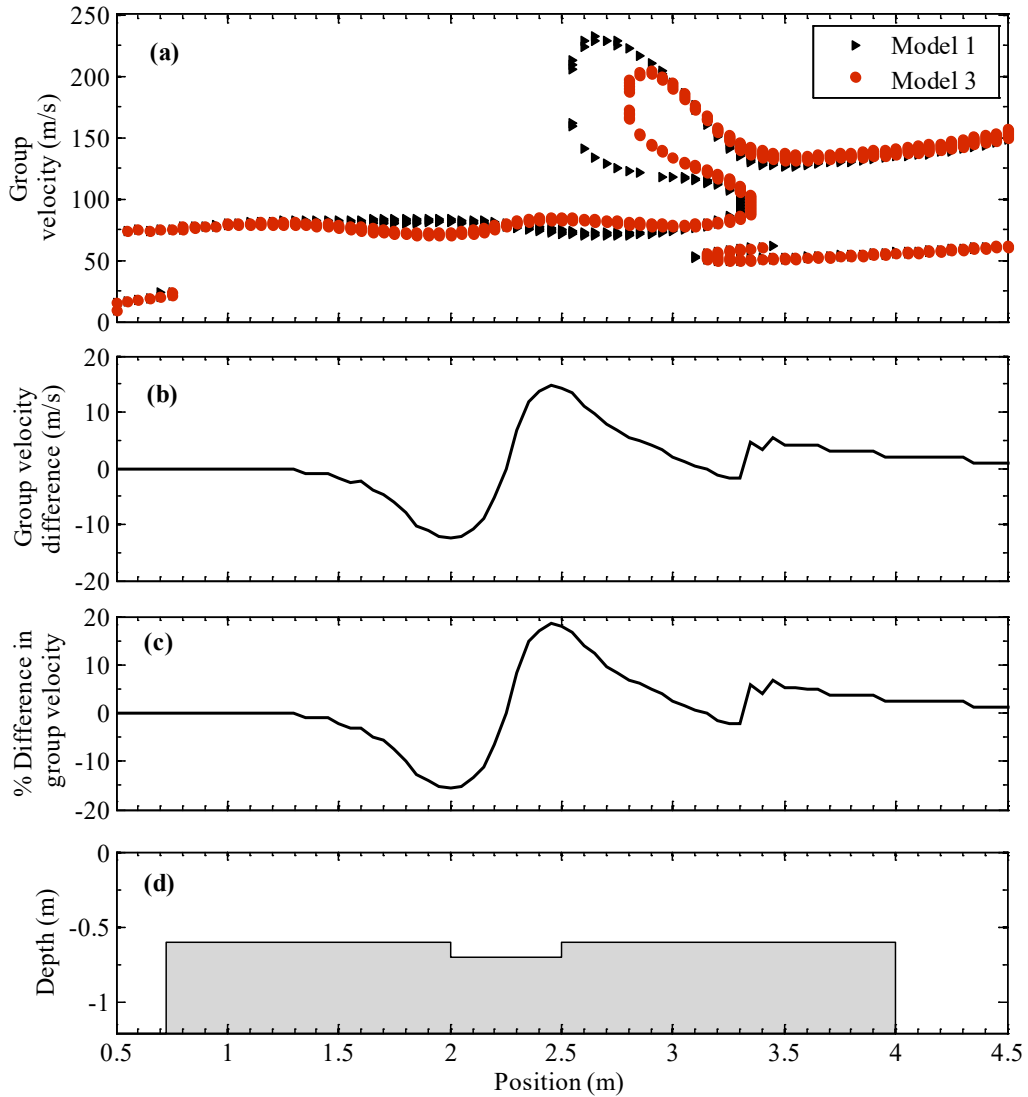


Figure 4.15 a: Group velocity curves calculated at 75 Hz with respect to the position of the impact for models 1 and 3. b: Group velocity difference between models 1 and 3. c: Group velocity difference in % between models 1 and 3. d: Profile view of the concrete layer for model 3.

Figure 4.16 shows the location where the tests were carried out. Five different manholes, each linked to a different underground structure, are visible on Figure 4.16. Although all the structures shown in Figure 4.16 were tested, only the results obtained for the lines tested over the structures A and B are presented in this study since they are representative of the results obtained for the other structures. Interested reader is referred to Tremblay (2013) for the results obtained for the other structures.



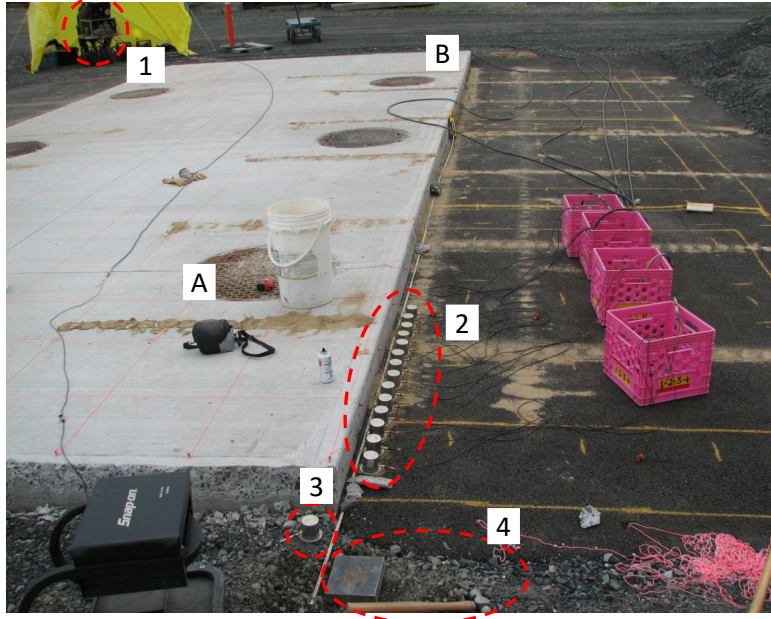


Figure 4.16. Typical field tests setup. 1: Acquisition System, 2: Accelerometers, 3: Trigger, 4: Impact source (hammer and metal plate). The manholes are visible on the surface of the concrete slab. (A-B) Location of the manholes of structure A and B.

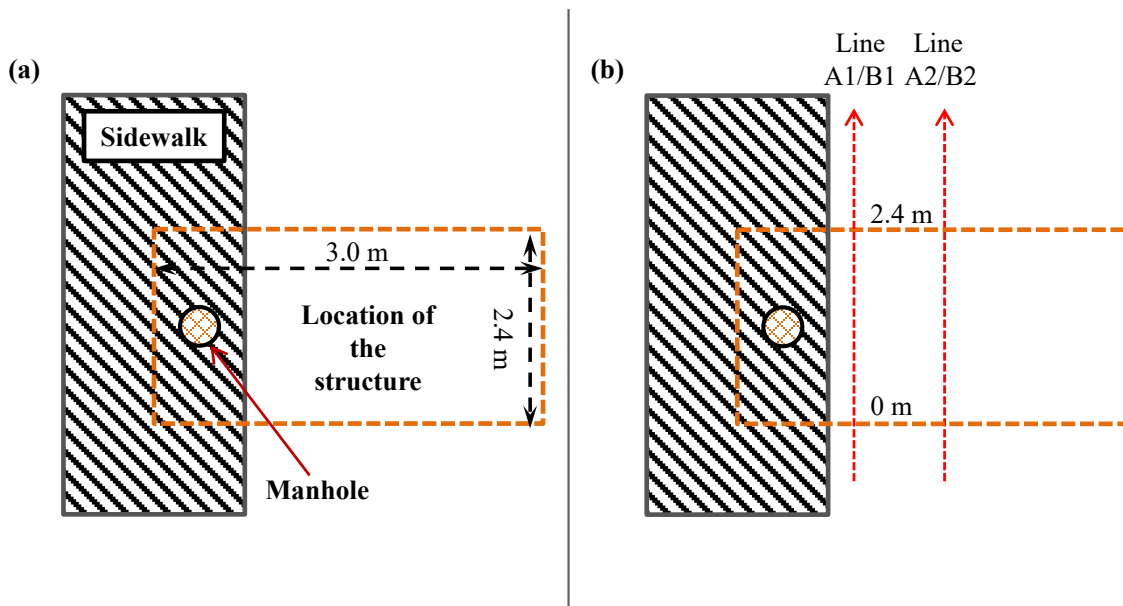


Figure 4.17. (a) Top view showing the location and dimensions of the concrete structure, the manhole and the sidewalk (concrete slab). (b) Location of the different test lines performed over the structure A and B. The lines pass over the structure between the position 0 and 2.4 m. The distance between the lines A1/B1 and the sidewalk is 0.1 m while the lines A2/B2 are 0.65 m away from the sidewalk.

The variation of the vertical acceleration was measured along two different lines over both structures: A1 and A2 for structure A and B1 and B2 for structure B. Figure 4.17a shows a top view of the configuration and the dimensions of one of the underground structures presented in Figure 4.16, while Figure 4.17b shows the location of the different lines of tests carried out over the structures. Although the exact position of the structures was unknown prior to the investigation, it was possible to accurately estimate it based on the location of the manholes visible from the surface (Figure 4.16). As mentioned in the introduction, since the condition of a damaged structure tends to vary along its surface, the comparison of the velocity curves obtained along the two different lines should give an indication of the condition of the structure. Such procedure is necessary since, as oppose to numerical modelling, no undamaged baseline is available for comparison.

Since the inspected structures are often located in densely populated areas, an important consideration for this type of inspection is the time required for the collection of the data. The time needed to inspect a given structure depends on its size, the number of lines tested over the structure, the number of receivers used and the inter receiver spacing. For the structures inspected in this study, it took 20 minutes for a two-person team to set up and calibrate the equipment and 15 minutes to collect the data for each line.

#### 4.7.1 Receivers and seismic source

Most of the equipment required to perform the field tests is shown in Figure 4.16. Tests were performed using several receivers, in this case accelerometers, placed along a given line. Model 393C PCB accelerometers were used in this study. A total of 15 receivers were used during the tests. While each one measured the vertical acceleration of the soil, one receiver was used as a trigger, while the data collected by the other 14 were used in the analysis. A configuration of 14 receivers, spaced 0.1 m apart, covered a total distance of 1.3 m. In order to cover the entire length of each line, it was necessary to move the receivers, while leaving the trigger at the same location. One line of tests therefore consists of different receiver configurations merged together during the analysis in order to obtain one continuous line of 28 or more receivers depending on the size of the investigated structure. Since there is a certain variability associated with the triggering time, the accelerations recorded by the trigger at every shot are compared so that the difference in

triggering time between two different shots can be used to correct the signals recorded by the other 14 receivers. However, the variation of the triggering time was not problematic in this study.

For certain types of surveys, such as body wave surveys, placing the receivers directly on a rigid material such as a concrete sidewalk or an asphalt road may cause coupling problems. However, in surface wave testing, the type of coupling between the receiver and the ground was shown to have little or no effect on the recorded signals (Miller et al, 1999). Figure 4.16 shows the hammer and the metallic plate used to generate the elastic waves. The frequencies of the elastic waves introduced through the sub-surface following a hammer blow fell within a range of 40 to 300 Hz. As mentioned in sections 1.1 and 2.2, although the receivers can be placed directly on the pavement, the source must be in direct contact with the soil. On the test site shown in Figure 4.16, the pavement does not cover a wide area around each structure so it was possible to place the source directly on the soil. However, in cases where the pavement would cover a wider area around the location of the structure, it would be necessary to drill an opening into the pavement. In such a case, the extent of damage to the pavement would however be limited due to the limited size of the source.

#### 4.7.3 Results and discussion: Part II

The inspection protocol shown in Figure 4.18 was followed during the field tests. All the steps involved in the inspection protocol are described in the text as indicated by the section numbers in parentheses in Figure 4.18. The contour plots of the different lines are however not presented in this work since they have been found insufficiently reliable to evaluate the condition of the surface of the structures. The presence of noise in the data as well as the variation of the energy of the different Rayleigh modes from one receiver to another (Figure 4.19) are the main reasons why the contour plots of the data collected on the field are less reliable than the ones obtained numerically (Figure 4.9). The contours were rather used to identify which frequencies contain the most energy and should therefore be used to calculate the velocity curves.

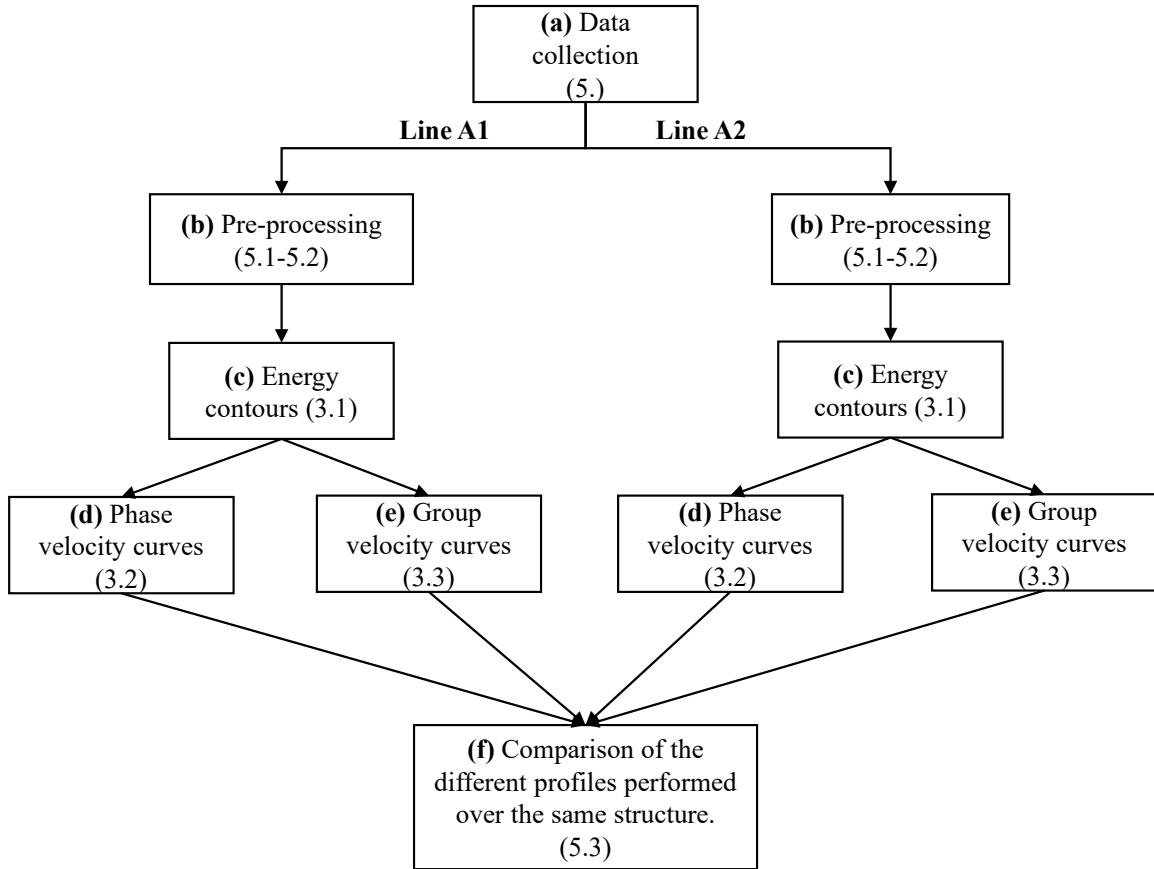


Figure 4.18 Experimental protocol. The numbers in parentheses correspond to sections in the text. (a) Collection of the signals for every line located over the structure. (b) Signals of the same line are merged, corrected and stacked (c) The normalised energy contours are computed. (d)-(e) The velocity curves are computed. (f) The velocity curves performed over the same structure are compared.

Figure 4.19 presents the group velocity dispersion curves calculated at 2 different locations along line A1 located over structure A (Figure 4.16-4.17). These curves are typical of the dispersion occurring due to the presence of the concrete structure which explains their similarity with the ones shown in appendix B (Figure B1-B2) and in Figure 4.8. As

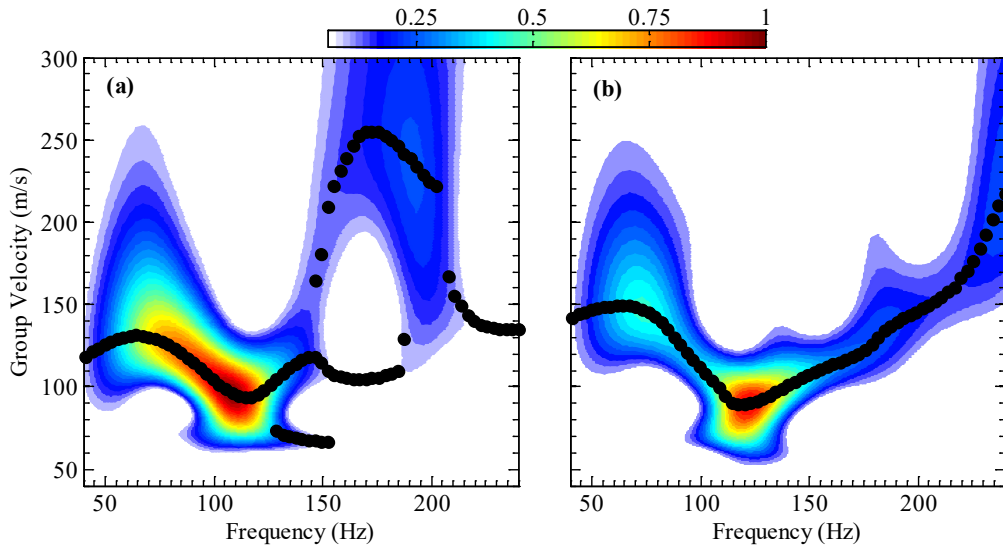


Figure 4.19. Typical group velocity dispersion curves calculated along line A1 (structure A) at a position of (a) 1.0 m and (b) 1.5 m.

explained in appendix B, the presence of the concrete structure causes the group velocity to reach a minimal value around 120 Hz where the energy is maximal. The dispersion curves shown in Figure 4.19 are presented because they demonstrate that the presence of higher modes is only affecting the velocities measured at higher frequencies (above 140 Hz). Similar dispersion curves are found for all receivers located over both structures.

#### 4.7.3.1 Group and phase velocity

The group and phase velocity curves, calculated at 65 Hz, of all lines tested over both structures are presented in Figure 4.20a and 4.21a respectively. The frequency of 65 Hz was chosen since only one mode of propagation is present at this frequency and since it corresponds to the location where the group velocity reaches a local maximal value (Figure 4.19). As opposed to Figure 4.12c-4.13c-4.14c and 4.15c, the difference in percentage between the different group and phase velocity curves of Figure 4.20c and Figure 4.21c are presented in absolute values since the surface condition of the concrete structure was unknown prior to the investigation. The results of the experimental tests carried over both structures are summarized below.

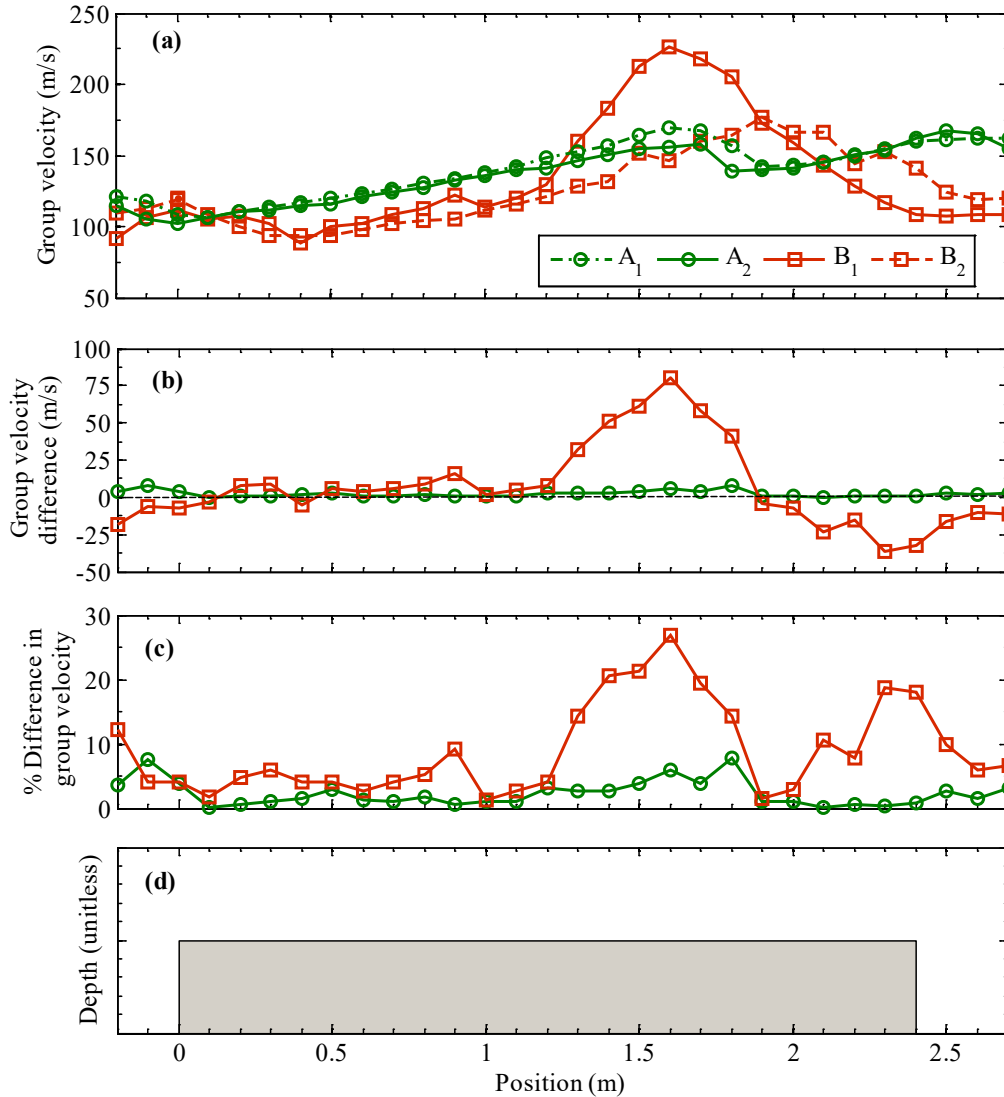


Figure 4.20. a: Group velocity curves calculated at 65 Hz for 4 different lines. b: Group velocity difference between lines B1 and B2 (red squares) and between lines A1 and A2 (green circles). c: Group velocity difference in %. d: Estimated location of concrete structures A and B.

From the group velocity curves of lines A1 and A2 shown in Figure 4.20:

- The same peak value is present near 1.7 m (Figure 4.20a).
- The beginning of the concrete structure at 0 m is marked by a local minimum in group velocity (Figure 4.20a).
- The difference between the group velocity of lines A1 and A2 ranges from 0 to 6% along the surface of the concrete structure (Figure 4.20c).

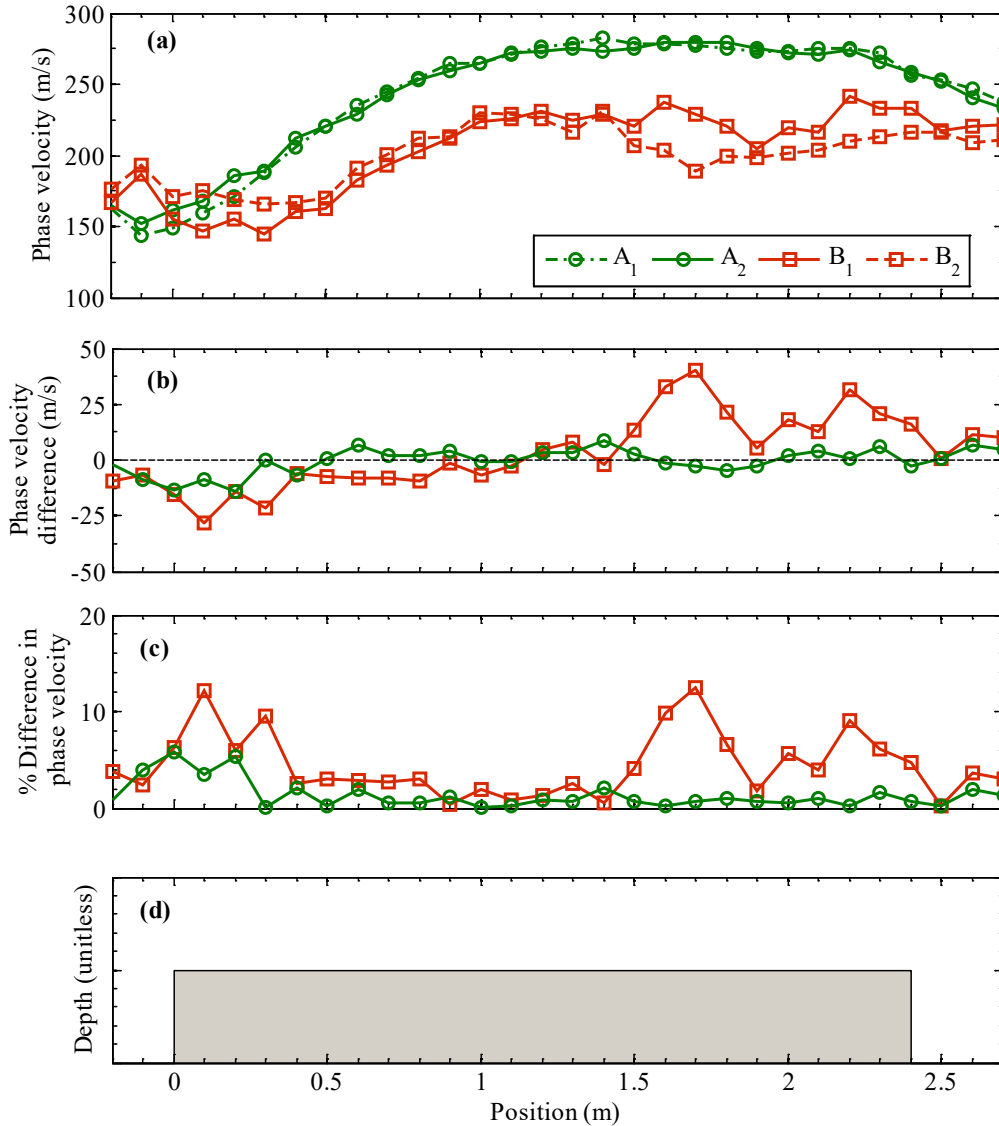


Figure 4.21. a: Phase velocity curves calculated at 65 Hz for 4 different lines. b: Phase velocity difference between lines B1 and B2 and between lines A1 and A2. c: Phase velocity difference in %. d: Estimated location of concrete structures A and B.

From the group velocity curves of lines B1 and B2 shown in Figure 4.20:

- The beginning of the concrete structure at 0 m causes a change in the slope of both curves (Figure 4.20a).
- Shortly after 0.4 m, the group velocity measured along both lines increases, but at a different rate, reaching a maximum value of 176.5 m/s at 1.9 m for line B2 and 226 m/s at 1.6 m for line B2 (Figure 4.20a).

- Beyond 2.4 m, which corresponds to the end of the concrete structure, the difference between the group velocity curves decreases (Figure 4.20b-c).
- The difference between the group velocity curves of lines B1 and B2 varies between 0 and 28 % (Figure 4.20c).

From the phase velocity curves of lines A1 and A2 shown in Figure 18:

- As predicted from the theory (appendix B, Figure B1), the phase velocity is higher than the group velocity for both lines.
- The beginning of the concrete structure at 0 m causes a change in the slope of the phase velocity curves (Figure 4.21a).
- Beyond 0 m, the phase velocity increases up to a maximum value of 280 m/s until near the end of the structure at 2.4 m, where it decreases (Figure 4.21a).
- The maximum difference between the 2 curves is located at the beginning of the concrete structure, where it reaches a maximum value of 6% at a position of 0.2 m (Figure 4.21b-c).
- Beyond 0.2 m, the difference between the 2 curves decreases, varying between 0 and 3%, until the end of the structure at 2.4 m (Figure 4.21c).

From the phase velocity curves of lines B1 and B2 shown in Figure 4.21:

- The beginning of the concrete structure at 0 m causes a local decrease of the phase velocity, followed by a steady increase until 1.0 m (Figure 4.21a).
- Beyond the end of the concrete structure at 2.4 m, the phase velocity measured along both lines does not decrease as it did for lines A1 and A2 (Figure 4.21a).
- Between 1.0 m and 2.4 m, the shape of the phase velocity curve of both lines varies along the surface of the structure (Figure 4.21a). Within this interval, the difference between the phase velocity of each curve varies between 1 and 17%, (Figure 4.21c).

In summary, the similarity of the group and phase velocity curves of lines A1 and A2 suggests that the surface condition of structure A is the same under both lines. However, the differences between the curves of lines B1 and B2 suggest that the surface condition of structure B is not the same under both lines particularly near the edges of the structure.



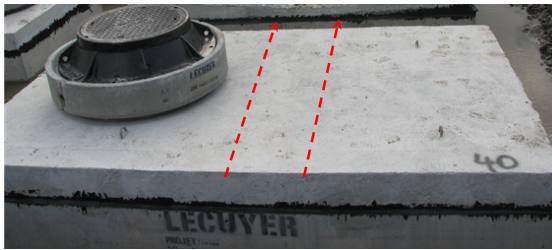


Figure 4.22 a: Structure A. b: Structure B. The red dotted lines represent the location of the lines A1, A2, B1 and B2.

It can be concluded that the surface of structure A is in better condition than the surface of structure B. Furthermore, based on the obtained results, it would be recommended to collect drill core samples near the edges of structure B. These conclusions are in agreement with Figure 4.22 which shows the surface condition of the structures A and B as well as the location of the different lines tested. Indeed, Figure 4.22 reveals that the surface of structure A is intact while the surface of structure B is damaged near the edges of the structure.

## 4.8 Conclusions

Based on theoretical models and numerical modelling, it was shown how the propagation of elastic waves through a soil profile containing an underground concrete structure is affected by the surface condition of the concrete. It was also shown that only certain frequencies are affected by the condition of the structure. Based on these findings, an inspection protocol performed in three different steps was proposed. The first of these steps consists in determining where in the frequency domain most of the energy present in the waveform recorded at the surface of the soil is located. The second and third steps of the analysis consist in evaluating the changes in the phase and group velocity along the surface of the soil. Each of these step leads to the definition of several curves that are used to evaluate the state of degradation of the concrete structure. The proposed inspection protocol was also tested on real structures. In the experimental tests, the data collected along different lines tested at the surface of the same structure are compared. The

comparison of the data collected along different lines tested over the same structure is justified since the surface of the structures tends to be unevenly damaged. The experimental tests performed on different concrete structures showed that the study of the variation of the energy might not be an appropriate tool to evaluate the condition of the structures. Nevertheless, it was also shown that the variations of the phase and group velocity curves computed over the same structure are related to its surface condition.

The study of the propagation of elastic waves for the inspection of an underground structure has several advantages over the inspection techniques normally used for these types of structures. These advantages mainly come from the fact that the proposed inspection technique is non destructive and does not require direct access to the structure. The latter can be a significant advantage since direct access to numerous concrete utility structures is considered hazardous due to the presence of water and electrical equipment in a confined space. The proposed technique also enables a more targeted use of destructive techniques by identifying which structure is potentially damaged and would require further investigation.

The work presented in this study is considered to be the first step toward the elaboration of an inspection protocol based on elastic wave propagation and work remains to be done in order to validate the effectiveness of the proposed technique. A wider experimental program that is currently underway will allow the authors to better define the robustness of the proposed technique.

## **Acknowledgements**

The authors would like to thank Hydro-Québec and the NSERC for their financial support throughout this research project.

# CHAPITRE 5

## AVANCÉES DANS LA PROCÉDURE D'ESSAIS ET D'ANALYSE DES SIGNAUX

### **5. Avant-propos**

#### **Auteurs et affiliation :**

S.P. Tremblay : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie,  
Département  
de génie civil.

M. Karray : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de  
génie civil.

M. Chekired : Institut de Recherche d'Hydro-Québec, Varennes (Québec) J3X 1S1  
Canada

C. Bessette : Ing., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec,  
Montréal (Québec) Canada

L. Jinga : Ing., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal  
(Québec) Canada

**Date de soumission :** 30 mai 2017

**État de l'acceptation :** Accepté le 16 novembre 2017.

<https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2017.11.008>

**Revue :** Journal of Applied Geophysics

**Titre français :** Inspection non intrusive du toit de structures utilitaires souterraines peu profondes à l'aide de la propagation des ondes de surface : partie II

**Contribution au document :**

L'article présenté dans ce chapitre est la suite des travaux présentés dans l'article du chapitre 4. Il permet notamment d'en arriver à une meilleure compréhension du phénomène de propagation des ondes dans un milieu souterrain complexe à l'aide de simulations numériques en 3D et de nouveaux essais expérimentaux. Une nouvelle configuration de capteurs est présentée et son efficacité est démontrée à l'aide de simulations numériques en 3D et d'essais sur trois structures du site expérimental de l'IREQ. L'article montre également comment la nouvelle configuration utilisée permet l'analyse des résultats sous forme de tomographie en 2 et 3D.

**Résumé français :** La possibilité d'effectuer l'inspection d'une structure souterraine directement depuis la surface du sol serait avantageuse pour l'inspection de différents types de structures souterraines présentes dans la plupart des villes modernes. Dans la partie I, le comportement des ondes élastiques se propageant dans un profil de sol contenant une structure utilitaire souterraine en béton a été étudié et il a été constaté qu'il est possible d'évaluer l'état de la surface du toit de ce type de structure en fonction de la vitesse de propagation des ondes élastiques. La partie II découle du travail précédemment réalisé pour développer une technique non destructive basée sur la propagation d'ondes élastiques pour l'inspection de structures utilitaires peu profondes. Tout d'abord, la méthode des différences finies en 3D implémentée dans FLAC3D a été utilisée pour modéliser une structure de

béton souterraine afin de montrer comment la présence d'une cheminée d'accès et d'un revêtement rigide à la surface du sol affecte la propagation des ondes élastiques. Deuxièmement, une configuration de capteurs généralement utilisée dans les investigations sismiques tridimensionnelles est présentée et son efficacité est testée sur trois différentes structures souterraines réelles. Les signaux recueillis lors des essais sur le terrain sont analysés indépendamment en utilisant une technique de traitement de signal adaptative qui permet de calculer la vitesse de groupe et de phase des différents groupes d'ondes présents dans les signaux enregistrés. Troisièmement, la variation de la vitesse du groupe à la surface des trois structures de béton est présentée sous la forme de cartes de contours bidimensionnelles permettant la détection d'anomalies à la surface de deux de ces structures. Enfin, il est montré comment les données recueillies peuvent être utilisées pour obtenir une tomographie tridimensionnelle représentative de l'état de la surface d'une structure souterraine.

## Inspection of the lids of shallowly buried concrete structures based on the propagation of surface waves- PART II

Simon-Pierre Tremblay<sup>1</sup>, Mourad Karray<sup>1</sup>, Mohamed Chekired<sup>2</sup>, Carole Bessette<sup>2</sup>, Livius Jinga<sup>2</sup>

<sup>1</sup>*Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1, Canada*

<sup>2</sup>*Hydro-Québec*

Simon-Pierre Tremblay. MScA<sup>1</sup>

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1 Canada

Tel: +1-819-342-9759

E-mail: Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca

Mourad Karray, Eng., PhD<sup>1</sup>

Professor, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec J1K 2R1, Canada

Tel.: (819) 821-8000 (62120)

Fax: (819) 821-7974

E-mail: Mourad.Karray@Usherbrooke.ca

Mohamed Chekired, Eng., PhD<sup>2</sup>

Researcher, Institut de Recherche d'Hydro-Québec, Varennes (Québec) J3X 1S1 Canada

Tel.: (450) 652-8289

E-mail: Chekired.Mohamed@ireq.ca

Carole Bessette, Eng.<sup>2</sup>

Eng., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal, (Québec), Canada

Tel.: 514 858-8500, ext. 2792

E-mail: Bessette.Carole@hydro.qc.ca

Livius Jinga, Eng.<sup>2</sup>

Eng., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal, (Québec), Canada

Tel.: 514 858-8500, ext. 2792

E-mail: Jinga.Livius@hydro.qc.ca

## **Abstract**

The possibility of performing the inspection of an underground structure directly from the surface of the soil would be advantageous for the inspection of various type of underground utility structures present in modern cities. In part I, the behavior of elastic waves propagating in a soil profile containing a shallowly buried underground concrete utility structure was studied and it was found that it is possible to evaluate the condition of the surface of the lid of such structures based on the propagation velocity of elastic waves. The part II follows from the work that was previously performed to develop a nondestructive technique for the inspection of shallowly buried utility structures based on the propagation of elastic waves. First, the three-dimensional finite difference method implemented in the software Fast Lagrangian Analysis of Continuum was used to model an underground concrete structure to show how the presence of a manhole and of a pavement at the surface of the soil affect the propagation of elastic waves. Second, a receiver configuration typically used in three-dimensional seismic surveys is presented and its effectiveness is tested on three different existing underground structures. The signals collected during the field tests are analyzed independently in the velocity-frequency plane using an adaptive signal processing technique. The velocity-frequency representation of each signal is then used to identify the different elastic waves and to calculate their group velocities. Third, the variation of the group velocity at the surface of the three concrete structures is presented in the form of two-dimensional contour maps that enabled the detection of anomalies on the surface of two of these structures. Finally, it is shown how the collected data can be used to obtain a three-dimensional tomography representative of the condition of the surface of an underground structure.

**Keywords:** Underground structures, 3D numerical modeling, elastic waves, adaptive signal processing, group and phase velocity.

## 5.1 Introduction

Underground utility structures are used in modern cities for several applications such as the transit of power and telecommunication cables (Fig.1). The inspection of these structures can be a challenging task due to their inaccessibility. In Tremblay et al. (2017) (part I), it was explained that although protected from most environmental hazards, the utility structures such as those shown in Fig. 5.1 may nevertheless experience accelerated deterioration due to a combination of phenomena detrimental to the concrete and its reinforcing steel bars (Tremblay, 2013). One of the main problems associated with their degradation is that it tends to be non-uniformly spread over the surface of the lids of these structures. The latter means that a drill core sample obtained from the concrete of the lid of a structure is not representative of the condition of the entire structure as demonstrated in part I.



Figure 5.1 Typical underground utility structure.

This article follows the work shown in part I which presented an inspection technique based on the propagation of elastic waves which is performed directly from the surface of the soil without requiring direct access to the structure. The inspection technique is performed by placing receivers (accelerometers) on a given line along the surface of the underground structure and by recording the variation of the vertical acceleration following a mechanical impact on the surface of the soil. In part I, it was shown using the propagator matrix



method, 2D numerical modelling and experimental tests how the energy and velocity of propagation of elastic waves are affected by the presence and condition of the surface of the lid of an underground structure. The comparison of the energy and velocity of propagation of waves propagating at certain frequencies over an intact and a damaged structure revealed that the wavefield recorded by the receivers located near an anomaly differs from the wavefield recorded over an intact structure. It was also shown that the variation of the velocity of the waves propagating at different frequencies (dispersion curve) is typical of the dispersion curves of Rayleigh waves propagating in a soil layer covering a layer of higher rigidity such as the concrete structure. The study of the dispersion curves therefore revealed why only certain frequencies are affected by the condition of the structure and this topic will be further discussed in section 5.5.

al techniques are available for the analysis of the propagation of Rayleigh waves. Among them, the spectral analysis of surface waves (SASW) technique has been widely used for soil and pavement testing (Nazarian and Stokoe, 1985; Stokoe and Nazarian, 1985; Roesset et al., 1990). This technique relies on the assumption that the fundamental Rayleigh propagation mode (R0) dominates the recorded waveform. However, it was explained in part I that the presence of the underground structure causes the formation of several higher Rayleigh modes sometimes carrying more energy than the R0 mode thus making the assumption invalid. In surface-wave testing, one solution used to mitigate the problems associated with the presence of higher modes in the recorded signals is to use a multichannel technique (Multichannel analysis of surface waves-MASW, Multi modal analysis of surface waves-MMASW) (Gabriels et al., 1987; Karray, 1999; Park et al., 1999; Beaty et al., 2002). Once identified, higher modes can be used in the analysis (inversion) and enable the calculation of soil profiles that can be considered optimal (Karray et Lefebvre, 2008). Nevertheless, although accurate as it will be shown in section 5.5.1, the simultaneous use of several receivers in the analysis decreases the horizontal resolution of the survey and may not be suitable for the detection of relatively small discontinuities on the surface of an underground structure (Tremblay et al., 2017). Although not as accurate in terms of vertical resolution, it was shown in part I that independently analysing each signal increases the horizontal resolution of the survey. However, when analysing each signal independently, it is important to use a signal processing technique that prevents

mode misidentification problems as it will be shown in section 5.3. The term mode misidentification is used in this study to refer to the possibility of mistaking one wave group for another (Zhang and Chan, 2003; Gao et al., 2014). Such wave groups may for example be two different Rayleigh wave propagation modes that would either cross or overlap in the time-frequency (or velocity-frequency) plane (Karray 1999; Karray et Lefebvre, 2009).

In this study, the use of 3D numerical modelling allows to realistically reproduce the type of underground structures investigated (section 5.2). The algorithms used to compute the dispersion curves are also different from the ones used in part I and are briefly presented in section 5.3. The influence of the pavement and the manhole on the propagation velocity of elastic waves is investigated using FLAC3D in section 5.4. A comparison of the results obtained with FLAC3D with the ones obtained experimentally and shown in part I is presented in section 5.5. Another receiver configuration that can be used during the field tests is proposed (section 5.3) and it is shown how the analysis of the signals collected using this configuration enables to better identify the location of anomalies present on the surface of real underground structures (sections 5.5.1-5.5.2-5.5.3). Finally, it is shown in section 5.5 how this receiver configuration enables to compute a 3D tomography representative of the condition of the surface of the lid of the concrete structure.

## **5.2 Cases considered**

### 5.2.1 Experimental site

To verify the effectiveness of different non destructive techniques for the inspection of the surface of the lids of their underground utility structures, Hydro-Québec constructed six underground structures on its experimental site located in Varennes, Qc, Canada. Fig. 5.2 shows the location of these structures which can be located based on the position of their manhole. The condition of the surface of the lid of three of these structures (A, B and C) are investigated in this study.

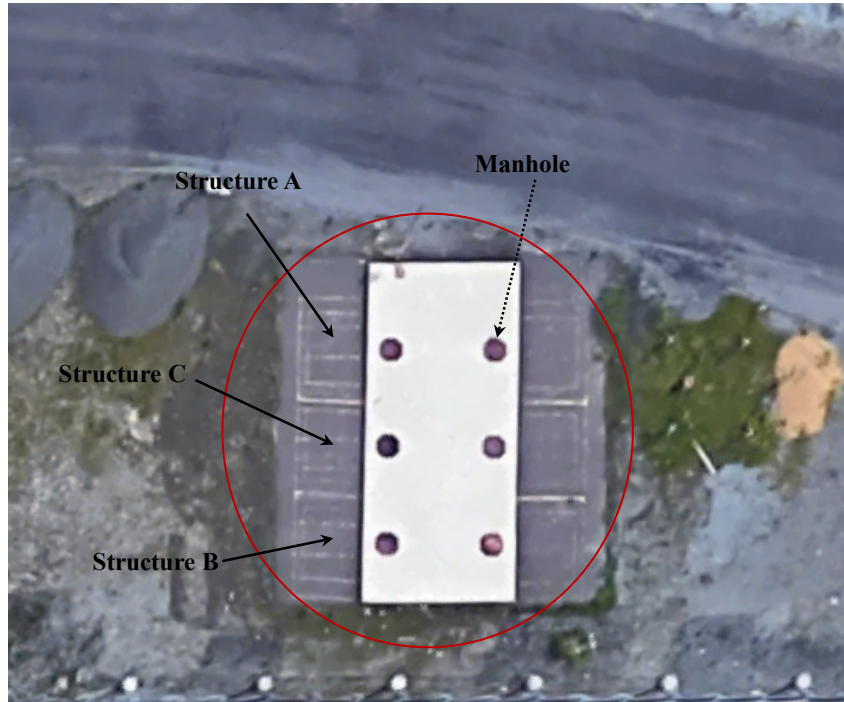


Figure 5.2 Aerial view showing the experimental site where the structures are located. Each structure can be located based on the position of their manhole (dark circles).

The experimental site (Figure 5.2) is the same as the one presented in part I and the labels used for the structures and the lines are in accordance with those used in the previous study. The structures build on the experimental site are similar in dimensions and geometry to the type of utility structures found in many cities (Figure 5.1). The structures are all overlaid by a uniformly compacted granular soil layer of a depth varying between 0.5 and 1.0 m on top of which is a layer of asphalt (0.07 m) or concrete (0.2 m). This configuration simulates the presence of the road and sidewalk under which these structures are often located. Each structure is accessible from the surface of the soil by a manhole which appears as a dark (brown) circle in Figure 5.2.

The equipment used during the field tests to record the acceleration of the soil is shown and described in part I. It consists of accelerometers linked to an acquisition system and a portable computer used to analyse the collected data. During the field tests, energy is introduced into the soil using a hammer hit on a metallic plate. As explained in part I, while the receivers may be placed directly on the pavement, the source needs to be in direct contact with the surface of the soil to introduce a sufficient amount of energy into the soil.

### 5.2.2 Numerical modelling in 3D

When it comes to model the propagation of elastic waves in complex mediums such as those considered in this study, numerical methods are preferred over analytical or semi-analytical solutions such as the thin layer method (Kausel and Roesset, 1981) and the transfer matrix method (Swab and Knopoff, 1972). Although numerous numerical methods exist, the finite difference methods are amongst the most popular methods for elastic wave propagation problems because of their accuracy, their computational efficiency and their relative ease of programming (Fichtner, 2011). In this study, the finite difference software FLAC3D was used to model the dynamic behaviors of different underground profiles.

#### **5.2.2.1 Discrete grid and boundary conditions**

Since the number of elements contained within a model affects the required memory and computing time, the grid spacing is not the same throughout the entire model. The grid spacing is rather adjusted so that the finer elements are reserved only for the parts of the model that are relevant in this study. The finer elements have a depth, length and height of 0.025 m. These finer elements are reserved for the concrete elements of the roof of the structure, the soil elements located between the surface of the structure and the pavement and for the pavement. For the other elements of the model, the grid spacing gradually increases with increasing distance from the location of the concrete structure.

Quiet boundaries were used at the boundaries of the different models to minimize the amount of energy reflected by these boundaries (Lysmer and Kuhlemer, 1969).

#### **5.2.2.2 Seismic source and damping**

The source used in this study to generate the elastic waves is a Gaussian pulse defined by the following equation:

$$s(t) = A e^{-\frac{(t-t_0)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{for } t \leq t_{\max} \quad (5.1)$$

Where  $t_0$  defines the time offset of the pulse from time 0,  $A$  is the maximum amplitude reached by the pulse and  $\sigma$  changes the width of the pulse. The source takes a value of 0

when  $t \geq t_{\max}$  so that no more energy is injected into the model. The properties of the source are adjusted so that they are similar to the ones of the source used during real tests. The value used for  $t_0$  and  $\sigma$  were 0.004 and 0.0014 respectively in this study.

Rayleigh damping was used in all numerical models to simulate the lost of energy of the elastic waves as they propagate through real soils. Indeed, as elastic waves travel through any real medium, part of their energy is lost due to different mechanisms such as attenuation and scattering by volume and surface irregularities (Tolstoy, 1973). A Rayleigh damping factor with a  $\xi_{\min}$  of 1.5 % and a  $\omega_{\min}$  of 950 rad/s was used in the numerical models (Itasca, 2012).

### 5.2.2.3 Models geometries and properties

Figure 5.3 shows how the underground structures and their surrounding environment were modelled in FLAC3D. The structure shown in Figure 5.3 closely resembles the structures found on the experimental site. The structures modelled have a depth of 2 m, a length of 2 m and a height of 2 m while the manhole has a radius of 0.6 m and a height of 0.55 m. The soil layer above the structure has a depth of 0.5 m while the pavement is 0.05 m thick. The elastic properties of each material are presented in table 5.1. The size of the models used in numerical modelling is larger than the size of the model shown in Figure 5.3. Additional zones are added at the boundaries of the model shown in Figure 5.3 to minimize the problem of reflecting boundaries.

Table 5.1 Elastic properties of the different materials.

	<b>Depth (m)</b>	<b><math>V_s</math> (m/s)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>\rho</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>Pavement</b>	0 to 0.05	645.5	0.29	2400
<b>Soil</b>	0.05 to 0.55	205.2	0.34	1900
<b>Concrete</b>	0.55 to 2	1716.8	0.22	2500
<b>Soil</b>	2 to 4	205.2	0.34	1900

Three different models were considered in this study (table 5.2). All models except model 1 contain a concrete structure linked to the surface by a circular manhole. For the models 1 and 2, the structure is located under a 0.5 m deep soil layer while model 3 also has a 0.05 m deep asphalt layer covering the surface of the soil (Figure 5.3).

Table 5.2 Configuration of the line performed over each structure.

		<b>Pavement</b>	<b>Manhole</b>	<b>Receiver spacing (m)</b>	<b>Distance from manhole (m)</b>
<b>Model 1</b>	<b>Line M1</b>	N	N	0.1	0.7
<b>Model 2</b>	<b>Line M2</b>	N	Y	0.1	0.7
<b>Model 3</b>	<b>Line M3</b>	Y	Y	0.1	0.7

### 5.3 Tests configurations and algorithms

In part I, the receivers used to collect the data were placed in a linear configuration as shown in Figure 5.4a. In this study, the possibility of using another configuration, called perpendicular (Figure 5.4b), is investigated. The perpendicular configuration consists of placing the receivers along straight lines that are perpendicular to the axis formed by the source and the manhole. Configurations similar to the perpendicular configuration shown in Figure 5.4b are mainly used for 3D seismic surveys (Veen et al., 2001; Vermeer, 2002; Pilecki et al., 2017). There are two main advantages to this configuration. First, the source does not have to be moved and remains at the same location during the entire survey. The latter enables a faster acquisition time and simplifies the analyses of the collected data that can be analysed all at once instead of line by line as with the linear configuration. Second, it enables to present the data in a different manner than what was shown in part I. As it will be shown in sections 5.5, 5.6 and 5.7, the two and three dimensional images obtained by analysing the data collected using the perpendicular configuration may enable to locate the presence of a discontinuity at the surface of an underground concrete utility structure with more accuracy and faster than with the linear configuration.

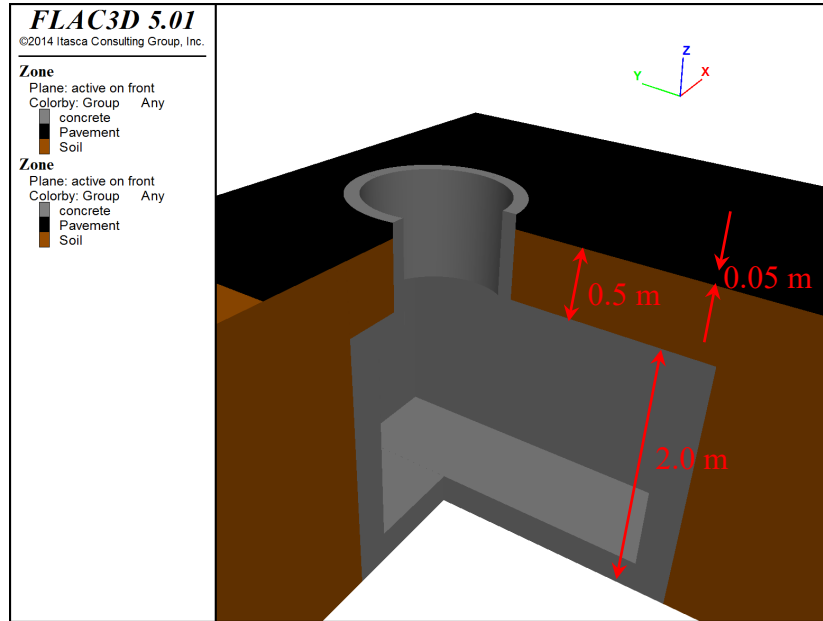
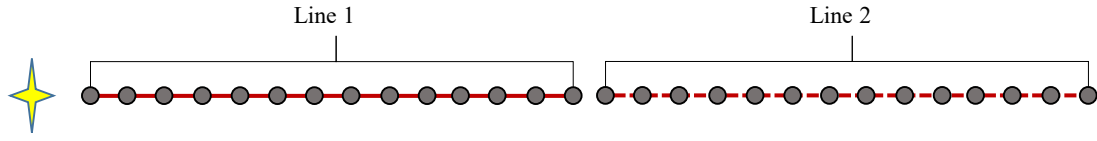


Figure 5.3 Side view of a cut through the X-Y axis of the 3D model. The gray zones are the concrete structure and the manhole, the brown is the soil and the black is the pavement.

The algorithms used in this study enable to compute the group and phase velocity of the different groups of waves present in the recorded signals. To determine with accuracy the location of a discontinuity at the surface of the lid of an underground structure, each recorded signal is analysed independently.

The S-transform (ST) was originally introduced by Stockwell et al. (1996) and was successfully used to solve problems involving non-stationary signals such as geophysical signal processing (Tary et al., 2014), cavity detection (Shao et al., 2016) and power quality signals (Moukadem et al., 2013). Many studies that tried to improve the ST can be found in the literature (McFadden et al., 1999, Pinnegard et al., 2003). These studies introduced the generalized S-transform (GST) which aims to give more flexibility to the original ST by introducing a scaling parameter ( $\gamma$ ), as shown in equation 5.2, controlling the scale and shape of the Gaussian window. A modified S-transform (MST) where the adjusting parameter ( $\gamma$ ) in the Gaussian window varies linearly with frequency was also proposed (Assous and Boashash, 2012; Li and Castagna, 2013; Askari and Hejazi, 2015).

**(a) Linear configuration**



**(b) Perpendicular configuration**

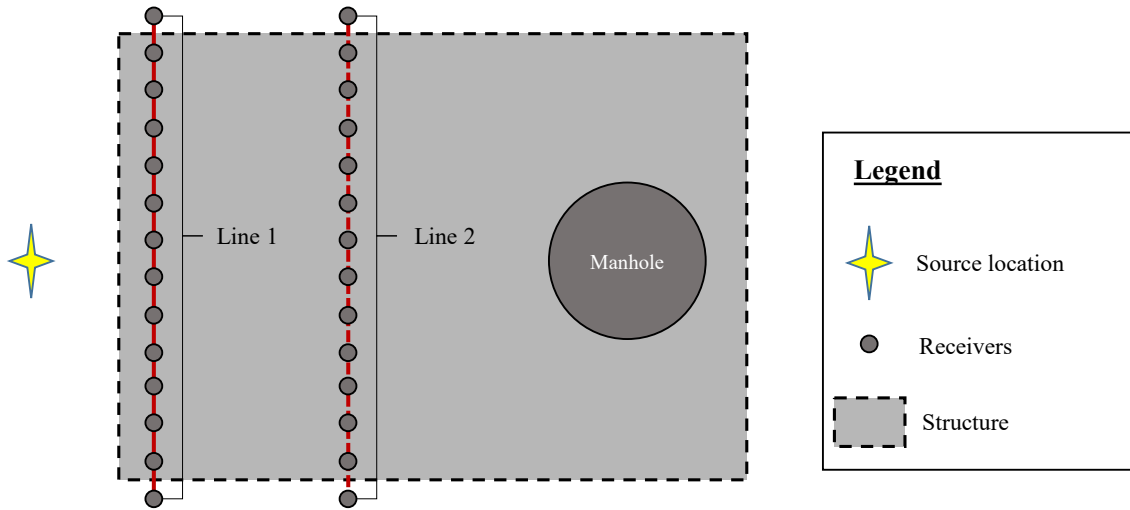


Figure. 5.4 Receiver configurations used in this study. (a) Linear (traditional) configuration where the receivers are placed along a straight line. (b) Perpendicular configuration where the receivers are placed along straight lines perpendicular to the axis formed by the source and the manhole.

Other studies suggested to determining the width of the Gaussian window based on an optimisation scheme aiming to maximize the concentration of energy in the time-frequency plane (Sejdic et al., 2008; Djurovic et al., 2008; Moukadem et al., 2015). A similar methodology is used in this article to analyze the recorded signals and is described in details in Tremblay and Karray (submitted for publication). A brief description of the algorithm is however presented hereafter. The GST used in this study only differs from the original ST because of the use of a width control adjustment coefficient  $\gamma$ .

$$\text{GST}_x(t, f, \gamma) = \int_{\tau} x(\tau) \frac{|f|}{\gamma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{f^2(t-\tau)^2}{2\gamma^2}} e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (5.2)$$

Where:



$f$  = frequency,

$\text{GST}_x(t, f, \gamma)$  = GST of signal  $x(\tau)$ ,

The value of the coefficient  $\gamma$  can be adjusted based on the characteristics of the analyzed signals. In this study, value of  $\gamma$  is chosen so that it maximizes an energy concentration measurement (CM) (Stanković, 2001). As opposed to Sejdic et al. 2008, Djurovic et al. 2008 and Moukadem et al. (2015), it was chosen to keep the value of  $\gamma$  constant at all frequencies. This choice was made since the procedure proposed in these studies required a greater computational time than the proposed technique. Minimizing the computational time is important in this study since the signal processing technique presented in this article is aimed to be used on the field where more than 100 signals must be analyzed within a short period of time.

The methodology used to maximize the concentration of energy involves a one-dimensional optimisation problem having the following form:

$$\arg \max_{\gamma \in \mathbb{R}} \left( \frac{1}{\sum_1^N \sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |\overline{\text{ST}_x^h(t, f, \gamma)}|} dt df \right) \quad (5.3)$$

Subject to:  $0.5 \leq \gamma \leq 2.0$

Where :

$$\overline{\text{ST}_x^h(t, f, \gamma)} = \frac{\text{ST}_x^h(t, f, \gamma)}{\sqrt{\sum_1^N \sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |\text{ST}_x^h(t, f, \gamma)|^2 dt df}}$$

Where  $N$  is the number of time samples and  $f_{\min} - f_{\max}$  define the frequency interval within which the CM is calculated. The optimization problem specified by equation 5.3 is solved with a commercial software package (MATLAB) with the function *fminbnd* which is based on a golden section search algorithm and parabolic interpolation (Brent, 1973; Forsythe and Malcolm, 1976). Since the phase information calculated with the GST is absolutely referenced at time  $t=0$  (Stockwell et al., 1996), it can also be used to compute the phase velocity as it will be done in section 5.5.1.

## 5.4 Discussion and Results- Part A

In section 5.4, one line with the receivers placed in a linear configuration is performed over the concrete structure of the numerical models 1, 2 and 3. The distance between the source and the first receiver is 1.0 m and the inter-receiver spacing is 0.1 m. Each line is performed at a distance of 0.7 m from the manhole meaning that the distance between the line and the edge of the structure is also 0.7 m. The configuration of each line is presented in table 5.2. As elastic waves propagate through the numerical models, their velocity and energy vary depending upon the elastic properties of the materials that they encounter. Figure 5.5 shows the contours of the magnitude of the acceleration at 4 different times of 0.015, 0.02, 0.025 and 0.035 s across a section of models 2 and 3. Figure 5.5 A-B-C-D shows the contours of acceleration of a model containing a concrete structure surrounded by soil (model 2) while for Figure 5.5 A1-B1-C1-D1, a 0.05 m thick asphalt layer, indicated by the red dashed lines, is placed on top of the soil layer (model 3). For model 2, the energy of the waves tends to remain near the surface of the soil. However, the presence of the pavement in model 3, which damps part of the frequencies propagating through the soil, forces most of the waves to propagate within the soil layer below the pavement. The pavement itself carries part of the energy of the waves but at a different velocity than those travelling mainly through the soil as it will be demonstrated in section 5.4.1. In Figures 5.5A and 5.5A1, most of the energy of the wavefield has not yet reached the structure and its energy is concentrated at the surface of the model. As the wavefield reaches the concrete structure in Figure 5.5B and 5.5B1, part of its energy is scattered toward the surface while the rest of the wavefield starts to travel along the roof and the wall of the structure. The scattering of the waves as they reach the edge of the structure is important and affects the energy and velocity of the waves recorded by the receivers located near the beginning of the structure as it will be shown in sections 5.5.1 and 5.5.2. The part of the wavefield that travels between the roof of the concrete structure and the surface of the soil or the pavement is trapped within this zone that acts as a waveguide causing multiple reflections to occur within the waveguide (Figure 5.5C-C1). The multiple reflections are visible on the recorded signals and their associated dispersion curves as it will be shown in section 5.4.1. Figure 5.5D-D1 show that the manhole reflects part of the wavefield as it reaches it.

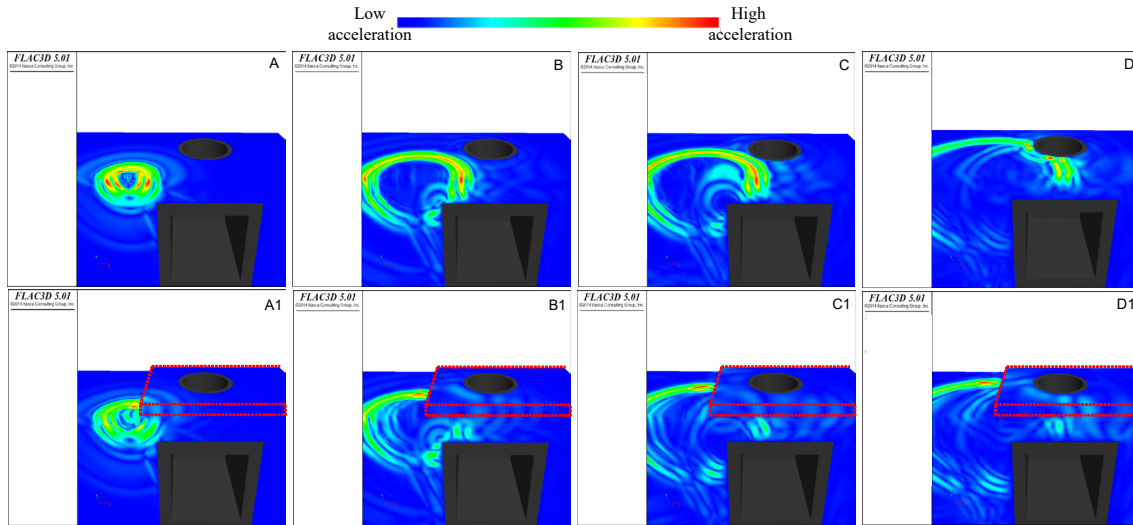


Figure 5.5 A-B-C-D: Contour plots of acceleration magnitude at 4 different times (0.015, 0.02, 0.025 and 0.035 s) for a model containing a structure surrounded by soil (model 2) and; A1-B1-C1-D1 for a model with a pavement at the surface of the soil (model 3). The red dotted lines indicate the location of the pavement.

The effect of these reflections on the signals recorded by the receivers will be different depending on the distance between the manhole and the receivers as well as the presence of the pavement as it will also be shown in section 5.4.1.

#### 5.4.1 Elastic wave propagation in the presence of the manhole and the pavement

In this section, the effect of the presence of the manhole and the pavement on the propagation of the elastic waves is investigated using the 3 numerical models. Figure 5.6 shows the contour plots of the signals (accelerograms) recorded at the surface of the models. The position of the different recorded signals is given with respect to the location of the beginning of the concrete structure meaning that the position of the structure is between 0 and 2 m. The amplitude of every signal was normalized with respect to its maximum absolute amplitude.

The presence of the concrete structure causes the multiple reflections occurring within the waveguide that are visible on the accelerograms recorded at the surface of all models. Near the beginning of the structure at a position of 0 m, the shape of the waveform after 0.01 s changes and the energy is no longer travelling at the same velocity. The change in shape is due to the waves that are reflected by the beginning of the concrete structure and that are also visible on the contours of all models.

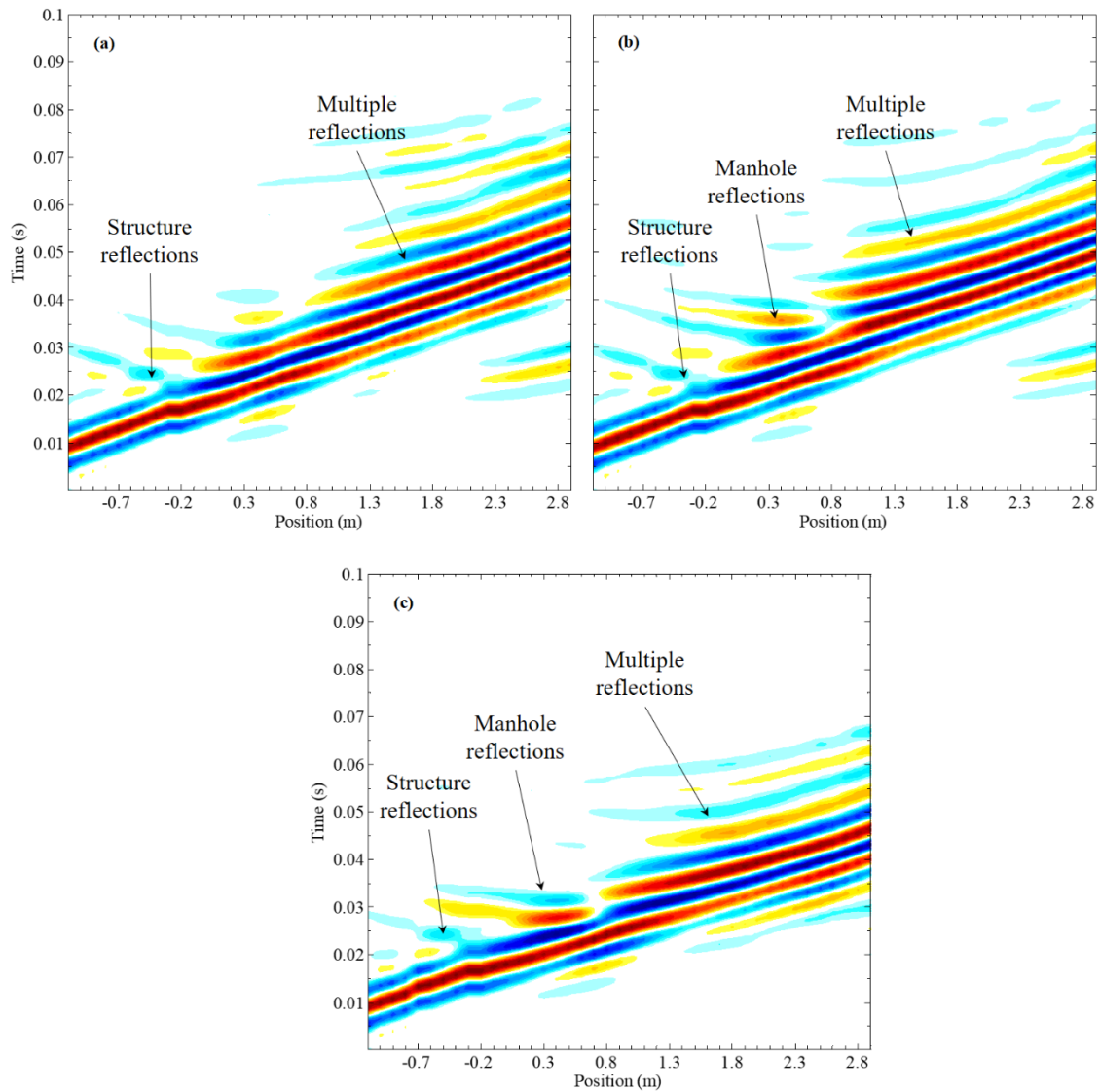


Figure 5.6 Contour plot of the normalised vertical acceleration measured along the surface of models (a) 1, (b) 2 and (c) 3. The structure is located between 0 and 2 m.

Also, at a later time (after 0.025 s) the presence of the manhole causes the arrival of waves that were reflected by the manhole and that are visible on the contours of models 2 and 3 (Figure 5.6b-c). To better understand the effect of the manhole on the calculated group velocity,

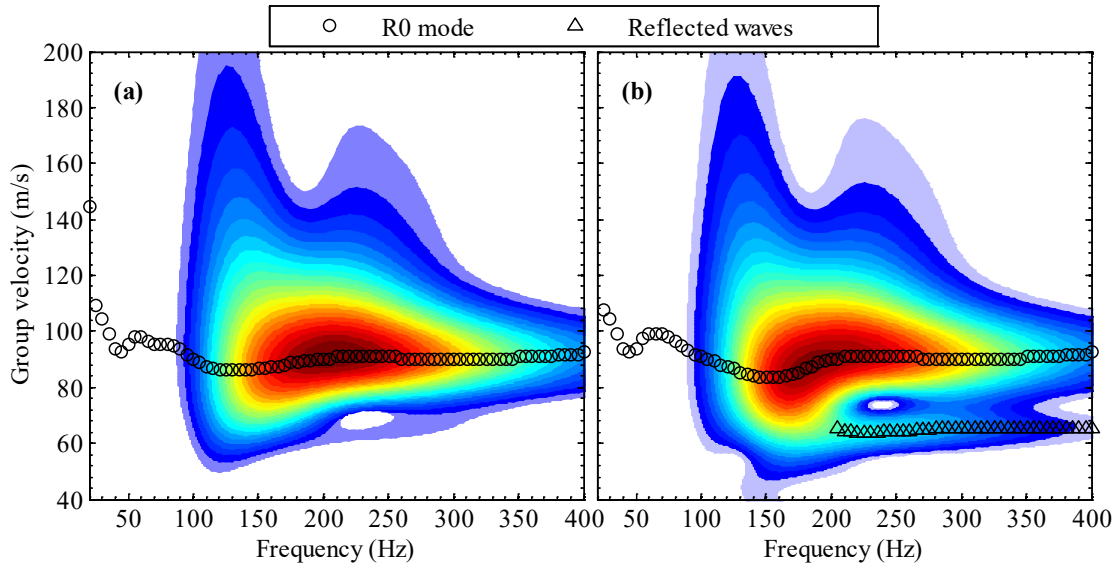


Figure 5.7 Group velocity dispersion curves and energy contours calculated at a position of 0.7 m for (a) model 1 and (b) model 2.

Figure 5.7 shows the calculated group velocity dispersion curves of the R0 mode and energy contours of the accelerograms recorded at a position of 0.7 m from the source for both models 1 and 2. The comparison of the group velocity curves and energy contours of models 1 and 2 reveals that the presence of the manhole causes the arrival of a group of waves at frequencies above 150 Hz as indicated by the black triangles. This group of waves is composed of waves that are reflected by the manhole and that carry enough energy to appear on the energy contours of model 2 (Figure 5.7b). The waves reflected by the manhole appear at lower velocities than the R0 mode on the velocity-frequency plane since they arrive later than these waves at the position where the signal is recorded. For waves propagating at frequencies below 150 Hz, the presence of the manhole has a minor influence on the calculated velocities.

Figure 5.8 compares the group velocity calculated at a position of 1.0 m for models 2 and 3. From this figure, it appears that the presence of a pavement at the surface of model 3 mainly affects frequencies above 90 Hz which was expected since lower frequency waves are primarily affected by the presence of the concrete structure (Tremblay et al., 2017).

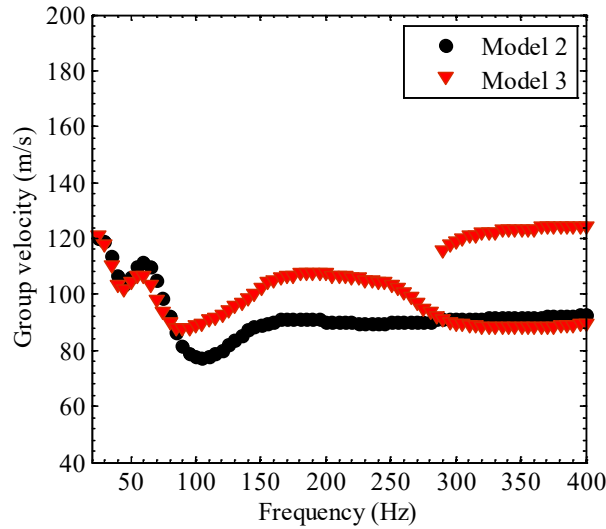


Figure 5.8 Group velocity dispersion curves calculated at a position of 1.0 m for models 2 and 3.

## 5.5 Discussion and Results- Part B

In part B of the discussion, the results obtained using the perpendicular configuration shown in Figure 5.4b to investigate the condition of the surface of the lid of three different structures are presented and explained.

As in the previous section and in part I, the group velocities shown in the different contour plots of sections 5.5.1, 5.5.2 and 5.5.3 are computed with reference to the location of the source. With the perpendicular configuration, along a given line, the group velocity is calculated by considering that the distance between the source and the receivers vary depending on the location of the receivers. It means that for a given line, the receivers 1 and 14 are located at a greater distance from the source than receivers 7 and 8. The data collected with the perpendicular configuration can be viewed from different angles. In sections 5.5.1 and 5.5.2, the group velocity contour plots are shown either from a top or a side view. The top view (Figure 5.9a-b) corresponds to the group velocity calculated at a given frequency for every receiver while the side view (Figure 5.9c-d) corresponds to the variation of the group velocity at different frequencies for the receivers located along the same position on the vertical axis.

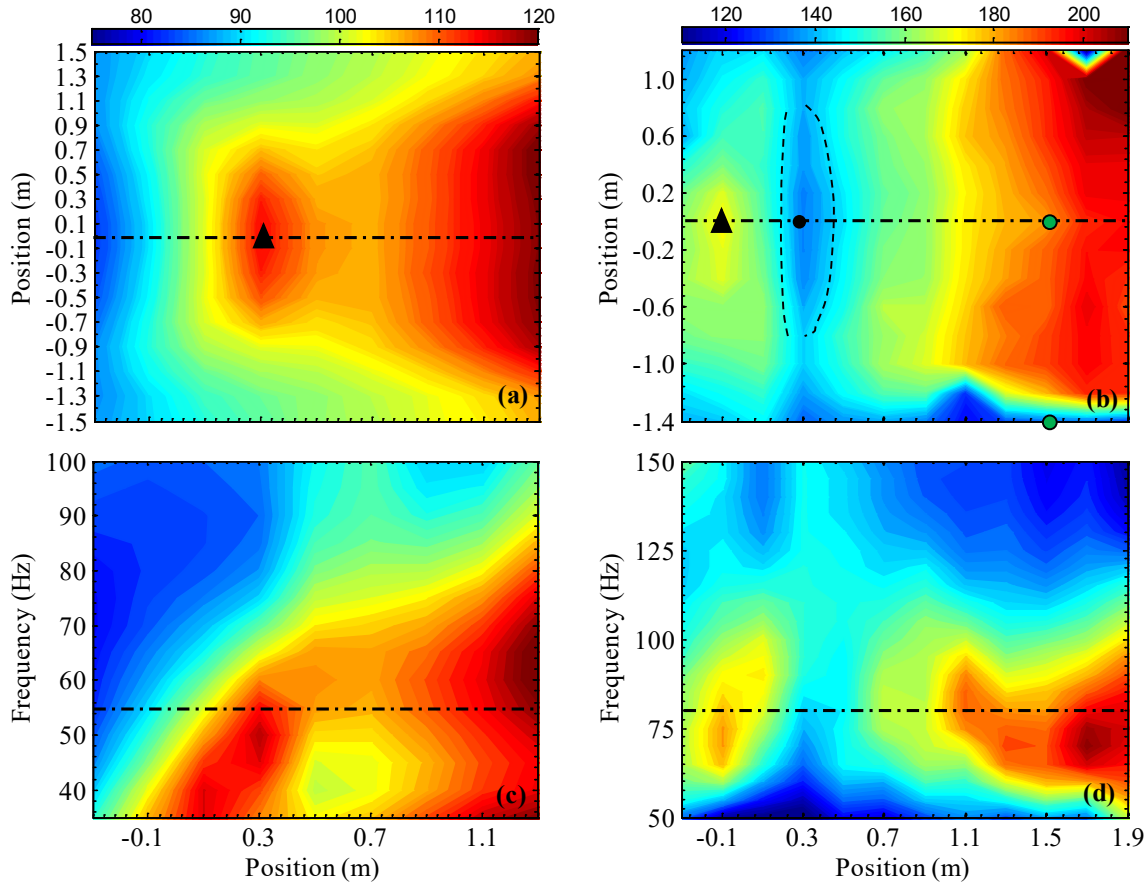


Figure 5.9 Group velocity contour plots for (a)-(b) the numerical model number 3 and (c)-(d) for experimental structure A. Plots (a) and (b) respectively present the group velocity measured at a frequency of 55 and 80 Hz and the dashed lines show where the contour plots (c) and (d) are located. Plots (c) and (d) respectively present the variation of the group velocity at different frequencies along the different lines of test. The horizontal dashed line in plots (c) and (d) shows the frequency at which the plots (a) and (b) are presented. The curved dashed lines in plot (b) shows that there is a certain curvature in the group velocity contours calculated along a given line as described in section 5.5.1.

The axis of the group velocity contour plots presented in sections 5.5.1, 5.5.2 and 5.5.3 are labelled based on the estimated location of the concrete structure. For the horizontal axis, the 0 m position corresponds to the location of the beginning of the concrete structure while for the vertical axis, the 0 m position corresponds to the location of the source (and the center of the manhole, Figure 5.4b). Therefore, on the vertical axis, the edges of the structure are located at the positions 1.2 and -1.2 m on both sides of the 0 m position since the length of the structure is 2.4 m. However, for the numerical model (Figure 5.9a), the edges of the structure are located at the positions 1.0 and -1.0 m since the length of the structure is 2 m. The negative values of the horizontal axis indicate the lines that are located

before the edge of the concrete structure. For the numerical model and structure A (Figure 5.9), the distance between each perpendicular line is 0.2 m and the distance between each of the 14 receivers of the same perpendicular line is 0.2 m. For the numerical models, the contours of Figure 5.9a are therefore calculated based on the receivers placed along 9 different perpendicular lines while for structure A, the contours are calculated based on the receivers placed along 12 different perpendicular lines. There is a fewer number of lines covering the numerical structure since passed 1.3 m (which corresponds to the position of the last perpendicular line), the grid becomes circular to accommodate for the presence of the circular manhole which prevents the measurement of the vertical acceleration along perpendicular lines.

### 5.5.1 Comparison between numerical and experimental results

Figure 5.9a-b shows the group velocity contour plots calculated at 55 and 80 Hz for the numerical model 3 and structure A respectively. The color scale at the top of Figure 5.9a indicates the values of the group velocity of the plots (a)-(c) while the color scale at the top of Figure 5.9c indicates the values of the group velocity of the plots (b)-(d). These contour plots present several characteristics that are explained hereafter.

First, for Figure 5.9b, there is a certain curvature in the group velocity contours calculated along a given line (at different positions along the vertical axis). As indicated by the curved black dashed lines of Figure 5.9b, the observed curvature is also inverted with respect to the position 0.3 m on the horizontal axis which also corresponds to the position where the group velocity is minimal. The black dot labelled P0 on Figure 5.9b indicates the center of the curvature. The location and the shape of the curvature suggest that it may be caused by the shape of the wavefield as it propagates away from the source and its interaction with the concrete structure. Indeed, as they reach the concrete structure, the elastic waves do not propagate as plane waves meaning that the waves propagating along the 0 m position on the vertical axis will reach the concrete structure first. Although this curvature is also visible on the numerical data, (Figure 5.9a) it only appears weakly on one side of the local minimum, after 0.5 m on the horizontal axis, and is therefore not indicated on the figure. Another important aspect that can be noticed from Figure 5.9a-b is that the variation of the group velocity is similar on both sides of the 0 m position on the vertical axis (indicated



with dashed lines parallel to the horizontal axis on Figure 5.9a-b) which almost form an axis of symmetry for the contours. For the contours of structure A (Figure 5.9b), the symmetry is not perfect mainly because it is difficult to maintain a perfect alignment between the different test lines and the surface of the underground structure whose position must be estimated based on the location of the manhole. Nevertheless, the similarity of the group velocity on both sides of the source is an indication that the surface of the lid of structure A is not damaged.

Second, after a short distance from the beginning of the structure located at a position of 0 m on the horizontal axis, the contours of Figure 5.9a-b show that the group velocity is higher for the receivers located above the concrete structure than for the receivers located on the sides of the structure. Figure 5.10 shows the group velocity calculated for 2 different receivers; one located inside (black circles on Figure 5.10 and P1 on Figure 5.9b) and one outside (red triangles on Figure 5.10 and P2 on Figure 5.9b) the area where the concrete structure is located in Figure 5.9b. For both receivers, two different Rayleigh wave propagation modes are visible; the R0 mode which is visible at all frequencies and a higher mode which is only visible at frequencies above 250 Hz and which also travels at higher velocities (above 200 m/s). The comparison of the group velocity of the R0 mode of both receivers reveals that at frequencies higher than 150 Hz, the group velocity calculated is the same while it is different between 50 and 150 Hz. Therefore, the group velocity contours calculated within this interval are susceptible to reveal information about the location and the condition of the concrete structure.

Third, for both Figure 5.9a and Figure 5.9b, the group velocity reaches a local maximum value near the beginning of the concrete structure at 0 m on the horizontal axis. As indicated by the black triangles, for the numerical model (Figure 5.9a), the maximum value of the local maximum is reached at a position of 0.3 m while it is reached at a position of -0.1 m for structure A (Figure 5.9b). In both cases, the local maximum is followed by a local minimum located at a position of 0.5 m and 0.3 m respectively for the numerical and the real structure. These sudden variations of the group velocity are caused by the presence of the structure which reflects part of the elastic waves reaching it as shown in Figure 5.5.

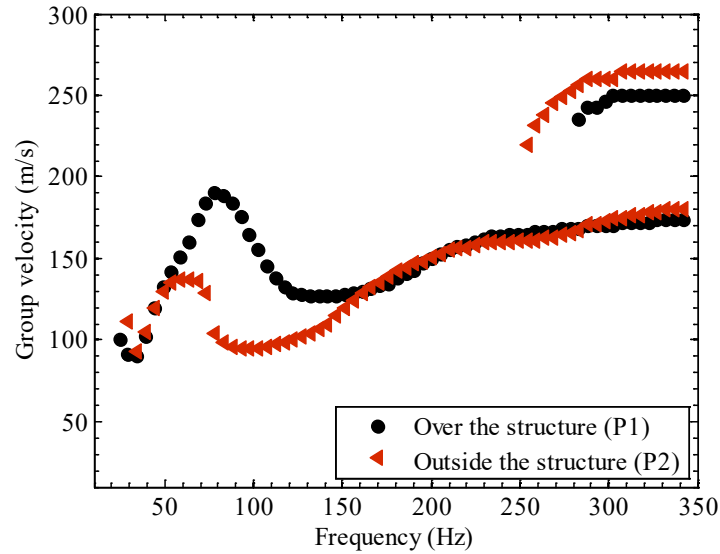


Figure 5.10 Group velocity calculated for two different receivers located (red triangles) outside and inside (black circles) the area where the concrete structure A is located.

As shown in Figure 5.6, although these reflections are separated from the main surface wave trend before -0.4 m, between -0.4 and 0 m the reflected waves and the surface wave trend merge which changes the group velocity and energy of the recorded waves. The same variations were also observed on the group velocity curves of the lines performed using the linear configuration presented in part I.

Figure 5.11a shows the variation of the group velocity of line A1 at 3 different frequencies along a longer interval than what was shown in part I to observe the variation of the group velocity near the position 0 m. With respect to the group velocity contours of Figure 5.9b, the line A1 is located along the position 1.9 m on the horizontal axis. Figure 5.11b also shows the variation of the group velocity but for the line M3 (table 5.2). In both cases and for all frequencies, the beginning of the concrete structure causes a sudden variation of the group velocity. However, the location of the local maximum and minimum varies depending on the frequency at which the group velocity is calculated.

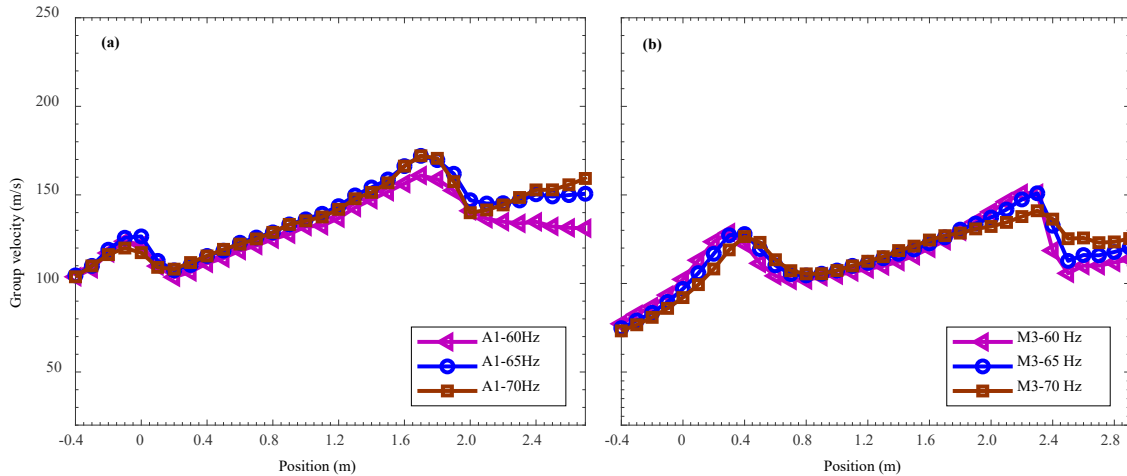


Figure. 5.11 (a) Variation of the group velocity at three different frequencies along line A1. The structure is located between 0 and 2.4 m. (b) Variation of the group velocity at three different frequencies along line M3. The structure is located between 0 and 2 m.

Also, the gradual increase of the group velocity calculated along the surface of the structure which is visible on both Figure 5.9a-b and Figure 5.11a-b is due to the fact that the group velocity is calculated with reference to the location of the source (Tremblay et al., 2017). Fourth, Figure 5.9c-d shows the variation of the group velocity for the receivers located along the vertical dashed lines of Figure 5.9a-b. Figure 5.9c-d enable to observe that the location of the local maximum varies between -0.2 and 0.5 m for the numerical model and between -0.1 and 0.3 m for the real structure. This variation is due to the wavelength associated with the analysed frequency which causes certain waves to be reflected by the concrete structure while others are less affected by it. The wavelength associated with the analysed frequency also explains why the local maximum mainly occurs within a certain range of frequencies (below 70 Hz for the numerical model and below 100 Hz for the real structure). Indeed, for surface waves, lower frequency waves penetrate deeper into the soil than higher frequency waves. Therefore, it is expected that above a certain wavelength, the waves of the R0 mode will no longer be affected by the concrete structure.

Figures 5.12 and 5.13 are presented to explain why the group velocity varies at certain frequencies near the beginning of the concrete structure. Figure 5.12 shows the group velocity contours for 3 different receivers of line A1. For the receiver located before the beginning the structure (Figure 5.12a), two groups of waves travelling at different velocities are visible between 50-100 Hz and above 150 Hz. The first group of waves (those

propagating between 50-100 Hz) belongs to the R0 mode and part of the energy of these waves comes from waves that were reflected by the concrete structure while the second group corresponds to waves of higher Rayleigh propagation modes (R1). For the receiver located directly above the edge of the concrete structure (Figure 5.12b), although the observed dispersion is similar to the one in Figure 5.12a, the energy of the waves propagating at a frequency below 100 Hz is reduced mainly because of the structure which has reflected some of the energy of these waves. However, at a certain distance from the beginning of the structure (Figure 5.12c), the waves propagating between 80 and 130 Hz are those containing the most energy due to the multiple reflections caused by the presence of the structure (waveguide effect). The variation of energy and velocity of the waves near the edge of the concrete structure is therefore caused by the presence of the waves that are reflected by the structure and this phenomenon was already observed in several studies (Gucunski et al., 1996; Xia et al., 2007; Chai et al., 2013; Martinez-Moreno et al., 2014). As explained in section 5.3, the method used in this study to compute the group velocity also enables the calculation of the phase velocity ( $V_p$ ). The relationship between the group and phase velocity can be expressed in the following form:

$$U(f) = c(f) + \frac{2\pi}{\lambda(f)} \cdot \left( \frac{dc(f)}{dk(f)} \right) \quad (5.4)$$

Where  $U(f)$  is the group velocity,  $c(f)$  the phase velocity and  $\lambda(f)$  is the wavelength. The wavelength associated to a given frequency ( $f$ ) may be computed using the following equation:

$$\lambda = \frac{V_p}{f} \quad (5.5)$$

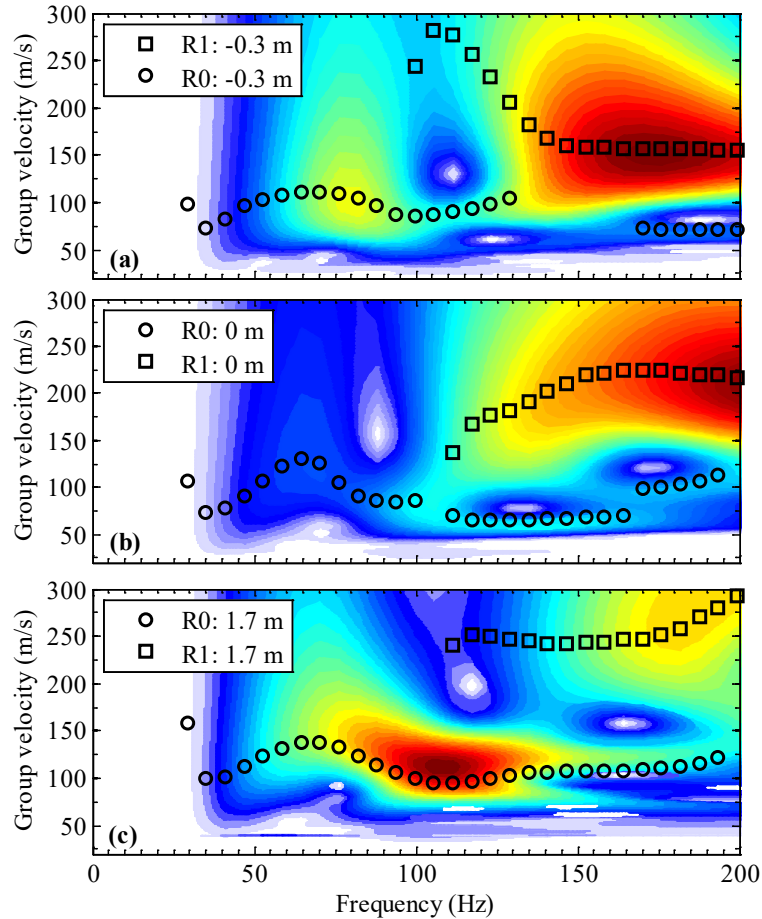


Figure 5.12 Velocity-frequency distribution and dispersion curves for the fundamental (R0) and higher Rayleigh mode (R1) for 3 receivers or line A1 located at position (a) -0.5 (b) 0 and (c) 1.7 m.

For the R0 mode, the vertical component of a wave has most of its amplitude located up to a depth below the surface of about  $\lambda/3$  (Kramer, 1996). Figure 5.13 shows the calculated phase velocity dispersion curves of the R0 mode for a receiver located before the concrete structure (position -1.5 m) and for a receiver located above the concrete structure (position 1.7 m) for line A1. The dispersion curves calculated for both receivers are presented in 2 different forms: Figure 5.13a shows the variation of the phase velocity with respect to the frequency while Figure 5.13b shows the variation of the wavelength with respect to the phase velocity.

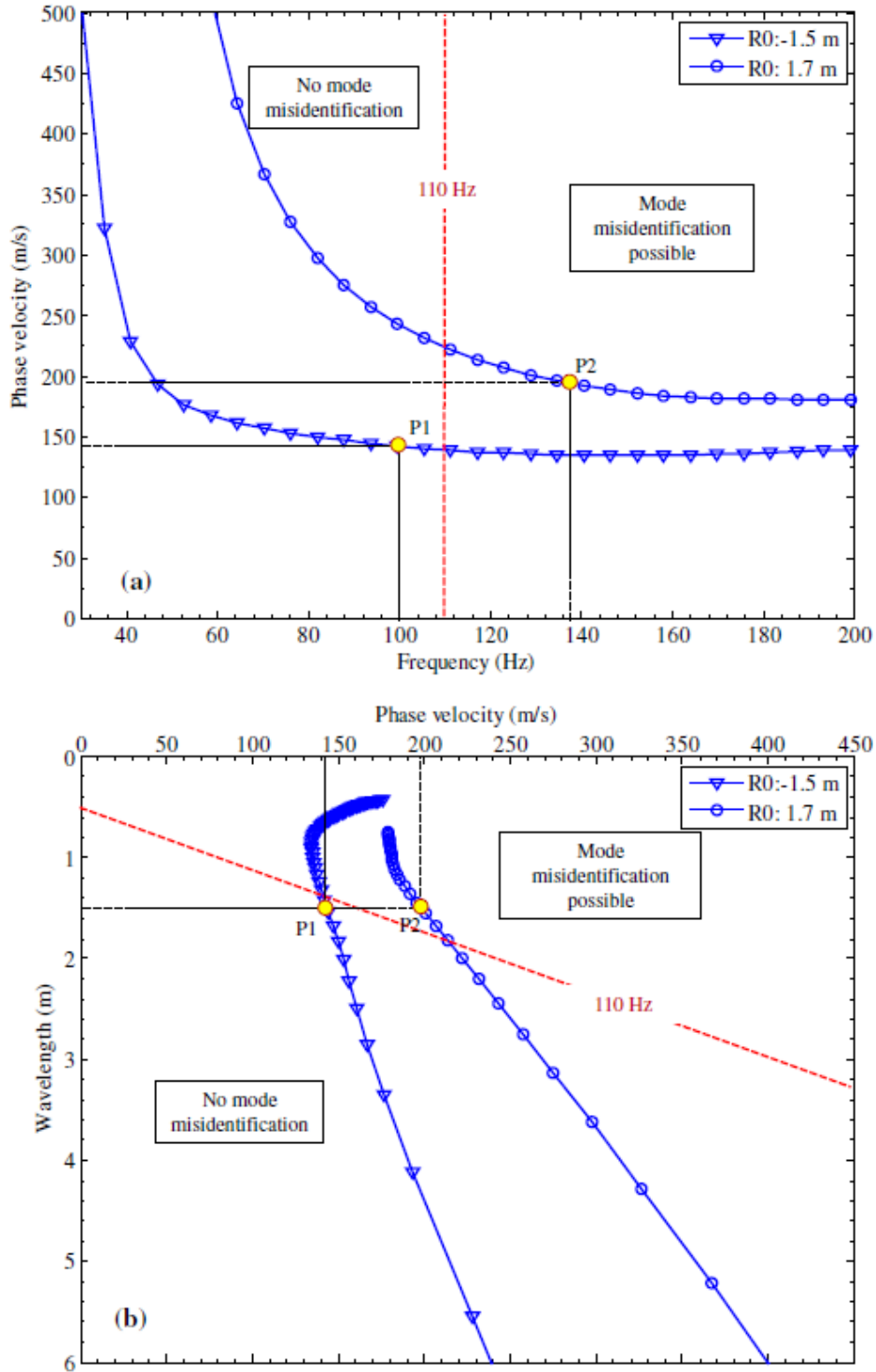


Figure 5.13 (a) Phase velocity dispersion curves for the R0 mode calculated for a receiver located before the structure A (position -1.5 m) and for a receiver located over the structure (position 1.7 m). (b) Same dispersion curves as in (a) but presented in terms of the wavelength instead of the frequency. The circles P1 and P2 indicate the location where the wavelength is equal to  $\lambda/3$  for both dispersion curves. The red dashed lines indicate the 110 Hz line.

Since line A1 covered structure A which is located at a depth of 0.5 m below the surface, according to the  $\lambda/3$  relationship, the waves that should be affected the most by the presence of the concrete structure are those propagating at wavelengths longer than 1.5 m. The points P1 and P2 show the location on both graphs of Figure 5.13 where the wavelength is equal to 1.5 m. On Figure 5.13a, P1 is located at a frequency of 100 Hz while P2 is located at 136 Hz. Therefore, as they reach the concrete structure, the waves propagating at a frequency below 100 Hz will be affected the most by the presence of the concrete structure. However, over the concrete structure, the dispersion is no longer the same and waves propagating below 136 Hz will be affected the most by the presence of the concrete structure. These conclusions are validated with Figure 5.12 which shows that for the receiver located before and at the beginning of the concrete structure (Figure 5.12a-b), the waves that are reflected by the structure are those at frequencies lower than 95 Hz while over the concrete structure (Figure 5.12c), the waves that are reflected by it are those at frequencies lower than 135 Hz. The red dashed line on Figure 5.13a-b shows the limit where mode misidentification may occur. Indeed, at frequencies above 110 Hz, as shown in Figure 5.12a-b-c the presence of at least one higher Rayleigh wave propagation mode may cause some mode misidentification problems. These frequencies are however not used in the analysis since, for the R0 mode, the waves propagating at frequencies above 110 Hz are less affected by the presence and the condition of the lid of the structure as it was shown with Figure 5.10. Also, the inverse dispersion observed on Figure 5.13b (velocity increases as the wavelength decreases) can either be caused by a mode misidentification problem or by the presence of the pavement which is also expected to create an inverse dispersion. The dispersion curves shown in Figure 5.13 calculated with a single receiver procedure were also compared to the dispersion curves calculated with the multi modal analysis of surface waves (MMASW) technique (Karray, 1999). The MMASW technique is a multi receiver technique used to analyse the propagation velocity of Rayleigh waves in either soil (Karray et al., 2010) or concrete profiles (Faure and Karray, 2007). This technique is suitable for the analysis of signals containing one or several Rayleigh wave propagation modes (Karray, 1999). The MMASW technique analyses the recorded signals in 2 steps. During the first step, the signals are analysed in the joint time, frequency and space domains

to separate the different Rayleigh modes. Once identified and separated, the different modes are used in an inversion process aiming to determine the dynamic properties of the sub-surface profile in terms of shear wave velocity.

Figure 5.14a-b-c-d-e show the dispersion curves (white points) calculated for different sets of 16 receivers located at different positions along the surface of structure A. Figure 5.14 also shows the theoretical dispersion curves obtained after the inversion of the recorded signals. The theoretical curves are calculated using the propagator matrix method as formulated by Schwab and Knopoff (1972). The full blue lines show the theoretical dispersion curves of the different modes for a receiver located above the concrete structure while the purple lines show the dispersion curves for a receiver not located over the concrete structure. Figure 5.14 shows that the theoretical R0 and R1 modes (blue lines) are close to one another near a wavelength of 1.6 m. The wavelength of 1.6 m corresponds to a frequency of 125 Hz for the R0 mode which also agrees with the observation made with Figure 5.12 that mode misidentification could occur at frequencies above 110 Hz. Also, the R0 mode is only present at wavelengths lower than 1.6 m for the dispersion curve shown in Figure 5.14b. For the other R0 mode dispersion curves calculated with most of the receivers located over the structure (Figure 5.14a-c-d), the R1 mode dominates the signals below a wavelength of 1.6 m while the R0 mode tends to dominate the signals above 1.6 m. By comparing the experimental dispersion curves of the R0 mode calculated when all the receivers used for the calculation are located above the structure (Figure 5.14a-b-c) with the experimental dispersion curves calculated when part of the receivers are located outside the structure (Figure 5.14d-e), it is noted that the presence of the concrete structure mainly affects wavelengths above 1.5 m where the calculated velocity decreases when some receivers are located outside the structure. These findings are therefore in accordance with the findings made with Figure 5.12 and Figure 5.13.

### 5.5.2 Effect of the condition of the surface of the lid of the structure

Figure 5.15 shows the group velocity contour plots calculated at a frequency of 80 Hz for structures A, B and C.



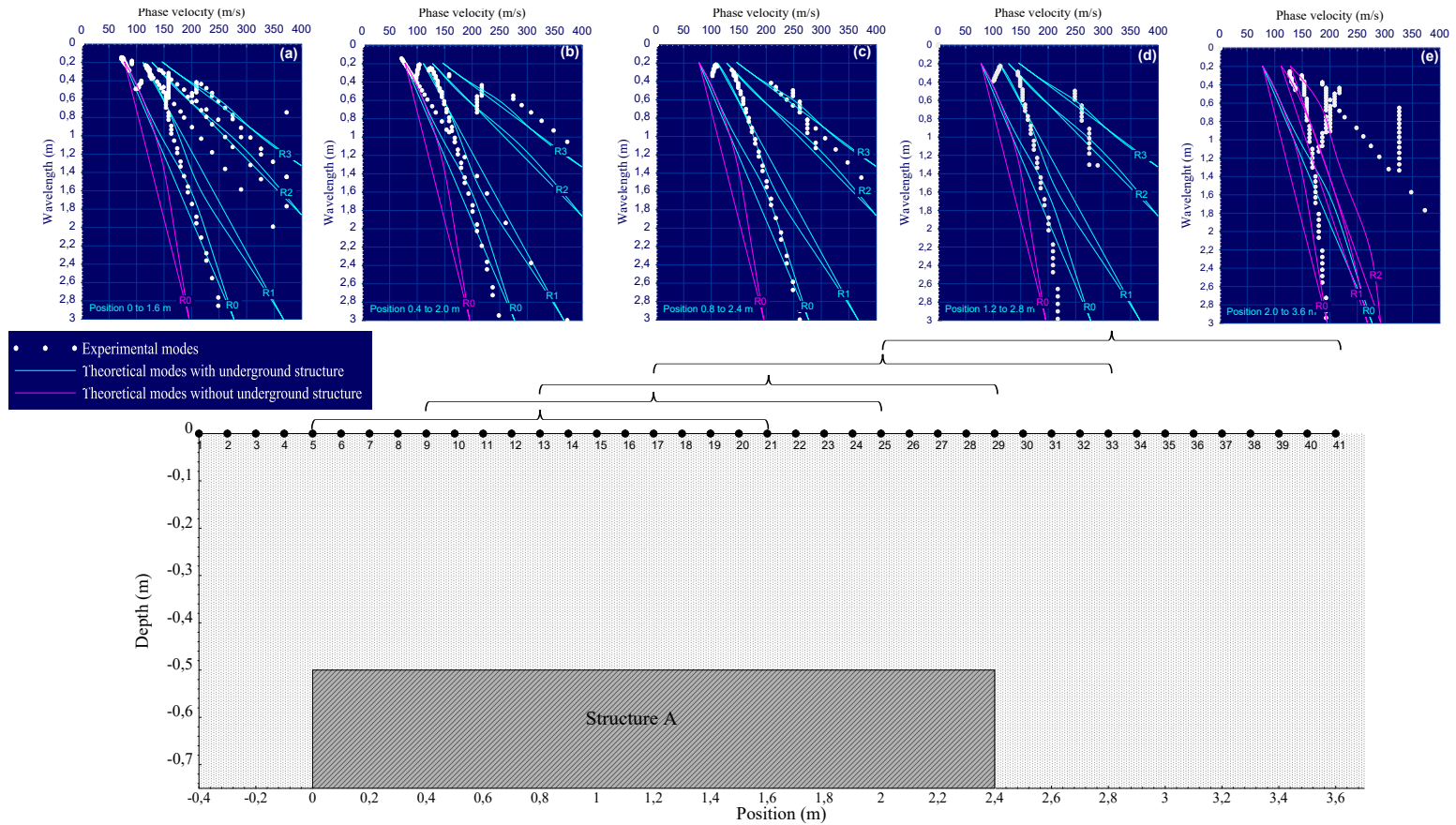


Figure 5.14 a-b-c-d-e: Theoretical (lines) and calculated (points) dispersion curves calculated for receivers located over structure A. The blue lines show the theoretical dispersion curves for a soil profile containing a concrete structure while the purple lines show the theoretical curves for a soil profile without the structure.

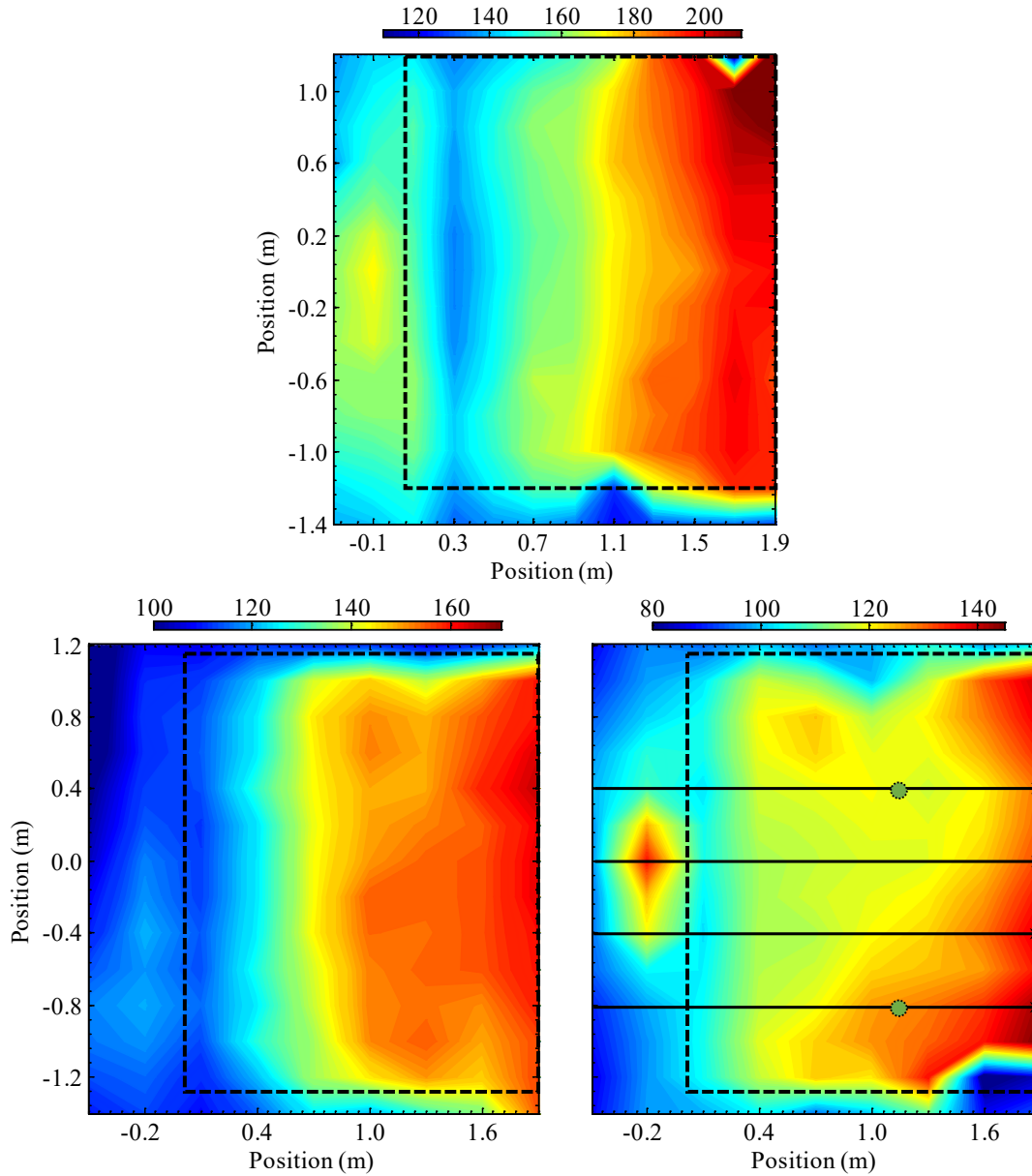


Figure 5.15 Group velocity contours calculated at 80 Hz for the structures (a) A, (b) B and (c) C. The dashed black lines indicate the location of the structures. The lines C1-C2-C3-C4 on the contours of structure C indicate the location of the parallel lines performed over the structure. P1 and P2 indicate the location of the receivers used to calculate the group velocity dispersion curves of Figure 5.16.

While the contours of structure A shown in Figure 5.15a are the same as those shown in Figure 5.9b, for structures B and C, the contours are calculated based on a total of 9 different perpendicular lines each composed of 14 different receivers spaced by 0.2 m while each perpendicular line is separated by a distance of 0.3 m.

It was chosen to present the group velocity contours at a frequency of 80 Hz based on Figures 5.10, 5.12 and 5.13. Indeed, based on Figure 5.10 the presence of the concrete structure mainly affects frequencies below 135 Hz due to their associated wavelengths as shown in Figure 5.13 and explained in section 5.1. Figure 5.12 also shows that above the concrete structure, most of the energy of the waves is located between 65 and 135 Hz and that mode misidentification is less likely to occur below 100 Hz thus justifying the choice of the frequency of 80 Hz. The estimated location of the structures based on the position of the manholes (Figure 5.2) is delimited by the dashed black lines. For all 3 plots, the presence of the structures causes important variations of the group velocity calculated near and above the structures. For structure A and C, there is a zone of higher velocity at a position between -0.2 and 0 m on the horizontal axis. As opposed to structure A and C, there is no important variation of the group velocity prior to the beginning of the concrete structure B. The latter could be an indication that the edge of the concrete structure B near the position 0 m is damaged. The contours of structure B shown in Figure 5.15b reveal the presence of several lower velocity zones. As opposed to structure C, these zones appear to be located on the edges of the structure rather than at the center of it. In part I, two lines of tests, labelled B1 and B2, were performed over structure B using the linear receiver configuration (Figure 5.4a). With respect to the contours of Figure 5.15b, the lines B1 and B2 would be located respectively along the position 1.9 and 1.35 m on the horizontal axis. The results of the analysis of lines B1 and B2, presented in part I, also revealed that the edges of structure B are damaged. Figure 5.15c shows that over structure C, there is a large area where the group velocity is lower. The lower velocity zone appears within the positions -0.8 to 0.8 m on the vertical axis and between 0.4 to 1.6 m on the horizontal axis. Figure 5.16a shows the group velocity dispersion curves of the R0 mode calculated for a receiver, called P2, located within the lower velocity zone at a position (1.2 m, 0.4 m) and for a receiver, called P1, located outside this zone at a position of (1.2 m, -0.4 m) as shown in Figure 5.15c. Fig. 5.16b shows the difference in percentages between the two group velocity curves shown in Fig. 5.16a. For both receivers, the calculated group velocity agrees above 100 Hz indicating that the properties of the soil/pavement layers are similar under both receivers.

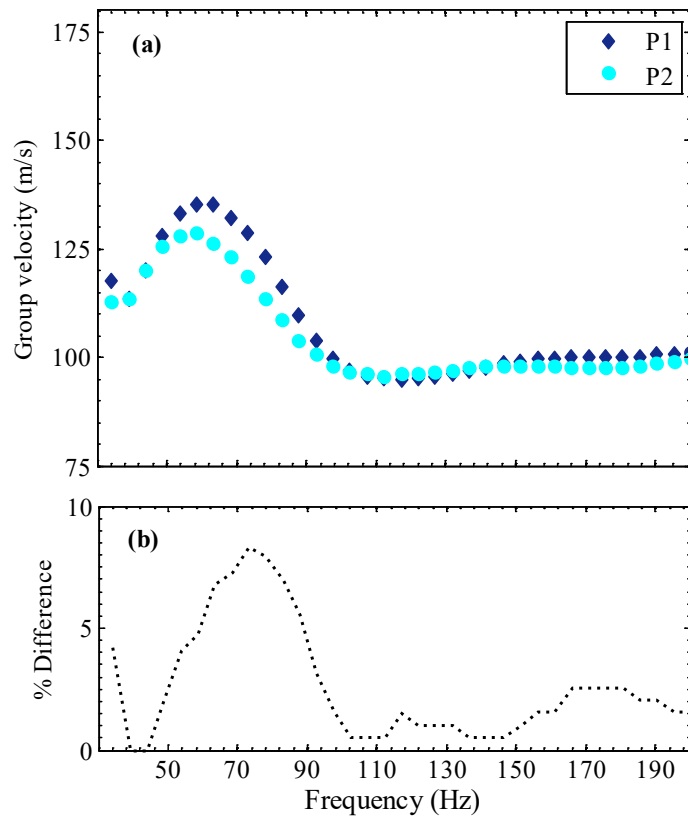


Figure 5.16 (a) Group velocity dispersion curves of the R0 mode for the receivers P1 and P2 as indicated on Figure 5.15c. (b) Percent difference in group velocity.

However, between 50 and 100 Hz, the group velocity is lower for the receiver P2 located above the lower velocity zone. Since these frequencies correspond to waves propagating at wavelengths reaching the concrete structure at high amplitudes, the differences in the calculated velocities of both receivers are due to the condition of the surface of the concrete structure. To verify this hypothesis, other lines (4) were performed over structure C using the linear configuration. Figure 5.17 shows the variation of the group velocity calculated at 80 Hz along these 4 different lines whose position is indicated on Figure 5.15c. The position axis of Figure 5.17 is the same as the horizontal axis of Figure 5.15c. As shown in Figure 5.17, for all lines, the effect of the beginning of the concrete structure is marked by a sudden variation of the group velocity between -0.2 and 0.2 m. However, over the surface of the structure, the rate of change of the group velocity is different for all lines. Also, for lines C2, C3 and C4 the group velocity decreases shortly after the position 0.7 m. These results concord with the contours of Figure 5.15c and therefore confirm the presence of a

lower velocity zone over the concrete structure C. This zone can be associated with the presence of an anomaly on the surface of the lid of structure C.

### 5.5.3 Real condition of the structures

Figure 5.18 contains 3 pictures showing the condition of the surface of the structures A, B and C. Figure 5.18 shows that the surface of the lid of structures B and C is damaged while the surface of the lid of structure A is intact.

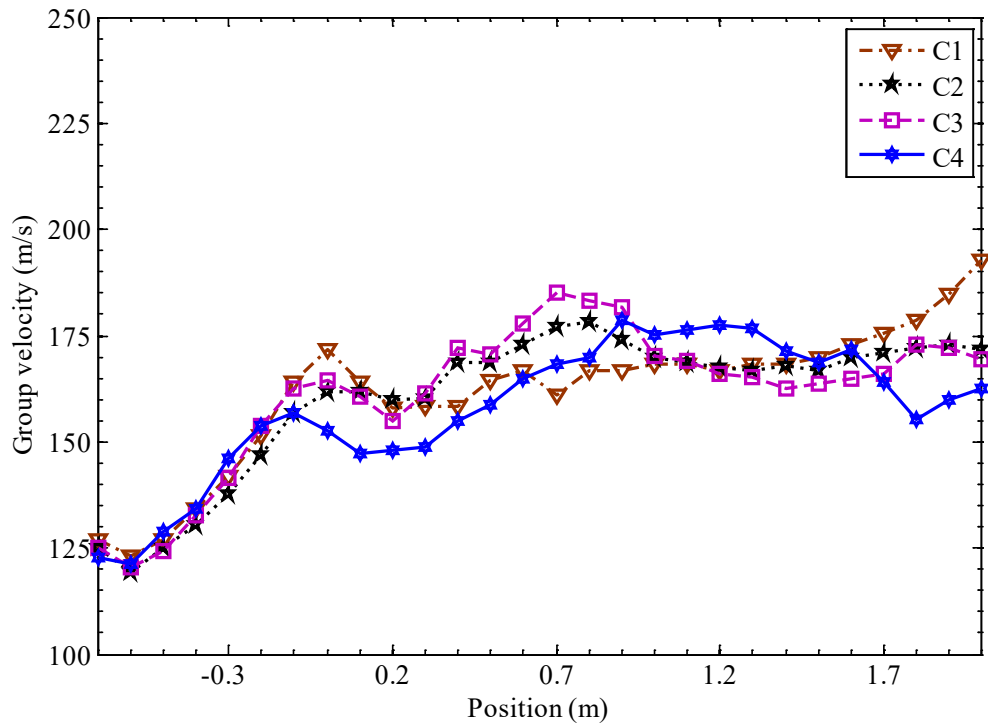


Figure 5.17 Calculated group velocity curves at 80 Hz for the lines C1-C2-C3-C4.

The condition of the structures shown in Figure 5.18 agrees with the conclusions established in sections 5.5.1 and 5.5.2. For structure C, the location of the lower group velocity zone identified in Figure 5.15c and Figure 5.17 agrees with the location of a damaged zone present on the surface of the structure. For structures A and B, the group velocity contours confirmed the results obtained in part I.

#### 5.5.4 Three-dimensional analysis of the data

The representations presented in Figure 5.9a-b and c-d can be combined to obtain a 3D view of the calculated velocities. Such view may enable a better understanding of the propagation characteristics of the waves since one can visualise the variation of the group velocity along different planes. Figure 5.19 shows the calculated group velocity of structure C along 3 different planes and the color scale on the right of the figure shows the velocities associated with the different colors. The presence of the local maximum in group velocity near the beginning of the structure and the lower velocity zone are both visible on Figure 5.19.

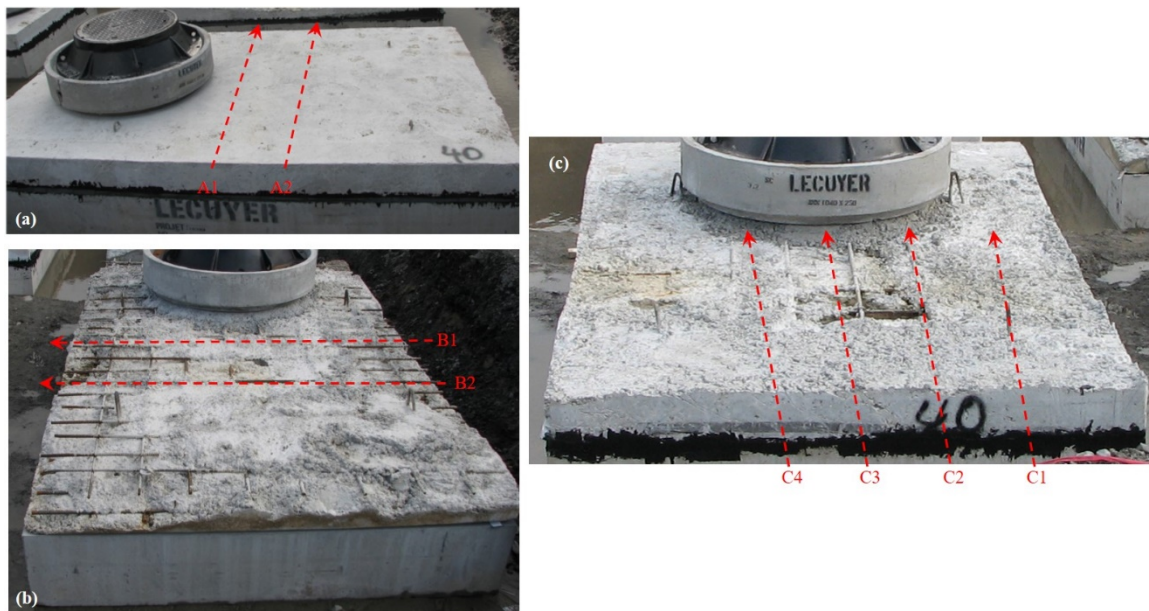


Figure 5.18 Pictures showing the condition of the surface of the lid of structures (a) A, (b) B and (c) C. The red dotted lines indicate the approximate locations of the different lines performed over each structure with the linear configuration.

## 5.6 Conclusions

This study proposes a NDT based on the propagation of surface waves that can be performed directly from the surface of the soil. Numerical modelling in 3D and field tests were performed on three different existing underground structures to verify the

effectiveness of the proposed NDT. Based on these tests, the following conclusions were drawn:

- The presence of a manhole linking the structure to the surface mainly affects the propagation of higher frequency waves.
- The presence of a rigid pavement, such as asphalt, at the surface of the soil mainly affects the propagation of higher frequency waves which tend to travel faster when such pavement is present.
- Since only lower frequency waves are used in the analyses to determine the condition of the surface of an underground structure, the presence of the manhole and the pavement is therefore not problematic. However, the impact of the presence of the pavement on the recorded signals is expected to vary depending on its thickness with respect to the thickness of the soil layer. In this study, the thickness of the pavement with respect to the thickness of the soil layer corresponded to a 1:5 ratio. Further work would therefore be required to determine how exactly a change in this ratio would affect the recorded signals.
- The lid of an underground structure acts as a waveguide for the waves propagating between the surface of the soil and the surface of the structure.
- A receiver configuration typically used for 3D seismic surveys was also presented and tested. The signals recorded with this configuration were used to calculate the group velocity and plot it as a 2 or 3D contour map showing how the velocity varies on the surface of the structure. The results obtained with this configuration were compared to those obtained with the configuration used in part I and it was shown that the results obtained with both configurations agreed.

- The comparison of the results obtained in this study with the actual condition of the three underground structures confirmed the accuracy of the experimental results.

Finally, a larger experimental testing program is underway to determine the accuracy and limits of the inspection method proposed in parts I and II.

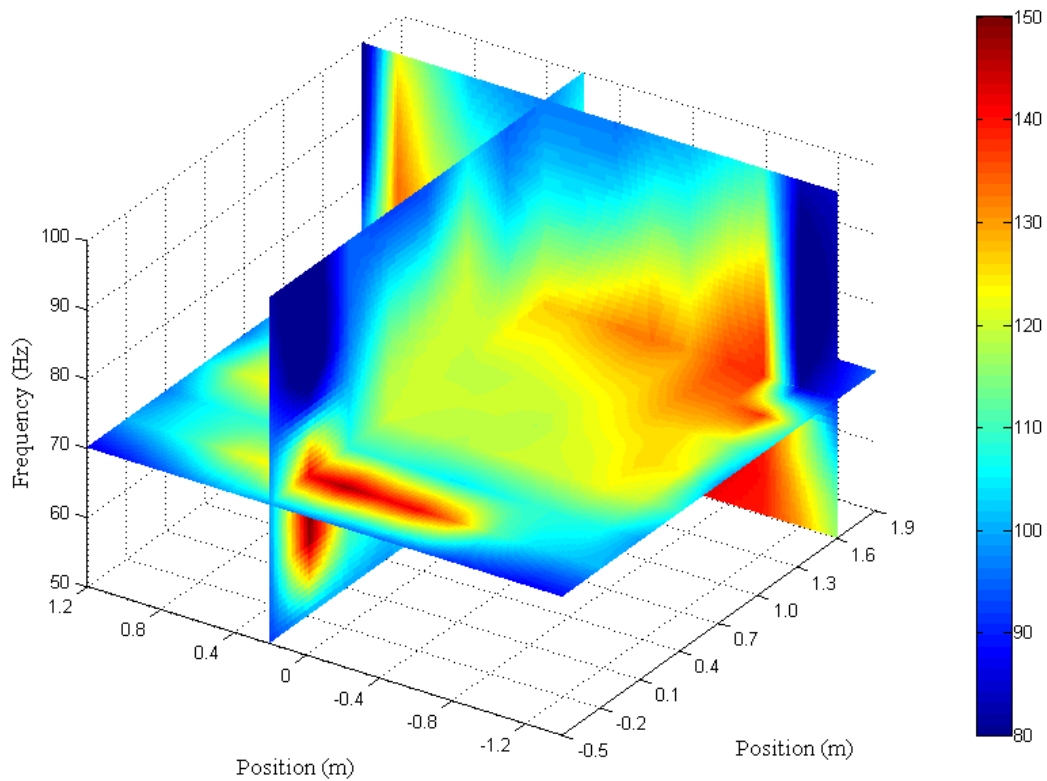


Figure 5.19 Three-dimensional group velocity contour plot of structure C.

### ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank Hydro-Québec and the NSERC for their financial support (under grant RDCPJ-451301-13) throughout this research project.



## 5.7 Effet de la profondeur d'une structure

En plus des éléments présentés dans les articles des chapitres 4 et 5, l'effet de la profondeur d'une structure sur la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh a également été étudié sur le site expérimental de l'IREQ.

Comme démontré dans l'article du chapitre 4, la profondeur d'une structure par rapport à la surface du sol a une importante influence sur la courbe de dispersion des différents modes de propagation des ondes de Rayleigh. La figure 5.20 montre les courbes de dispersion du mode fondamental et du premier mode supérieur des ondes de Rayleigh au-dessus des dalles 1 du site expérimental (ligne 1B) et 4 (ligne 4B). Ces courbes de dispersion en vitesse de groupe permettent de valider que la profondeur de la dalle 4 entraîne une diminution de la fréquence de la phase d'Airy  $f_{Airy}$  qui se trouve à environ 130 Hz pour la dalle 1 et 90 Hz pour la dalle 4 (figure 5.20). Pour des fréquences de plus de 200 Hz, la courbe de dispersion du mode fondamental calculée au-dessus de chaque dalle tend vers une vitesse similaire de près de 120 m/s.

La figure 5.21 présente la variation de l'énergie et de la vitesse de groupe pour trois capteurs de la ligne 4B (figure 4.2) situés avant (figure 5.21a), au bord (figure 5.21b) et près du milieu de la dalle 4. La figure 5.21 est similaire donc à la figure 5.12 de l'article de ce chapitre qui présentait les mêmes figures, mais pour la dalle 1. Les cercles identifiés sur la figure 5.21 correspondent, avant 140 Hz, au mode R0 qui est le seul présent dans les signaux. Cependant, après 140 Hz, de l'énergie pouvant appartenir à un mode supérieur ou à des ondes diffusées apparaît sur les cartes de contours et différents groupes d'ondes peuvent être identifiés sur la figure 5.21b,c.

Les distributions vitesse-fréquence de la figure 5.21 suivent les mêmes tendances que celles de la figure 5.12. En effet, pour le capteur situé un peu avant la structure (figure 5.21a), une quantité importante d'énergie se trouve entre 40 et 110 Hz et cette énergie correspond majoritairement à des ondes réfléchies par la structure souterraine. La figure 5.21b montre cependant que pour le capteur situé au tout début de la structure (position=0 m), il existe peu d'énergie dans cette bande de fréquences.

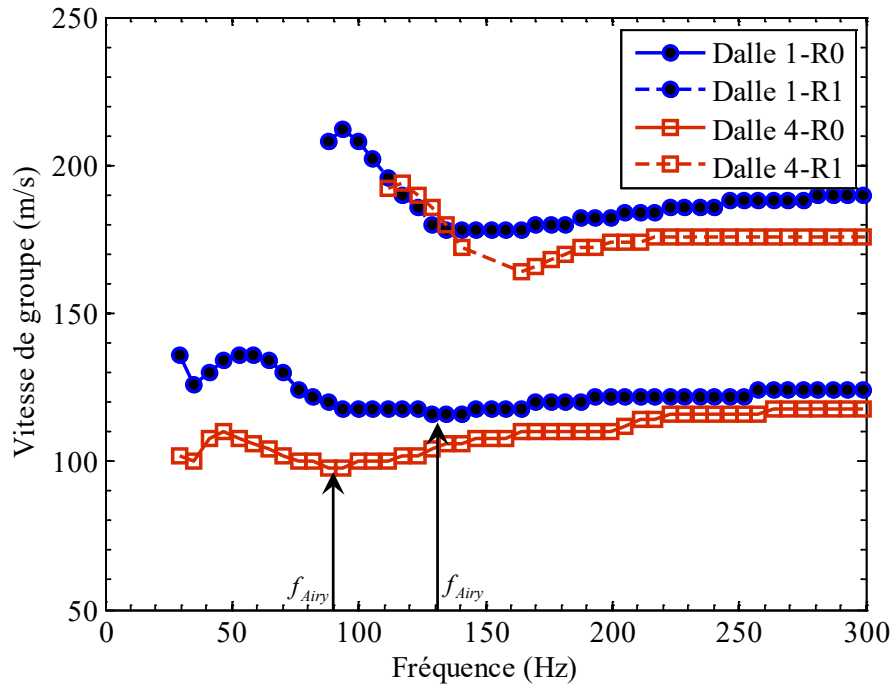


Figure 5.20 Effet de la profondeur sous la surface du sol d'une structure sur les courbes de dispersion en vitesse de groupe des modes R0 et R1.

Pour le capteur situé plus loin sur la structure (position= 1.7 m), la majorité de l'énergie se propage maintenant entre 60 et 140 Hz donc à des fréquences plus basses que pour le capteur situé à la même position, mais au-dessus de la structure 1. Ce changement d'énergie est causé par la différence de profondeur entre la structure 1 et 4. En effet, la structure 4 est plus profonde que la structure 1 ce qui cause une diminution des fréquences dominantes.

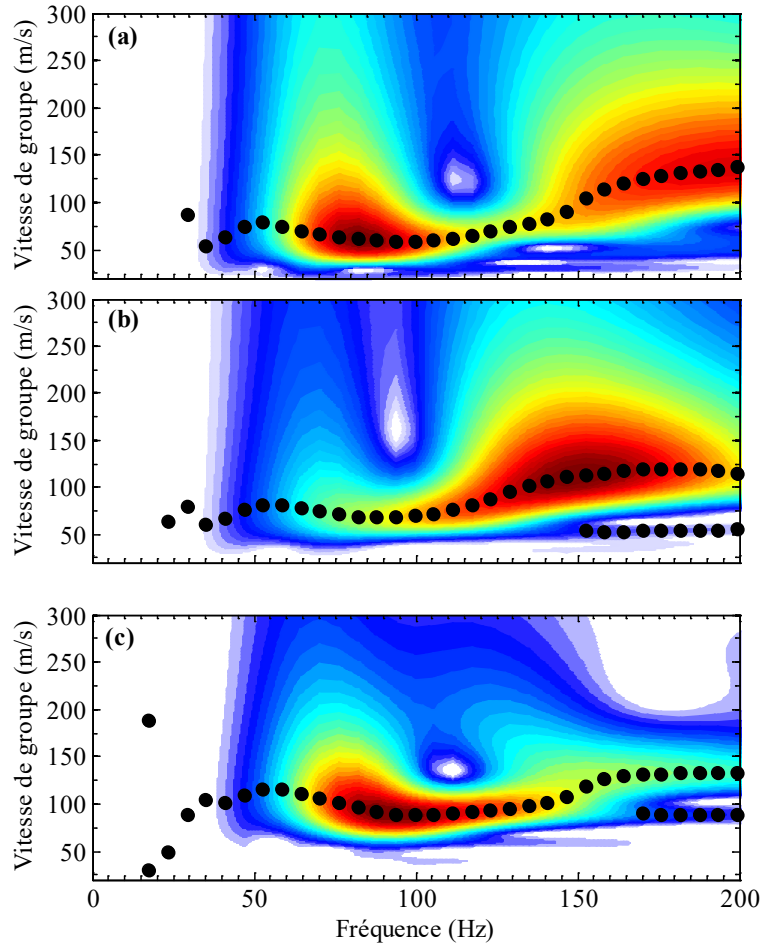


Figure 5.21 Distribution vitesse-fréquence et courbes de dispersion calculées pour 3 différents capteurs de la ligne 4B situés (a) avant la structure à la position -0.3 m (b) au début de la structure à la position 0 m et (c) au-dessus de la structure à la position 1.7 m. Les cercles noirs indiquent les vitesses de groupe identifiées à différentes fréquences.



# CHAPITRE 6

## ÉTUDE DE L'EFFET DU REVÊTEMENT SUR LA PROPAGATION DES ONDES ÉLASTIQUES

### **6. Avant-propos**

#### **Auteurs et affiliation :**

S.P. Tremblay : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie,  
Département  
de génie civil.

A. Mhenni : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie,  
Département

de génie civil.

M. Karray : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Brunot Paquet-Bouchard : Ing., Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET), Québec, Canada

M. Chekired : Institut de Recherche d'Hydro-Québec, Varennes (Québec) J3X 1S1  
Canada

C. Bessette : Ing., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal (Québec) Canada

L. Jinga : Ing., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal (Québec) Canada

**Date de soumission :** 05 septembre 2017

**État de l'acceptation :** En cours d'évaluation

**Revue :** Geophysics

**Titre français :** Inspection non intrusive du toit de structures utilitaires souterraines peu profondes à l'aide de la propagation des ondes de surface

**Contribution au document :**

Ce chapitre présente un article qui fait suite à la discussion de la section 2.2 du chapitre 2 concernant l'effet de la présence d'un revêtement rigide à la surface du sol sur la propagation des ondes de Rayleigh. En utilisant la configuration qui consiste à placer la source à l'extérieure de la zone recouverte par le revêtement et à l'aide d'études numériques, expérimentales et de cas pratiques, cet article montre quel est l'effet d'un revêtement de différentes épaisseurs et propriétés sur l'énergie et la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh. Cet article est pertinent dans le cadre de cette thèse puisque les PA se trouvent souvent en dessous d'un revêtement d'une épaisseur variable pouvant être fait en béton ou en asphalte.

**Résumé français :**

La caractérisation non intrusive des sols avec des techniques d'ondes de surface est utilisée pour de multiples applications du génie civil. Cependant, lorsque l'objectif d'une investigation est de caractériser les couches de sol situées sous un revêtement, sa présence à la surface du sol est reconnue pour causer plusieurs problèmes lors de l'analyse des

signaux due principalement à la présence d'ondes de Lamb et à des modes supérieurs d'ondes de Rayleigh dans les signaux. Néanmoins, des études récentes ont montré que ces problèmes peuvent être atténués ou évités lorsque la source sismique est placée sur la surface du sol tout en laissant les récepteurs sur le revêtement. Cette configuration est donc utilisée dans cette étude. Une telle configuration a précédemment été adoptée avec succès pour la détection d'anomalies situées dans les talus routiers. Cependant, la présence d'un revêtement à la surface du sol influence la propagation des ondes de Rayleigh même si cela n'empêche pas la caractérisation du sol. Étant donné que les modes supérieurs d'ondes de Rayleigh sont présents dans les signaux analysés dans ce manuscrit, deux techniques différentes, la transformation en S généralisée (GST) et l'analyse multimodale des ondes de surface (MMASW) sont utilisées pour identifier et séparer les différents modes de Rayleigh. À l'aide de modèles numériques en 3D et de modèles expérimentaux, ce manuscrit montre comment l'énergie de propagation et la vitesse des ondes de Rayleigh dans les profils de sol peu profonds sont affectées par la présence et les propriétés d'un revêtement. Il est montré que la profondeur du revêtement affecte la répartition de l'énergie des différents modes d'ondes de Rayleigh et que l'augmentation de la profondeur du revêtement augmente les chances de problèmes de confusion de mode car l'énergie des ondes tend à se déplacer sur les modes supérieurs. Il est également montré que, pour un profil souterrain d'une profondeur donnée fixe, la profondeur de la couche de sol a plus d'importance que la profondeur du revêtement sur l'énergie et la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh. Il est également montré que l'influence du revêtement sur les vitesses de groupe et de phase du mode fondamental de propagation des ondes de Rayleigh varie en fonction de leur fréquence (longueur d'onde). Deux études de cas pratiques utilisant des techniques d'ondes de surface pour deux applications différentes sont présentées à la fin du manuscrit afin de confirmer les conclusions établies à l'aide des modèles numériques et expérimentaux. Dans la première étude de cas, la GST est utilisée pour évaluer l'état de la surface du toit d'une structure souterraine située sous un revêtement de profondeur et de propriétés variables. Dans la deuxième étude de cas, la technique de l'analyse MMASW est utilisée pour caractériser un profil souterrain de remblai routier qui est étudié avant et après la pose d'un revêtement d'asphalte.

## Non-intrusive characterization of shallow soils and utility structures below pavements using Rayleigh waves

Simon-Pierre Tremblay<sup>1</sup>, Ahmed Mhenni<sup>1</sup>, Mourad Karray<sup>1</sup>, Bruno Paquet-Bouchard<sup>2</sup>, Mohamed Chekired<sup>3</sup>, Carole Bessette<sup>3</sup>, Livius Jinga<sup>3</sup><sup>1</sup>*Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, J1K 2R1, Canada*

<sup>2</sup>*Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET), Québec, Canada*

<sup>3</sup>*Hydro-Québec*

Simon-Pierre Tremblay. MScA<sup>1</sup>

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada

Tel: (819) 342-9759

E-mail: [Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca](mailto:Simon-Pierre.Tremblay@USherbrooke.ca)

Ahmed Mhenni. MScA<sup>1</sup>

PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada

Tel: (819) 821-8000 (62235)

E-mail: [ahmed.mhenni@USherbrooke.ca](mailto:ahmed.mhenni@USherbrooke.ca)

Mourad Karray, Eng., PhD<sup>1</sup>

Professor, Department of Civil Engineering, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada

Tel.: (819) 821-8000 (62120)

Fax: (819) 821-7974

E-mail: [Mourad.Karray@Usherbrooke.ca](mailto:Mourad.Karray@Usherbrooke.ca)

Brunot Paquet-Bouchard. Eng.<sup>2</sup>

Eng., Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET), Québec, Canada

Tel.: (418) 643-8577 (24089)

Fax: (418) 644-8374

E-mail: [bruno.paquet-bouchard@mtq.gouv.qc.ca](mailto:bruno.paquet-bouchard@mtq.gouv.qc.ca)

Mohamed Chekired, Eng., PhD<sup>3</sup>

Researcher, Institut de Recherche d'Hydro-Québec, Varennes (Québec) J3X 1S1 Canada

Tel.: (450) 652-8289

E-mail: [Chekired.Mohamed@ireq.ca](mailto:Chekired.Mohamed@ireq.ca)

Carole Bessette, Eng.<sup>3</sup>

Eng., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal, (Québec), Canada

Tel.: 514 858-8500, ext. 2792



E-mail: [Bessette. Carole@hydro.qc.ca](mailto:Bessette.Carole@hydro.qc.ca)

Livius Jinga, Eng.<sup>3</sup>

Eng., Direction Encadrement réseau et planification, Hydro-Québec, Montréal, (Québec),  
Canada

Tel.: 514 858-8500, ext. 2792

E-mail: [Jinga. Livius@hydro.qc.ca](mailto:Jinga.Livius@hydro.qc.ca)

## **Abstract**

Non-intrusive characterization of soils with surface wave techniques can be used for multiple applications of civil engineering. However, when the objective of the investigation is to characterize the soil layers under a pavement, its presence at the surface of the soil is known to cause several problems during the analysis of the signals due mainly to the presence of Lamb waves and higher Rayleigh modes in the signals. Nevertheless, recent studies have shown that these problems can be mitigated or else avoided if the seismic source is placed on the surface of the soil while leaving the receivers on the pavement. This configuration is therefore used in this study. Such configuration was previously successfully adopted for the detection of anomalies located in road embankments. However, the presence of a pavement at the surface of the soil does influence the propagation of Rayleigh waves even if it does not prevent the characterization of the soil. Since higher Rayleigh modes are present in the signals analyzed in this manuscript, two different techniques, the generalized S transform (GST) and the multi modal analysis of surface waves (MMASW) are used to identify and separate the different Rayleigh modes. Using 3D numerical models and experimental models, this manuscript shows how the propagation energy and velocity of Rayleigh waves in shallow soil profiles are affected by the presence and properties of a pavement. It is shown that the depth of the pavement affects the energy distribution of the different Rayleigh wave modes and that increasing the pavement depth increases the chances of mode mixing problems since the energy of the waves tend to travel on the higher modes. It is also shown that for an underground profile of a fixed given depth, the depth of the soil layer has more importance than the depth of pavement on the Rayleigh wave propagation energy and velocity. The influence of the pavement on the group and phase velocities of the fundamental Rayleigh wave propagation mode is also shown to depend on their frequency (wavelength). Two case studies using surface wave techniques for two different applications are presented at the end of the manuscript to confirm the conclusions established based on the numerical and experimental models. In the first case study, the modified S transform is used to investigate the condition of the surface of the lid of an underground structure located below a pavement of varying depth and properties. In the second case study, the multi modal analysis of

surface waves technique is used to characterize a road embankment underground profile that is studied before and after an asphalt pavement is placed on top of it.

## 6.1 Introduction

Surface wave techniques (SWT) are used for several non-destructive applications such as geological mapping, seismic microzonation, bedrock detection, pavement testing and liquefaction studies (Stokoe and Nazarian, 1984; Nazarian and Stokoe, 1985; Stokoe and Nazarian, 1985; Addo and Robertson, 1992; Roesset, 1998; Park et al., 1999; Abazhagan and Sitharam, 2008; Karray et al., 2010). Such techniques include the spectral analysis of surface waves (SASW) (Stokoe and Nazarian, 1984), steady state analysis of surface waves (Tokimatsu et al., 1991), and multichannel techniques (MASW, MMASW) (Gabriels et al., 1987; Karray, 1999; Park et al., 1999). In the present study, the effects on Rayleigh wave propagation of the presence of a rigid layer (pavement) at the surface of a shallow soil deposit located over a rigid layer are studied. Such soil configuration is found for example on road embankments where a rigid layer made of asphalt or concrete of various depths is placed at the surface of a soil embankment overlaying a steel or concrete culvert used to let the water flow. Previous studies performed by Jones (1962), Foinquinos et al., 1995, Ryden and Lowe (2004) and Karray and Lefebvre (2009a) have shown that placing the source directly on the surface of the pavement induces a significant contribution of the higher Rayleigh wave modes and Lamb waves which propagate in the pavement system and complicates the interpretation of the signals. Moreover, the energy generated by the source remains predominantly trapped in the pavement and further complicates the characterization of the soil layer. It was however shown by Karray and Lefebvre (2009a) that the presence of the rigid pavement does not prevent the characterisation of the soil deposit in terms of its shear wave velocity ( $V_s$ ) if the source is in direct contact with the soil while the receivers may be placed on the pavement (Figure 6.1). In their work, Karray and Lefebvre (2009a) used a multi-channel technique called multi modal analysis of surface waves (MMASW) to analyze the recorded signals. The configuration and technique presented in Karray and Lefebvre (2009a) has been used on many roads throughout the province of Québec and has proven its effectiveness.

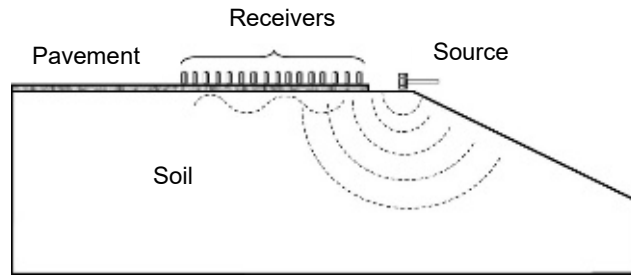


Figure 6.1 MMASW test configuration to characterize the soil under the pavement with a source external to the pavement (Karray and Lefebvre, 2009a).

Indeed, to validate the results obtained with the MMASW tests, drilling has been carried out in several locations where the MMASW technique had been performed (Karray et al., 2016).

Despite the effectiveness of the MMASW technique to characterise the soil deposit underneath the pavement, its presence at the surface of a soil however does influence Rayleigh wave propagation. This manuscript will study, in terms of energy, group and phase velocity how the presence and thickness of a pavement affect the propagation of surface waves. Part I will first present the different techniques that are used in this manuscript to study the propagation of Rayleigh waves. Also in part I, 3D numerical and experimental models are used to demonstrate how the propagation of surface waves is affected by the presence and depth of the pavement. The conclusions established in part I of the manuscript are then validated in part II by presenting two different case studies where the techniques presented in part I are used to analyse Rayleigh wave propagation for two different applications.

## 6.2 Methods

Two different techniques will be used to analyze the recorded signals in the time-frequency plane (TFP) to compute both the group and phase velocity ( $V_g$ ,  $V_p$ ) and the energy of the different groups of waves present in the signals. Joint time-frequency analysis (TFA) have several advantages over analysis performed in the time or frequency (Fourier) domain alone. Indeed, for a signal containing more than one group of waves travelling at the same frequency but at different velocities, a TFA performed with a technique adapted to the

analyzed signal would enable the identification of the different waves groups present in the TFP (Tremblay and Karray, submitted for publication).

If not properly identified and separated, the presence of different wave groups can lead to mode mixing problems. The term mode mixing is used in this manuscript to refer to the possibility of mistaking one wave group for another. Such wave groups may for example be two different Rayleigh wave propagation modes that would either cross or overlap in the TFP. For instance, in surface wave testing, the presence of at least one higher Rayleigh wave propagation mode in the recorded signals may lead to the calculation of erroneous dispersion curves that would lead to the calculation of the wrong shear wave velocity profile if used in the inversion process (Karray 1999; Zhang and Chan, 2003; Karray et Lefebvre, 2009b). Figure 6.2 shows an example where mode mixing occurs between two linear chirps (Figure 6.2a) that are not sufficiently far apart and overlap on the TFP (Figure 6.2b). In many cases however, mode mixing problems can be avoided by using analyzing techniques that are adapted to the signals (Figure 6.2b). The two techniques presented in part I are therefore aimed at avoiding mode mixing problems.

### 6.2.1 Generalized S-transform

The first technique used in this study is based on a modified version of the S-transform (ST) introduced by Stockwell et al. (1996). The ST rapidly gained in popularity for several applications due to its varying resolution in the TFP and since it provides absolute phase information with respect to the Fourier spectrum. The ST is therefore an advantageous alternative to the wavelet transform (WT) and to the short time Fourier transform (STFT) since it is conceptually a hybrid of both techniques and it is sometimes referred to as a 'phase-corrected WT' (Assous and Boashash, 2012). The latter is due to the properties of the ST analyzing window which cannot be considered as a wavelet (Stockwell et al., 1996). In this manuscript, the absolute phase information provided by the ST is used to compute the phase velocity of signals containing several groups of waves and/or Rayleigh wave propagation modes.

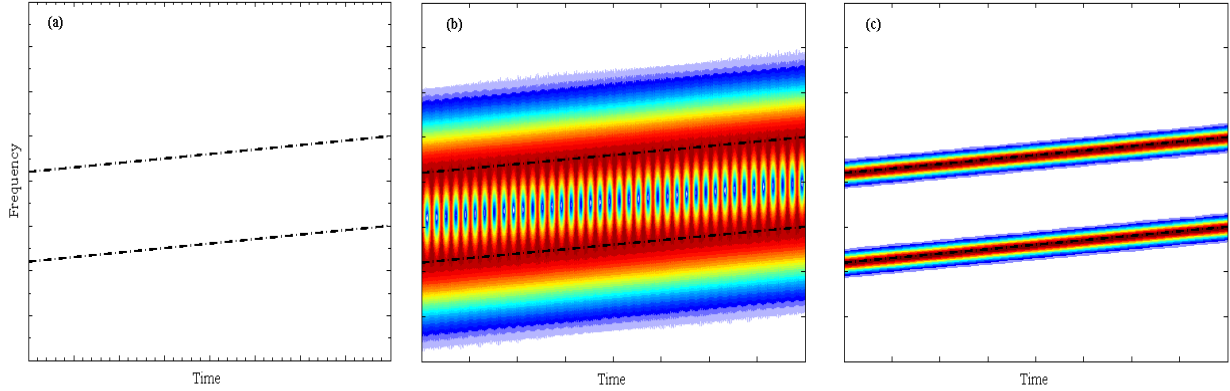


Figure 6.2 Example of mode mixing on the TFP (spectrogram) (a) Perfect time frequency representation of 2 linear chirps. (b) Mode mixing occurring due to the use of an inadequate window size. (c) Mode mixing is avoided since both chirps are sufficiently spaced in the TFP.

The original formulation of the ST was proposed by Stockwell et al. (1996):

$$ST_x^h(t, f, \sigma) = \int_{\tau} x(\tau) h(t - \tau, \sigma) e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (6.1)$$

Where:

$ST_x^h(t, f, \sigma)$  = S-transform of signal  $x(t)$  using the window  $h$ ,

$$h(t - \tau, \sigma) = \text{The Gaussian window} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(t-\tau)^2}{2\sigma^2}}$$

In its original formulation, the factor  $\sigma = 1/|f|$  so that as the frequency increases, the Gaussian window is more localized around  $t$ . The use of Gaussian windows provides an optimal combined time-frequency resolution since they are the only windows for which the Heisenberg/Gabor uncertainty relation is minimal ( $\Delta t \Delta f = 1/(4\pi)$ ) (Boashash, 2015). The two-dimensional representation of the STFT and the ST is termed the spectrogram and is obtained by taking the squared magnitude of both distributions. Although the spectrogram is nonlinear, interference terms only occur in the TFP in regions where the components of the signals are not sufficiently far apart and overlap (Hlawatsch and Boudreaux-Bartels, 1992).

Numerically, the ST can be computed efficiently by taking advantage of the fast Fourier transform (FFT) algorithm (Moukadem et al., 2015). To better adapt the ST to the analysed signal, several modifications have been proposed to its original formulation given by equation 1 (Assous and Boashash, 2012). These modifications aim to give more flexibility to the technique by allowing a better control of the joint time-frequency resolution of the original ST. The formulation of the ST used in this manuscript differs from equation 1 due to the introduction of a width control adjustment coefficient  $\gamma$ . The ST written in the form of equation 2 is called the generalised S-transform (GST):

$$\text{GST}_x(t, f, \gamma) = \int_{\tau} x(\tau) \frac{|f|}{\gamma\sqrt{2\pi}} e^{\frac{-f^2(t-\tau)^2}{2\gamma^2}} e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (6.2)$$

Depending on the application, the coefficient  $\gamma$  may have different values (Assous and Boashash, 2012). In this study, the value of  $\gamma$  is calculated based on an optimisation procedure aimed to maximize an energy concentration measurement (CM) (Stanković, 2001). The exact procedure used to compute the GST is presented and explained in greater details in Tremblay and Karray, submitted for publication). The GST is used to analyzed the signals collected in the numerical and experimental part I of this article and in one of the case studies presented in part II.

### 6.2.2 MMASW

The presence of several Rayleigh waves propagation modes in the signals recorded during the survey of numerous types of soil profiles, including normally dispersive profiles, introduces several challenges especially when using a technique that does not enable the identification and separation of the different Rayleigh modes (Karray and Lefebvre 2008, Karray and Lefebvre 2009b). Such techniques include the SASW technique which assumes that the fundamental mode is the only mode contributing to the recorded signals. To overcome the weaknesses of the SASW method and to obtain more reliable and accurate engineering analysis, multi-channel techniques were developed in the 1990s (Karray, 1999; Park et al., 1999). The MMASW technique is a multi-channel technique that differs from other surface wave techniques by its ability to identify, separate and use in the inversion

all surface wave modes present in the recorded signals (Karray, 1999). The MMASW technique has been successfully used for several applications such as bedrock mapping, testing tunnel lining integrity, soil characterisation in terms of  $V_s$  and to detect the presence of anomalies in soils overlaid by a pavement (Faure et al., 2007; Karray and Lefebvre, 2009a; Karray et al., 2010 Karray et al., 2016). The MMASW technique is performed in two separate steps.

First, the recorded signals are analysed in the time-space domain in series of 16. The time-space representation of the signals is calculated using a wavelet technique that uses sliding wavelet windows of different scales to filter the signals (Karray, 1999). It enables the calculation of an energy spectrum presented in terms of the phase and group travel times for each frequency. The presence of more than one peak on the energy spectrum indicates the presence of more than one wave group. Based on the location of the different peaks on the energy spectrum, the phase and group velocities of the different wave groups are calculated at each frequency which enables the definition of the dispersion curves of the different Rayleigh modes.

Second, once correctly identified, the fundamental (R0) and at least one higher Rayleigh modes are used in the inversion step which enables the calculation of the soil  $V_s$  profile. The first step of the inversion consists to calculate the theoretical dispersion curves of the R0 and the first five higher Rayleigh modes for an assumed  $V_s$  and  $\nu$  profiles. The transfer matrix method as formulated by Schwab and Knopoff (1972) is used to calculate these theoretical dispersion curves. The  $V_s$  profile is first adjusted until the experimental and calculated R0 modes agree to a tolerance of less than 1%. At this stage, the experimental and theoretical dispersion curves of higher modes do not necessarily match and the inversion process therefore continuous by adjusting both the  $V_s$  and  $\nu$  or P-wave ( $V_p$ ) profiles. The inversion process only ends when the dispersion curves of the experimental R0 and at least one higher modes match the theoretical dispersion curves. Only then is the solution considered optimal (Karray, 1999). The use of at least one higher Rayleigh mode in the inversion process is desirable since, in addition to the  $V_s$  profile, it enables the calculation of the correct  $\nu$  profile which leads to an optimal solution since there is only one set of  $\nu$  and  $V_s$  profiles that satisfy two different modes at the same time (Karray, 1999; Karray and Lefebvre, 2008). The MMASW technique is used in the second case study of



part II which presents the results of a case study performed on a highway located in the province of Québec in Canada.

## **PART I**

### **6.3 Numerical and experimental models**

The first steps to evaluate the effects of the presence of a pavement on the propagation energy and velocity of Rayleigh waves were to create 3D numerical and experimental models similar to road embankments but at a smaller scale.

#### 6.3.1 3D numerical models

To accurately model the propagation of elastic waves in complex mediums such as those considered in this study, the use of numerical methods is preferred over analytical or semi-analytical solutions (Schwab and Knopoff, 1972; Kausel and Roesset, 1981; Fitchner, 2011). In this manuscript, the Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, (FLAC3D) program developed by ITASCA Consulting Group Inc., which is a finite difference method (FDM) based on Lagrangian analysis, is used to model the propagation of elastic waves in different numerical models (Figures 6.3-6.4) having the same dimensions as those of the experimental model. The similarity between the experimental and numerical models enables a direct comparison between the experimental and numerical results. When modelling the propagation of elastic waves with FDMs, the main factors that must be considered are the grid size, the material elastic properties, the properties of the source used to generate elastic waves, the boundary conditions and the material damping.

#### 6.3.2 Numerical model properties

Since the number of elements contained within a model affects the required memory and computing time, the grid spacing is not the same throughout the entire model. The grid spacing is rather adjusted so that the finer elements are reserved only for the parts of the model that are most relevant in this study. The finer elements have a depth, length and height of 0.025 m. These finer elements are reserved for the concrete elements of the

pavement and the soil elements located between the position 1.0 and 2.0 m (Figures 6.3-6.4).

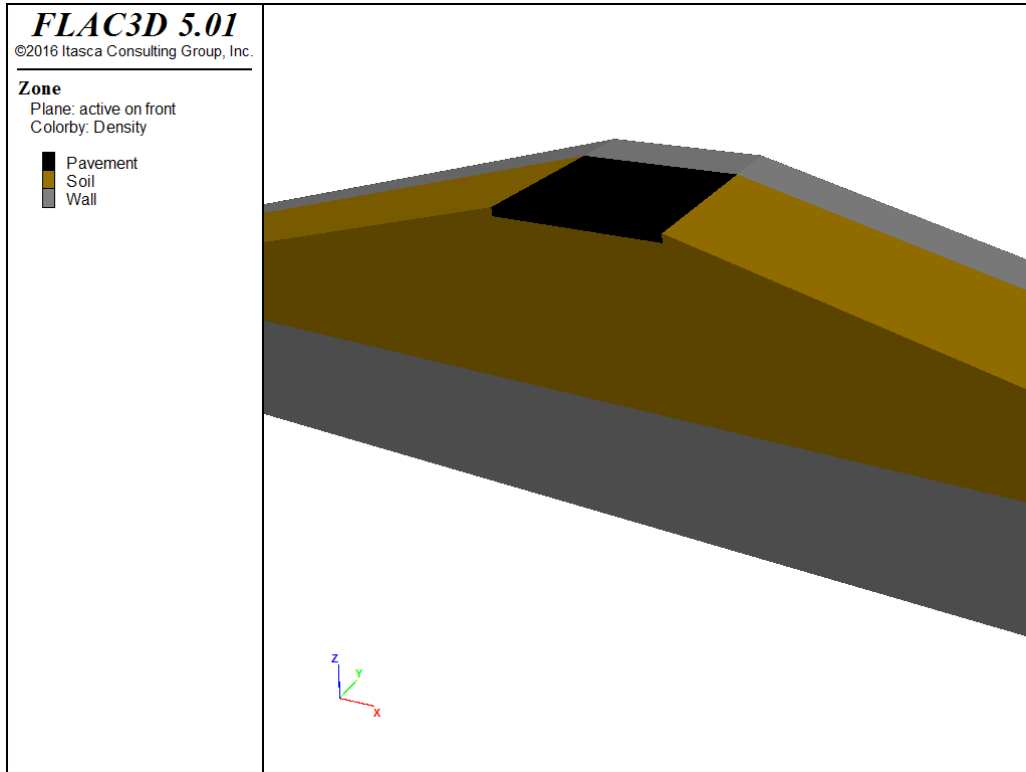


Figure 6.3 Side view of a cut through the X-Y plane of the 3D models.

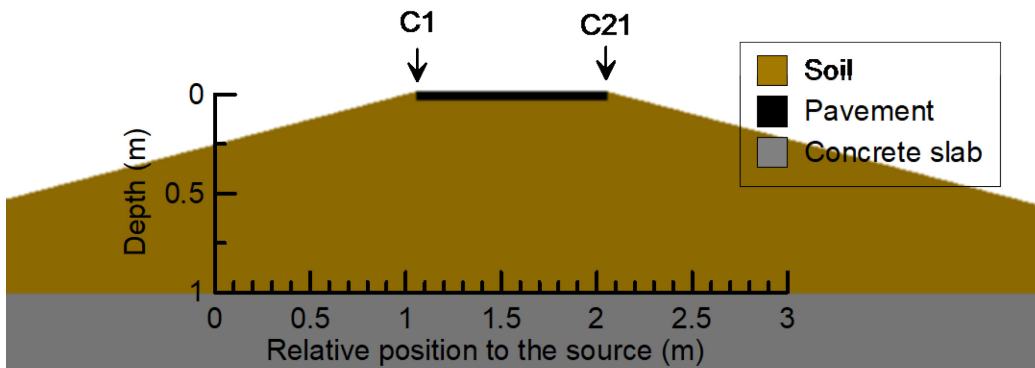


Figure 6.4 Cut through the X-Y plane of the numerical models. The axis indicates the dimensions of the model and the position relative to the location of the source which is located at the position 0 m. The experimental models have the same configuration.

Table 6.1 Elastic properties of the different materials

	Bulk Modulus (MPa)	Shear Modulus (MPa)	Density (kg/m <sup>3</sup> )
Pavement	400	200	2200
Soil	80	30	2000
Concrete	400	200	2200

For the other elements of the model, the grid spacing has a depth, length and height of 0.05 m. Table 6.1 summarizes the elastic properties of the different materials present in the models. The source used to generate the elastic waves is a Gaussian pulse defined by the following equation:

$$s(t) = A e^{-\frac{(t-t_0)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{for } t \leq t_{\max} \quad (6.3)$$

Where  $t_0$  defines the time offset of the pulse from time 0, A is the maximum amplitude reached by the pulse and  $\sigma$  changes the width of the pulse. The source takes a value of 0 when  $t \geq t_{\max}$  so that no more energy is injected into the model. The value used for  $t_0$  and  $\sigma$  were 0.004 and 0.0014 respectively in this study.

Finally, as elastic waves travel through any real medium, part of their energy is lost due to different mechanisms such as attenuation and scattering by volume and surface irregularities (Tolstoy, 1973). To reproduced this lost of energy in the numerical models, a Rayleigh damping factor with a  $\xi_{\min}$  of 2.0 % and a  $\omega_{\min}$  of 1256 rad/s was used (Itasca, 2012)



Figure 6.5 a) Placement and compaction of the soil; b) Experimental model E1; c) Experimental model E2 with the 0.06 m thick concrete slab on top of the model.

### 6.3.3 Experimental model configuration

The experimental model represents a paved structure composed of a 0.06 m thick concrete slab, which rests on a sand deposit of 6 m in length, 1 m in height and 1.8 m in width, (Figure 6.5). The two longitudinal sides of the model are restricted by the two concrete walls of the tunnel. In total, 16 tons of sand (80  $\mu\text{m}$ -5 mm) were used for the construction of this model. The embankment was constructed from several layers; each being 0.01 m thick, and compacted one by one using a vibrating plate (Figure 6.5a). The concrete slab on top of the embankment was constructed to resemble the pavement present on paved roads. The slab can easily be placed or removed over the crest of the embankment (Figure 6.5b-c) in order to study the effect of the pavement. The material required to perform the experimental tests consists of a portable computer, an acquisition system, accelerometers and a hammer and a metallic plate as a source (Tremblay et al., 2017a).

### 6.3.4 Models studied

To study the effect of the pavement on soil characterisation, two experimental tests (E1 and E2) and 7 numerical simulations (labelled N1 to N7) were performed.

Table 6.2 Summary of the configuration of the experimental and numerical models

	E1	E2	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
<b>Soil depth (m)</b>	1.0	1.0	1.05	1.0	0.95	0.9	1.05	1.05	1.05
<b>Pavement depth (m)</b>	0	0.06	0	0.05	0.1	0.15	0.05	0.10	0.15
<b>Proportion pavement / soil (%)</b>	-	6	-	5	10.5	16.7	4.8	9.5	14.3

For both the experimental and numerical models, the distance between the source and the first receiver is 1.15 m (Fig 6.4) and the inter-receiver distance was 0.1 m and 0.05 m for the experimental and the numerical models respectively. Since the receivers used during the experimental tests are accelerometers designed to record the variations of the vertical acceleration, the parameter measured at the surface of the numerical models is also the vertical acceleration. The only difference between the experimental models E1 (Figure 6.5a-b) and E2 (Figure 6.5c) is the presence of the concrete slab on the top of model E2. For the numerical models N1 to N4, the combined maximum depth of the soil and the pavement is 1.05 m and the only difference between these models is the depth of the soil and the pavement. For the numerical models N5 to N7, the depth of the soil layer is kept to 1.05 m while a pavement of various depth is added on top of the soil layer. Table 6.2 shows a summary of the depth of the soil and the concrete for the different models considered in this study. Note that the depth of the soil is measured between the top of the concrete floor and the top of the flat zone of the different models.

## 6.4 Results and discussion

In part I of this study, the effects of the presence of the pavement on the propagation energy and velocity of elastic waves are studied by analysing the recorded signals with the GST described in part I. The propagation of elastic waves through a total of 9 different 3D numerical and experimental models, as described in table 2, is studied in this section. First, Figures 6.6 and 6.7 show the dispersion relationship in terms of  $V_g$  and  $V_{ph}$  calculated from the signals recorded at a distance of 1.5 m from the location of the source for the numerical models N1, N2, N3 and N4. The position 1.5 m is chosen since it is located halfway in the middle of the flat zone at the top of the models (Figures 6.4-6.5). For each model, Figure

6.6 shows how the energy of the different groups of waves present in the recorded signals is distributed on the velocity-frequency plane (VFP). Figure 6.6 also shows the identified R0 mode as well as the other groups of waves that are either higher Rayleigh wave modes or waves being reflected from the side walls of the models. When no pavement is present (Figure 6.6a), the energy of the waves is mainly located between 150 and 300 Hz and belongs to the R0 mode. A higher mode propagating at a higher velocity of nearly 90 m/s and at frequencies higher than 185 Hz is also present. Energy belonging to waves that were reflected from the sides of the sidewalls of the model and propagating at a velocity of 43 m/s is also visible on Figure 6.6a. Figure 6.6b, c and d show that the addition of the pavement at the surface of the model changes the energy distribution and the velocity of the recorded waves. More energy is found at lower frequencies (below 150 Hz) and the energy present in the R0 and higher modes vary depending on the pavement depth. When the depth of the pavement is 0.15 m, most of the energy of the Rayleigh waves is propagating on a higher mode (labelled R0<sub>2</sub>) at frequencies above 140 Hz. However, although carrying less energy, waves belonging to the R0 mode (labelled R0<sub>1</sub>) are present at frequencies above 140 Hz as indicated on Figure 6.6d. The presence of waves reflected from the sidewalls of the models is also visible on Fig. 6.6b, c and d. These waves travel at velocities lower than the R0 mode. Figure 6.7a shows the calculated  $V_{ph}$  of the R0 modes identified on Figure 6.6 while Figure 6.7b shows the difference, in percentages, between the phase velocity of the R0 mode of the models with pavement (N2-N3-N4) and the model without pavement (N1). Note that the presence of the pavement generally causes an increase of  $V_{ph}$  that varies depending on the frequency but this increase tends to be higher at lower frequencies. Also, computing the phase velocity (Figure 6.7), using the higher mode (R0<sub>2</sub>) instead of the true R0 mode (R0<sub>1</sub>) would result in overestimating  $V_{ph}$  by more than 20 %.

As opposed to the numerical models N2, N3 and N4 where the pavement was located within the soil layer, for the numerical models N5, N6 and N7, the pavement is located directly on top of the soil layer as described in table 6.2. Figure 6.8 shows the variation of the group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source for models N1, N5, N6 and N7. As for models N2, N3 and N4, the presence of the pavement at the surface of models N5, N6 and N7 changes the energy distribution of the waves in the VFP.

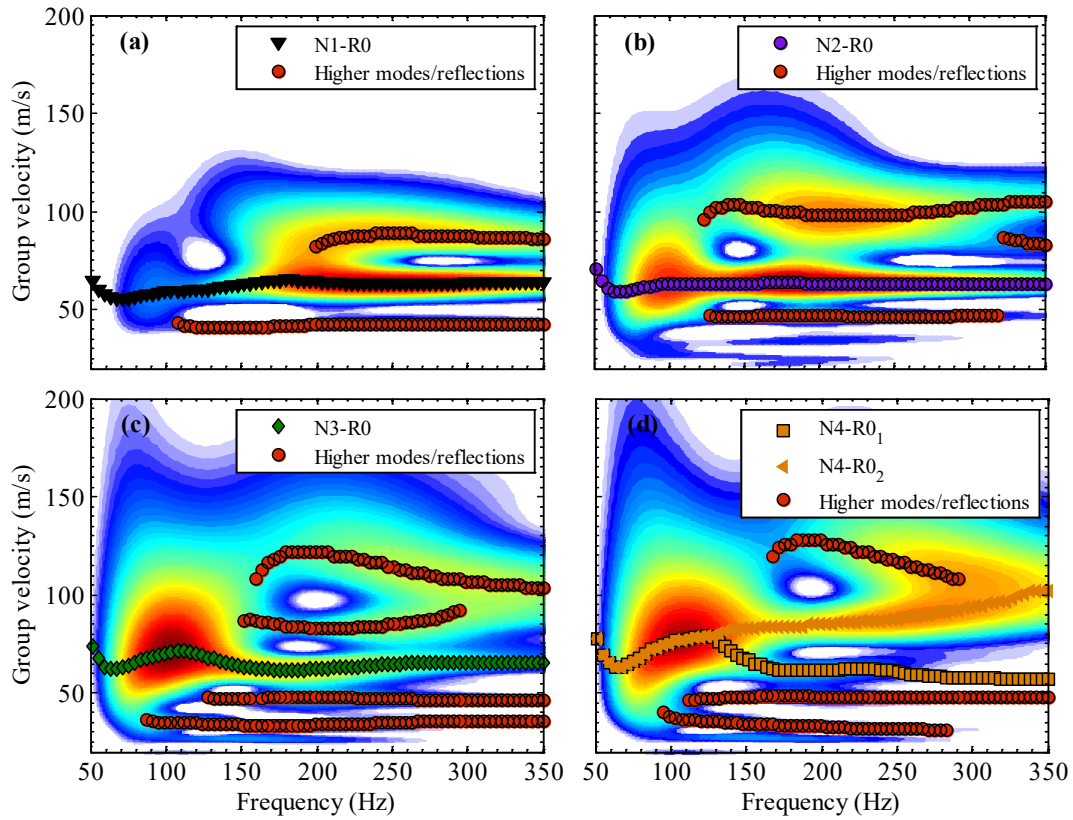


Figure 6.6 Energy distribution and group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source of numerical models: (a) N1, (b) N2, (c) N3 and (d) N4. The line N4-R0<sub>2</sub> is a higher mode but is shown here to demonstrate the importance to avoid mode mixing.

The marks indicate the location where the R0, higher modes and reflections were identified on the VFP as indicated in the legend of all plots.

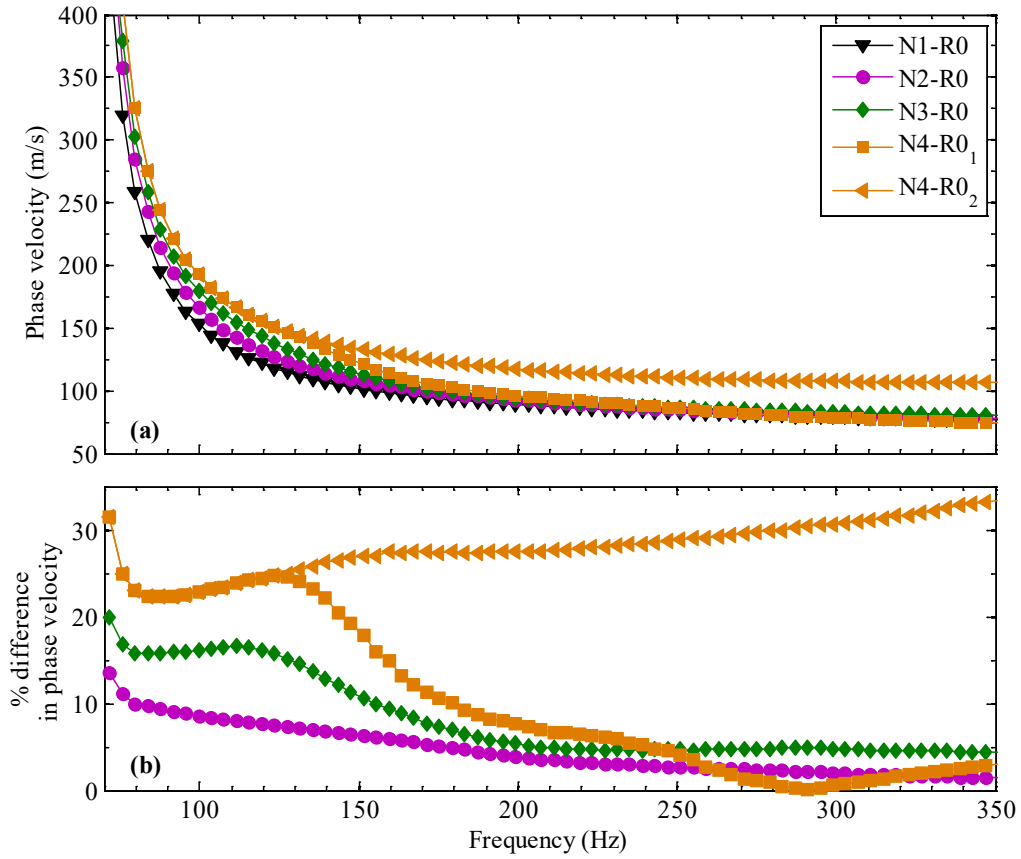


Figure 6.7 (a) Phase velocity dispersion curves of the identified R0 mode calculated based on the group velocity curves identified in Figure 6. The line N4-R0<sub>2</sub> is a higher mode but is shown here to demonstrate the importance to avoid mode mixing. (b) Difference in percentages between the phase velocity of model N1 and of models N2, N3 and N4.



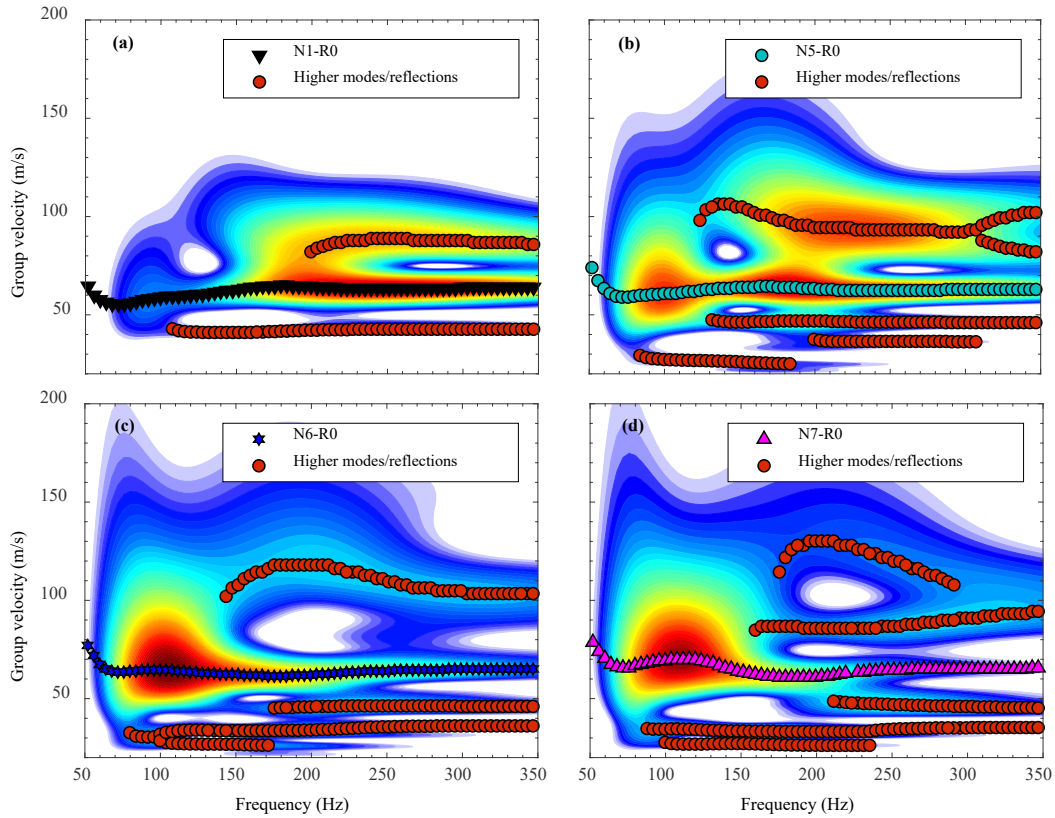


Figure 6.8 Energy distribution and group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source of numerical models: (a) N1, (b) N5, (c) N6 and (d) N7. The marks indicate the location where the R0, higher modes and reflections were identified on the VFP as indicated in the legend of all plots.

However, when comparing the contours and velocities of the models with the same pavement depth (N2-N5, N3-N6, N4-N7), especially for models N6 and N7, the presence of the pavement is less likely to cause mode mixing since higher modes carry less energy than in models N3 and N4. Figure 6.9a shows the variation of the phase velocity calculated based on the identified R0 modes of Figure 6.8 while Figure 6.9b shows the difference in % between the phase velocity of model N1 and models N5, N6 and N7. As shown in Figure 6.9b, although the depth of the pavement is the same for models N2-N5, N3-N6 and N4-N7, its presence creates smaller variations of the phase velocity when the depth of the soil layer does not vary (N5, N6, N7). Also, the phase velocity curves of models N1, N5, N6 and N7 are nearly parallel to the vertical axis at the same frequency (near 70 Hz).

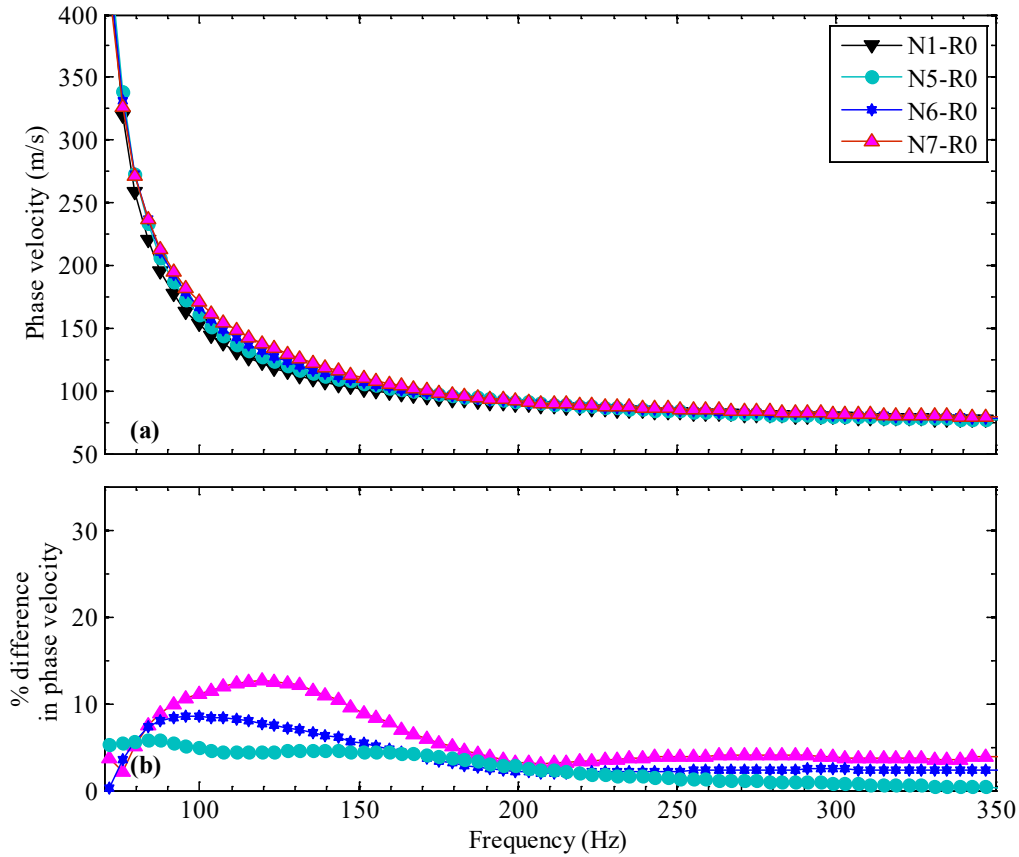


Figure 6.9 (a) Phase velocity dispersion curves of the identified R0 mode calculated based the group velocity of models N5, N6 and N7 (not shown) (b) Difference in percentages between the phase velocity of model N1 and of models N5, N6 and N7.

This is different from models N2, N3 and N4 (Figure 6.7a) where the phase velocity curves were parallel to the vertical axis at different frequencies. As shown in Figure 6.7a, when the depth of the soil layer decreases, the frequency at which the velocity becomes nearly parallel to the vertical axis increases. Theoretically, at low frequencies the phase velocity curve of the R0 mode should reach the phase velocity of the bottom layer which in this case is the concrete slab forming the floor of the numerical models (Tolstoy, 1973). Therefore, in Figures 6.7 and 6.9, the variation of the phase velocity is rapid and nearly parallel to the vertical axis at a certain frequency because the rigidity contrast between the soil and the concrete is high (table 6.1). Conceptually, the phase velocity curves of models N2, N3 and N4, can be seen as shifted versions to the right of the frequency axis of the phase velocity curve of model N1 as it was also demonstrated in Tremblay et al. (2017), while the phase velocity curves of models N5, N6 and N7 can be seen as shifted versions

up the velocity axis of the phase velocity curve of model N1. When investigating a shallow soil profile, it therefore seems that the presence of the pavement does increase the propagation velocity of Rayleigh waves. However, when the source is in direct contact with the surface of the soil, the depth of the soil layer has more importance on the variation of the velocity than the depth of the pavement and its presence does not prevent the characterisation of the soil profile under the pavement if the R0 is adequately identified. Figure 6.10a,b shows the energy contours and the identified group velocities of the different wave groups present in the recorded signals of models E1 and E2 at a position of 1.5 m. Figure 6.10c,d shows the calculated phase velocity of the R0 modes identified in Figure 6.10a,b. The position 1.5 m on the experimental model is located halfway in the middle of the flat zone at the top of the models E1 and E2 (Figure 6.4-6.5). As for the numerical models, waves reflected from the concrete walls of the model and propagating at a velocity of 35 m/s are visible on the group velocity plot of model E1 and E2 (Figure 6.10a,b). Also, as for the numerical models, the presence of the pavement changes the energy distribution of the different group of waves present in the VFP. For model E1, although a higher mode carries most of the energy at frequencies above 115 Hz, it is nevertheless possible to correctly identify the R0 mode and the higher mode since they are sufficiently spaced in the VFP. However, the addition of the pavement makes mode mixing more likely to occur above 100 Hz since a higher mode carrying more energy than the R0 mode appears at a short distance from it on the VFP. Using analysing windows adapted to the signal is therefore necessary to correctly identify both modes (Tremblay and Karray, submitted for publication). As shown in Figure 6.10d, using the higher mode (R0<sub>2</sub>) instead of the true R0 mode (R0<sub>1</sub>) to compute the phase velocity would result in overestimating the phase velocity.

## **PART II**

### **6.5 Case studies**

In part II of this manuscript, two different case studies are presented to confirm the conclusions established based on the numerical and experimental tests presented in part I.

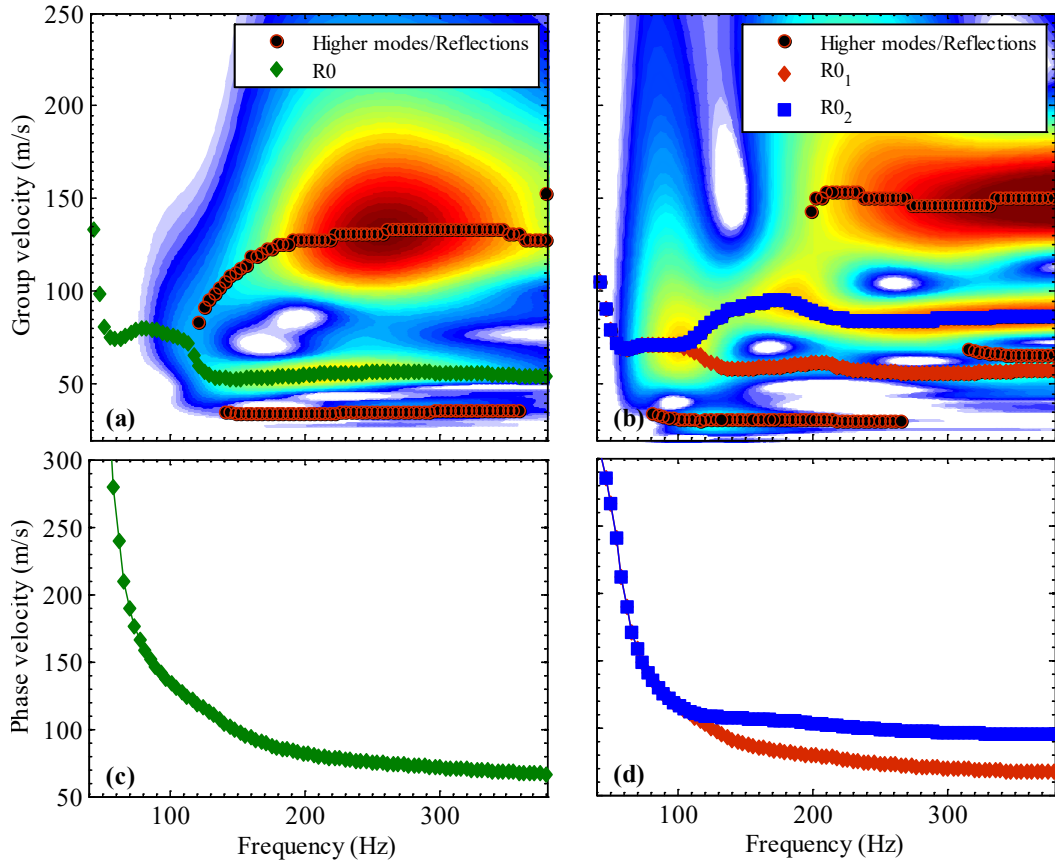


Figure 6.10 Energy distribution and group velocity calculated at a distance of 1.5 m from the source of the experimental models: (a) E1, (b) E2. Phase velocity of the identified R0 mode of models (c) E1 and (d) E2. The line R02 is a higher mode but is shown here to demonstrate the importance to avoid mode mixing.

These case studies also aim to show how SWT can be used for different applications of civil engineering.

### 6.5.1 Inspection of the lids of underground structures

In many modern cities, underground structures such as those shown in Figure 6.11a are used for various applications such as the transit of power lines, water and communication cables. These underground structures are typically located under a relatively shallow soil layer which is often covered by roads or sidewalks (Tremblay et al., 2017). The thickness and elastic properties of this rigid layer vary since it may be made of concrete or asphalt. In the province of Québec, Canada, Hydro-Québec Distribution (HQD) uses underground concrete structures for the transit of power lines in urban areas where overhead lines would be impractical due mainly to space considerations. Although protected from most

environmental hazards, these structures are nevertheless prone to deterioration as they age (Tremblay, 2013). Due to their vital roles, they must be properly maintained based on reliable inspection reports. Currently, the inspection of these structures is mainly performed with destructive techniques such as drilling performed from the interior of the structure. However, direct access to the interior of the structure raises several safety concerns owing to their location and to the presence electrical equipment in a confined spaced with limited access (Hydro-Québec, 2008; Tremblay et al., 2017). The use of a non-destructive technique that could be performed directly from the surface of soil/pavement would therefore be advantageous.

To test the effectiveness of different non-destructive techniques for the inspection of the lids of their underground structures, HQD build six underground concrete structures on an experimental site located near the city of Varennes in the province of Québec, Canada. Within these six structures, the surface of the lid of some of them were intentionally damaged to simulate the degradation occurring on real structures. The location of these structures is shown in Figure 6.11b. Each of these structures is linked to the surface by a cylindrical manhole which appear as dark brown circles on Figure 6.11b. As shown in Figures 6.11b and 6.12, the structure is covered by an asphalt or a concrete layer of a depth of 0.075 and 0.25 m respectively, placed on top of a homogeneous and compacted soil layer of less than 1.0 m in depth. As shown in Tremblay et al. (2017), seismic tests similar to those used in part I were performed over the area where the structures are located to evaluate the condition of the surface of the lid of each structure. Although the method is still under development, the results of these inspections have shown the effectiveness of the proposed method (Tremblay, 2013; Tremblay et coll., 2017; Tremblay et al., submitted for publication).

In this section, it will be shown how the presence of the asphalt and the concrete layers affects the propagation of surface waves. To do so, a survey line was performed along the line L1 shown in Figure 6.11b where the surface of the structure is covered by asphalt and concrete as shown in Figure 6.12. Figure 6.13a shows the variation of the calculated phase velocity along L1 (Figure 6.13b) at 2 different frequencies.

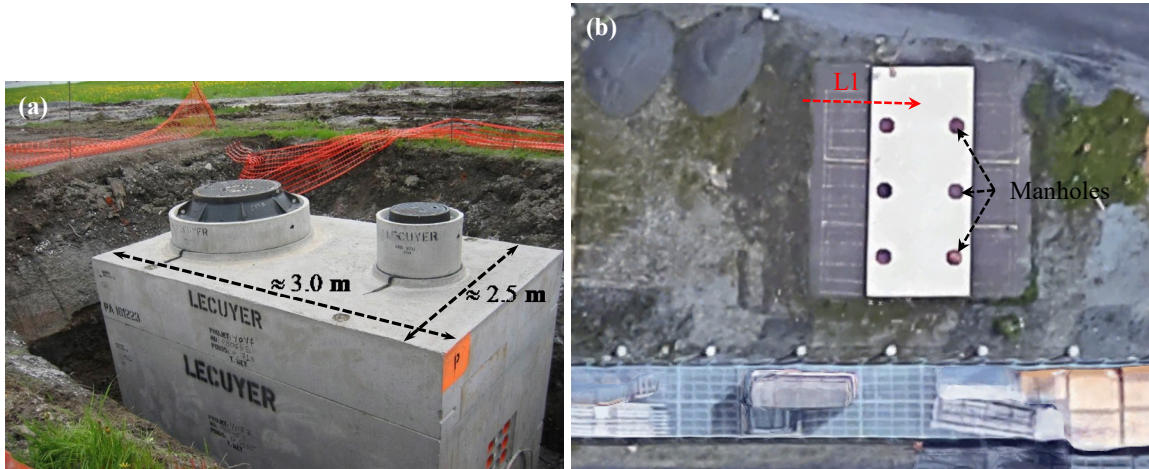


Figure 6.11 (a) Typical underground utility structure. (b) Aerial view of the HQD experimental site. Six different concrete structures are located below the 6 different manholes. The red dashed line shows the position of the survey line L1.

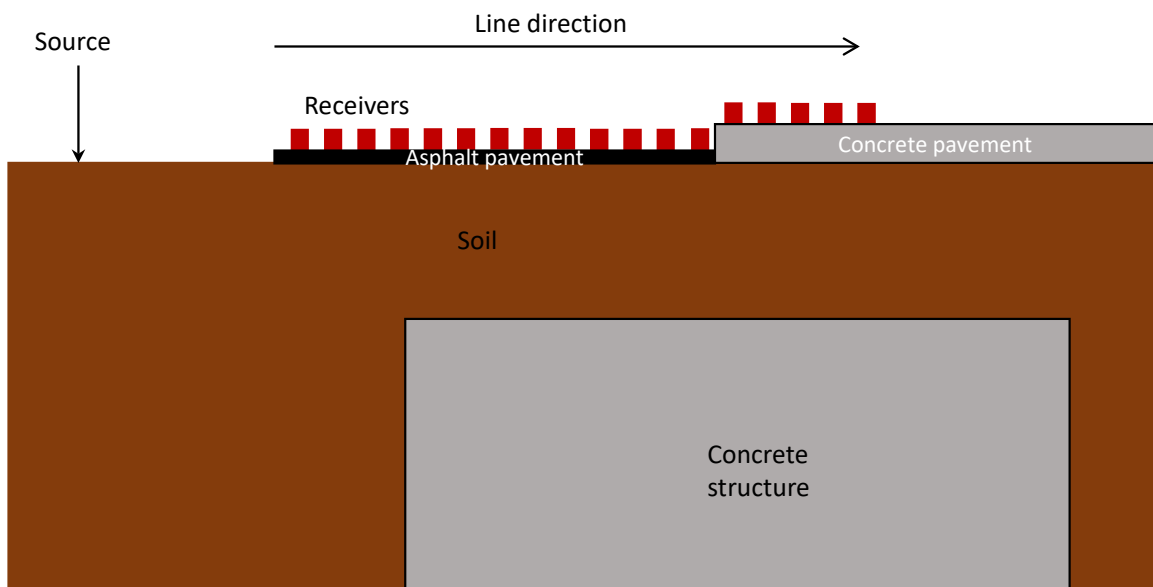


Figure 6.12 Schematic side view showing the position of line L1 with respect to the position of the structure and of the asphalt and concrete pavements.

As shown in Figure 6.13, the beginning of the concrete structure at a position of 0 m causes a sudden change of phase velocity. In Tremblay et al. (2017) and Tremblay et al. (submitted for publication), it was shown that a sudden change of group velocity also occurs due to the presence of the structure. The variation of the phase velocity is presented in this manuscript so that the findings made with Figures 6.7 and 6.9 can be validated. The sudden change of velocity does however not occur at the same position for different frequencies

because the sudden variation is caused by the interaction of different waves as they reach the concrete structure. Since different frequencies have different wavelengths, constructive and destructive interactions creating sudden variations of the velocity will occur at different locations near the beginning of the concrete structure (Tremblay et al., 2017; Tremblay et al., submitted for publication). The latter was also previously observed by Gucunski et al. (1996) using numerical modelling and the SASW technique. Shortly after the beginning of the concrete structure, the increase in velocity is nearly constant until the position 1.9 m which corresponds to the position where the receivers are located over the concrete layer. Since  $V_{ph}$  is calculated with respect to the location of the source, it is expected that the value of  $V_{ph}$  should increase along the surface of the structure. This happens since the waves do not travel at the same velocity before and after the beginning of the concrete structure (Tremblay et al., 2017; Tremblay et al., submitted for publication). After 1.9 m, the rate of increase of the  $V_{ph}$  is different than what it was when the receivers were located over the asphalt layer. However, as it was observed in Figures 6.7 and 6.9, the change of the depth of the pavement does not affect all frequencies equally. Indeed, it was shown in part I that when the depth of the soil is the same but the depth of the pavement is different, the presence of the pavement only has a small effect on  $V_{ph}$  calculated at low frequencies. This conclusion is validated by Figure 6.13a which shows that passed 1.9 m, the rate of increase of the phase velocity is higher than before 1.9 m at 90 Hz while it remains nearly unchanged at 75 Hz.

Figure 6.14 shows the energy distribution (Figure 6.14a,b), the calculated  $V_g$  for the R0 and higher Rayleigh modes (Figure 6.14a,b) and the calculated  $V_{ph}$  (Figure 6.14c,d) for a receiver located over the asphalt pavement (Figure 6.14a,c) and for a receiver located over the concrete pavement (Figure 6.14b,d). In accordance to the conclusions of part I (Figures 6.6 and 6.8), the presence of a deeper pavement modifies the energy distribution in the VFP and mode mixing is more likely to occur at high frequencies (in this case above 80 Hz) due to the presence of a higher mode carrying more energy than the R0 mode. Figure 6.14d also shows that calculating  $V_{ph}$  based on  $V_g$  of the higher mode (Figure 14b) would cause an overestimation of  $V_{ph}$ .

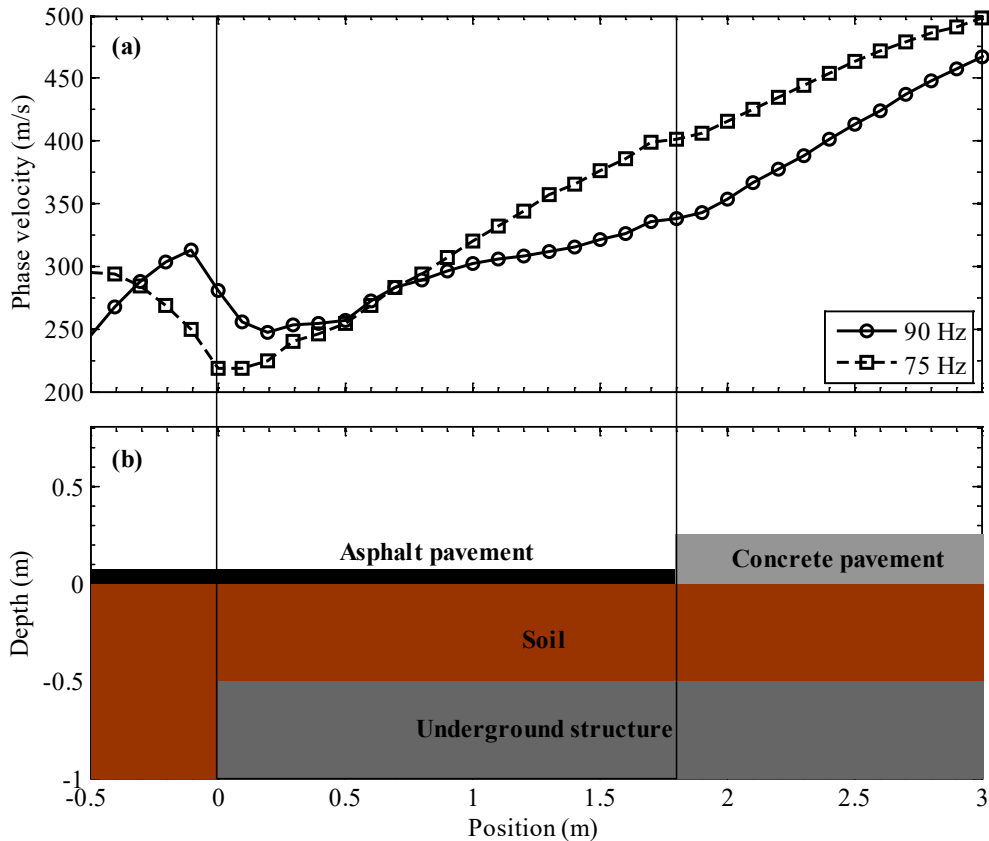


Figure 6.13 (a) Variation of the calculated phase velocity at 75 and 90 Hz at the different receivers located along L1. (b) Schematic side view of the surveyed underground profile. The position 0 m corresponds to the location of the beginning of the concrete structure.

### 6.5.2 Effect of a road pavement

As described in the introduction, the MMASW technique was successfully used since 2002 for the characterisation in terms of Rayleigh wave velocity and  $V_s$  of many road foundations in the province of Québec, Canada (Karray et al., 2016). In this section, it will be shown how the presence of a rigid pavement on the surface of a road embankment affects the Rayleigh wave velocities and the  $V_s$  profiles calculated with the MMASW technique. The data analysed in this section were collected during the survey of a real road (highway) embankment that was surveyed before and after being paved with an asphalt layer (Figure 6.15). As shown in Figure 6.15, the section of the road surveyed is located over a steel culvert used to let the water flow from one side of the road to the other.



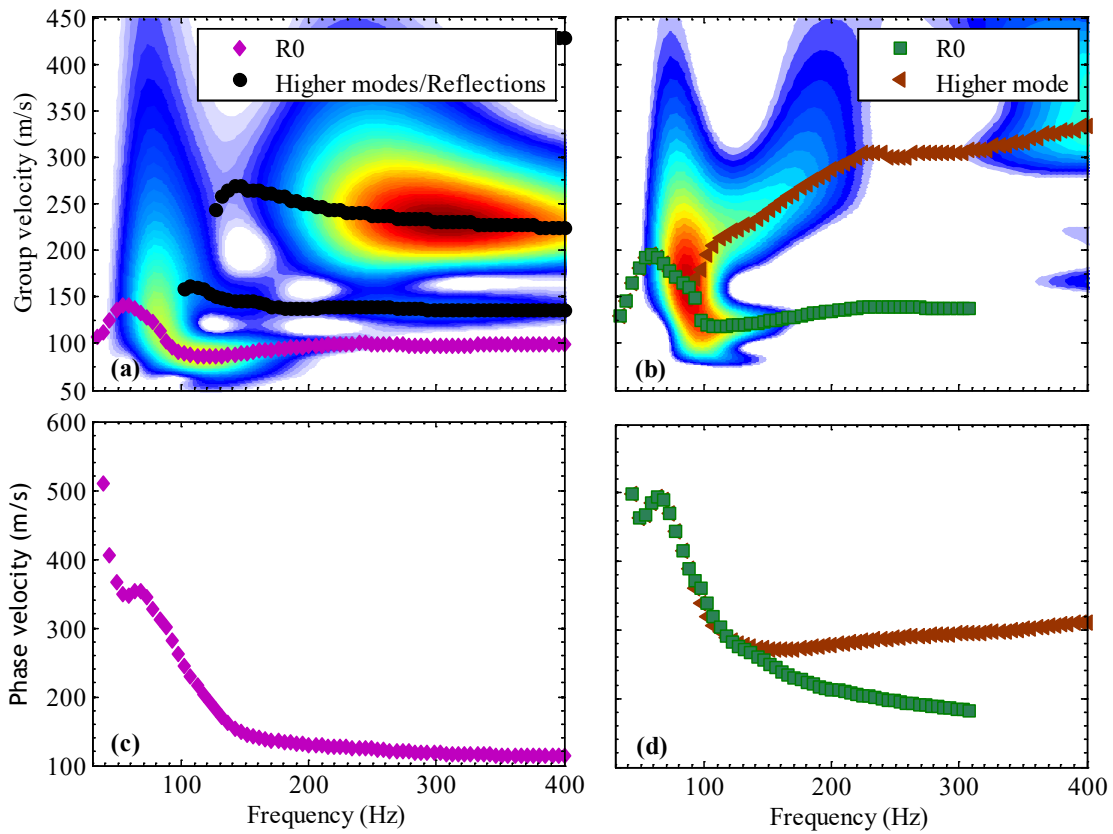


Figure 6.14 Energy distribution and group velocity calculated at a position of (a) 1.2 m and (b) 2.3 m. Phase velocity of the identified R0 mode at a position of (c) 1.2 and (d) 2.3 m.

This section of the road is surveyed since it was found that anomalies within the soil layer tend to occur within the soil surrounding these culverts (Karray and Lefebvre, 2009a; Karray et al., 2016). Four survey lines, two without the pavement and two with the pavement, were performed over the investigated profile. To survey the entire desired soil profile, it was necessary to perform one line on either side of the road (to cover the left and right lanes) before and after the pavement was added since vehicles were allowed to circulate on the lane that was not surveyed.

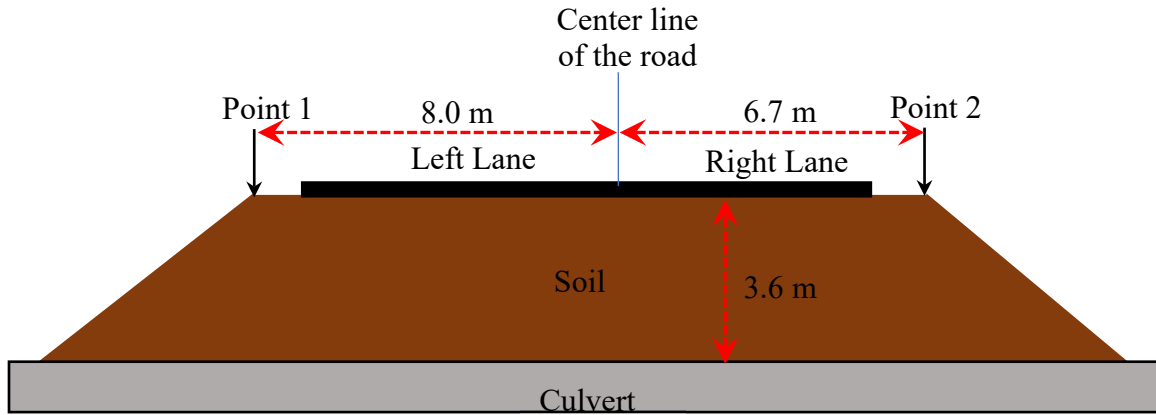


Figure 6.15 Schematic side view showing the investigated road embankment profile.

The distance between the source and first receiver was 1.2 m and the inter-receiver distance was 0.2 m. Figure 6.16 shows the variation of the calculated phase velocity of the R0 mode along the investigated profile with respect to the points 1 and 2 of Figure 15. Figure 6.16a shows the calculated velocity without the pavement while Figure 6.16b shows the calculated velocity after the pavement was added. Note that the velocity profile begins at a shorter distance from point 1 in Figure 6.16b since the source had to be placed 0.6 m behind the location where it was located when no pavement was present (Figure 6.16a). The source had to be moved ‘backward’ since the pavement was added on a larger area than expected thus covering the original location of the source. Also, there is a zone between 7.2 and 9.7 m in Figure 6.16a where no velocities are calculated since it was not possible to place the receivers within this interval due to the road traffic. This zone is however covered when the pavement is present (Figure 6.16b) since the road traffic was deviated farther from point 2 in this case. In both cases (Figure 6.16a,b), a zone of lower velocity at wavelengths longer than 3.0 m appears between 5.5 and 8.8 m. Also in both cases, the calculated velocities are maximal between 3 to 5.5 m and between 8.8 to 11.0 m at wavelengths longer than 3.0 m. The main difference between the contours of Figure 6.16a and b is that the calculated velocities are higher in the case where the pavement is present. This observation is in accordance with the findings made in part I. However, the increase of  $V_{ph}$  observed when the pavement is present (Figure 6.16b) could be due in part to the compaction performed by a drum roller after the pavement was added. Nevertheless, it is unlikely that the

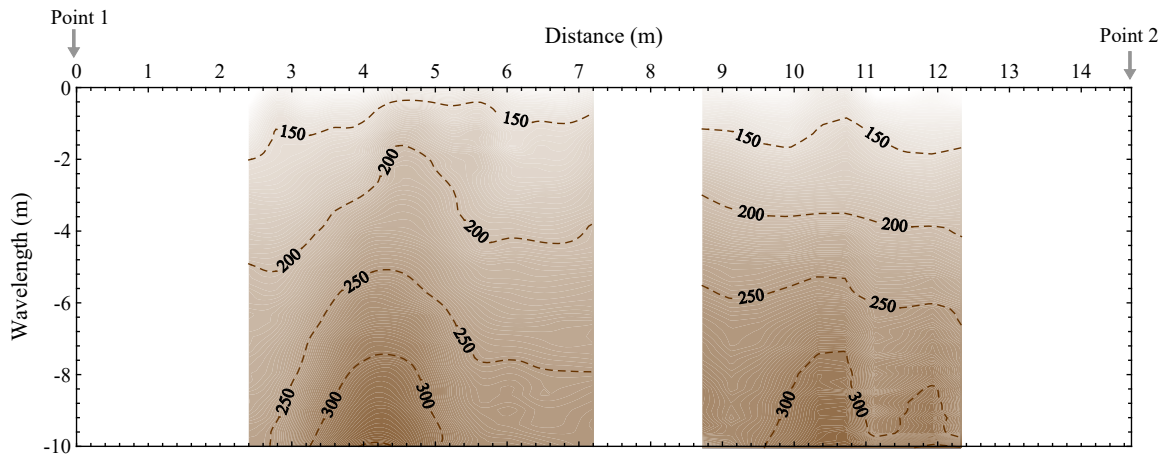
equipment used for the compaction of the pavement would caused an increase of the phase velocity over the entire 3.6 m thick soil profile.

The MMASW technique was also used to compute the  $V_s$  profile with and without pavement based on the phase velocities calculated between 3 and 3.6 m and between 3.8 and 4.4 m as shown in Figure 6.17. As described in the MMASW section of part I, the inversion process proceeds by calculating theoretical Rayleigh waves dispersion curves that are then compared to the calculated dispersion curves. The theoretical curves are calculated assuming the propagation of plane waves in a laterally homogeneous system of layers.

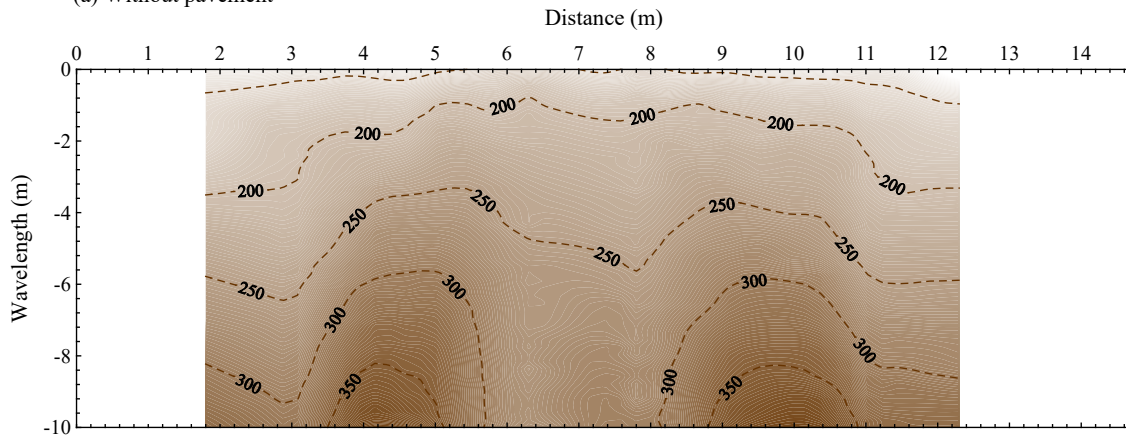
For the calculation of the theoretical dispersion curves, numerical and experimental studies have shown that when the source is placed on the surface of the soil, the presence of the pavement can be realistically taken into account in the case where the velocity of the bottom layer is equal or higher than the velocity of the rest of the model (Schwab, 1970; Karray and Lefebvre, 2009a). Figure 6.17a shows that the presence of the pavement tends to increase  $V_s$  especially at longer wavelengths while Figure 6.17b shows that although the presence of the pavement changes the  $V_s$  profile, it does not cause a general increase or decrease of the calculated  $V_s$ . Therefore, although the presence of the pavement affects the calculated  $V_s$  profiles, the profiles calculated before and after the road was paved are nevertheless valid and representative of the characteristics of the soil profile.

## **6.6 Conclusions**

The presence of a rigid layer such as an asphalt or a concrete pavement at the surface of a soil profile is known to create several issues in surface wave testing. However, it was shown in previous studies that placing the source in direct contact with the soil while leaving the receivers at the surface of the pavement mitigates most of these issues. Using this configuration of source and receivers on experimental and 3D numerical models, this manuscript shown and explained that although the presence of the pavement at the surface of the soil changes the energy distribution of the waves in the time-frequency plane and tends to increase the calculated phase velocity, it does not prevent the characterisation of the soil layer located below the pavement.



(a) Without pavement



(b) With pavement

Figure 6.16 Contour map of the calculated phase velocity (a) before and (b) after the road was paved by an asphalt layer.

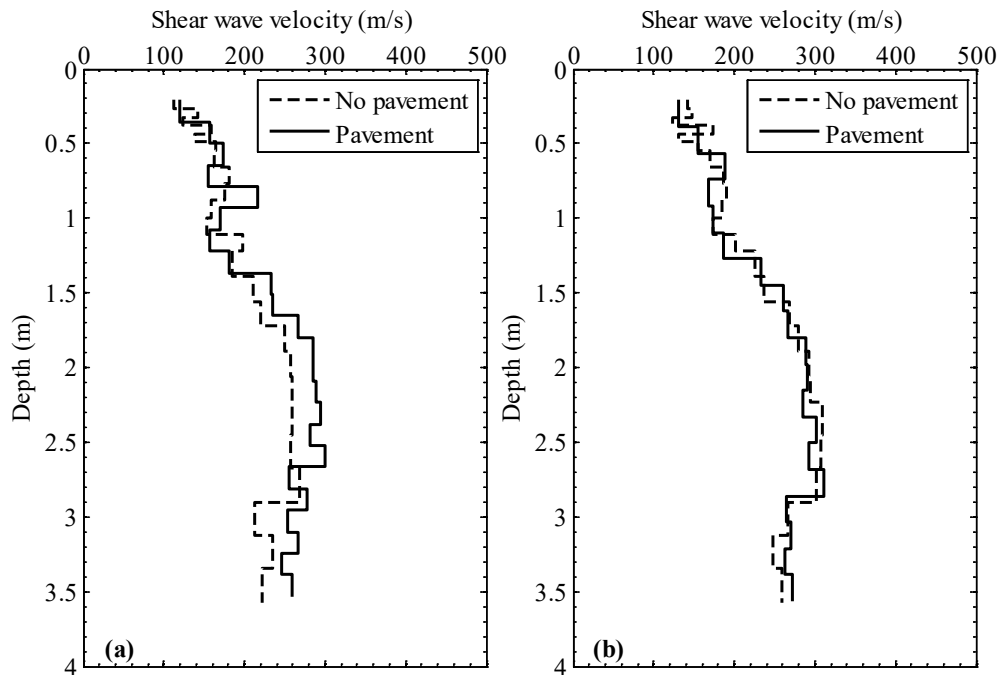


Figure 6.17 Comparison of the inverted shear wave velocity profiles before and after the road was paved. (a)  $V_s$  profiles between 3 and 3.6 m (b)  $V_s$  profiles between 3.8 and 4.4 m

However, mode mixing problems are more likely to occur since higher Rayleigh wave modes tend to carry more energy when the pavement depth is increased. The two signal processing techniques used in this study, the GST and the MMASW, were however able to identify and separate the different Rayleigh modes present in the recorded signals therefore avoiding mode mixing problems. To show the relevance of the conclusions just mentioned, two case studies were also presented at the end of the manuscript. These case studies have shown how SWT can be used for different engineering applications where the condition of an underground soil profile of shallow depth or structure covered by a pavement of various depth and properties is investigated. Further studies should however be performed to study the effects of the presence of a pavement on deeper soil profiles.

## **Acknowledgements**

The authors would like to thank the MTMDET and Hydro-Québec for their financial support throughout this research project.

# CHAPITRE 7

## RÉSUMÉ DES RÉSULTATS DES SIX STRUCTURES DU SITE DE L'IREQ

### **7.1 Présentation des résultats pour chacune des six structures**

Dans la section 7.1, les résultats obtenus à l'aide de la configuration perpendiculaire montrée dans le chapitre 6 seront présentés pour chacune des six structures du site expérimental de l'IREQ. Afin de valider les résultats obtenus à l'aide de la configuration perpendiculaire, ces résultats seront comparés avec ceux obtenus à l'aide de la configuration linéaire. Sauf indication contraire, les cartes de contours sont présentées de façon à ce que les capteurs en haut des cartes (axe Y) soient les plus près du bâtiment (PLB) (figures 4.1-4.2). Bien que les résultats obtenus pour les dalles 1-2-3 (appelée A-C-B dans les articles) aient déjà été présentés dans les articles des chapitres 5 et 6, ils sont néanmoins

également rapportés dans ce chapitre en plus des résultats obtenus pour les 3 autres dalles. Les cartes de contours des dalles 1, 2 et 3 sont présentées à une fréquence de 80 Hz tandis que celles des dalles 4, 5 et 6 sont présentées à une fréquence de 65 Hz. Comme exposé dans l'article du chapitre 5, ce choix de fréquence est fait en analysant les caractéristiques de la courbe de dispersion du mode R0. La figure 7.1 indique la localisation des cartes de contours par rapport à la position des différentes structures du site expérimental. La position des structures est également indiquée sur les cartes de contours des sections 7.1.1 à 7.1.6.

#### 7.1.1 Dalle 1

La figure 7.12 montre la carte des contours calculée à une fréquence de 80 Hz pour la dalle 1. L'axe vertical (axes-y) de la figure correspond au numéro de capteur des différentes lignes d'essais (axe x) qui sont qu'en a-t-elles identifiées en fonction de leur positionnement (estimé) par rapport à la structure. Une ligne se trouvant à la position 0.0 m serait donc située directement au-dessus du début de la dalle tandis qu'une ligne située à une position de -0.2 m se trouve à 0.2 m avant le début de la structure. La figure 7.2 montre également la position des lignes 1A et 1B dont les résultats sont présentés dans le chapitre 4 et la section 7.1.3. Plusieurs éléments importants apparaissent sur la figure 7.2, mais ne seront pas décrits dans cette section puisqu'ils ont déjà été présentés et expliqués en détail dans l'article du chapitre 6. L'analyse de la carte de contours ainsi que des résultats des lignes 1A et 1B confirme que la dalle 1 est intacte.

#### 7.1.2 Dalle 2

La figure 7.3 montre la carte des contours en vitesse de groupe de la dalle 2, l'échelle de couleur et la position des lignes parallèles additionnelles qui ont été réalisées au-dessus de la dalle 2 afin de valider les résultats de la carte de contours. Tout comme pour la dalle 1, la carte de contour de la dalle 2 montre un pic de vitesse se produisant avant la dalle à une position de -0.2 m. Ce pic de vitesse est également vis-à-vis la position de la source qui dans cet essai semble se trouver vis-à-vis le capteur 8. Il est également possible de localiser la dalle qui se trouve entre les capteurs 1 et 13.



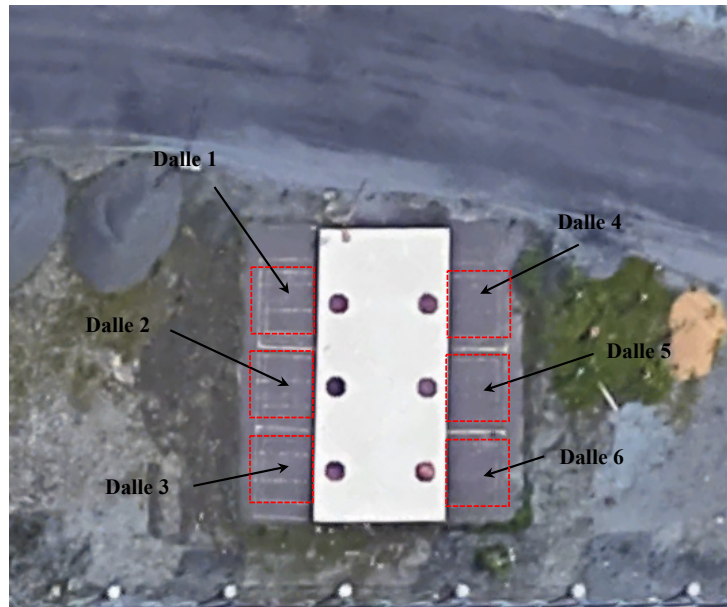


Figure 7.1 Vue aérienne du site expérimental de l'IREQ montrant la zone couverte par la carte des contours de chaque dalle montrée dans les sections 7.1.1 à 7.1.6.

L'information la plus importante pouvant être observée à l'aide de la carte de contours concerne cependant la variation de la vitesse de groupe au-dessus de la dalle 2. En effet, il est possible de remarquer que la vitesse n'augmente pas de façon constante au-dessus cette dalle. Il semble donc y exister une zone d'endommagement importante entre les capteurs 6 et 13 entre les positions 0.6 et 1.9 m. Afin de vérifier cette hypothèse, des lignes d'essais parallèles additionnelles ont été réalisées au-dessus de la dalle 2. Les résultats en termes de la variation de la vitesse de groupe sont présentés dans la figure 7.4. Ces résultats montrent que pour les lignes 2C, 2D et 2E, une diminution importante de la vitesse de groupe se produit près de la position 0.6-0.7 m contrairement à la ligne 2B où la vitesse de groupe continue d'augmenter après cette position. Ces résultats indiquent donc que la dalle 2 est endommagée sur une partie importante de sa surface.

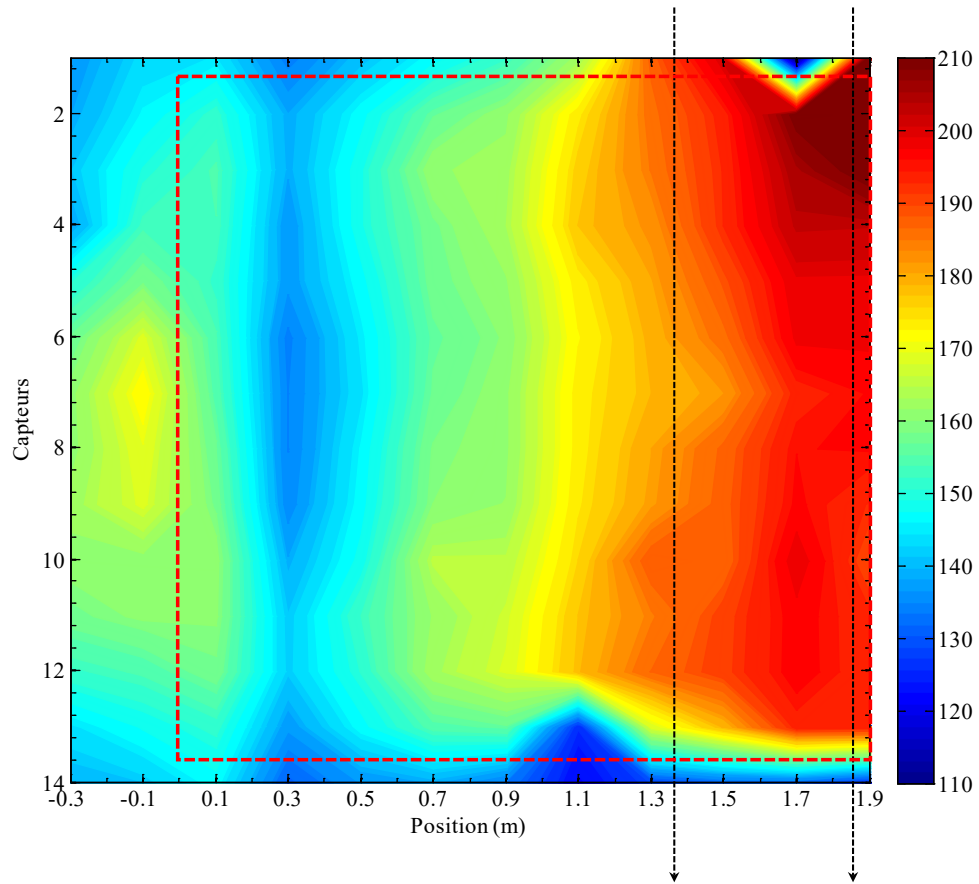


Figure 7.2 Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 1. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.

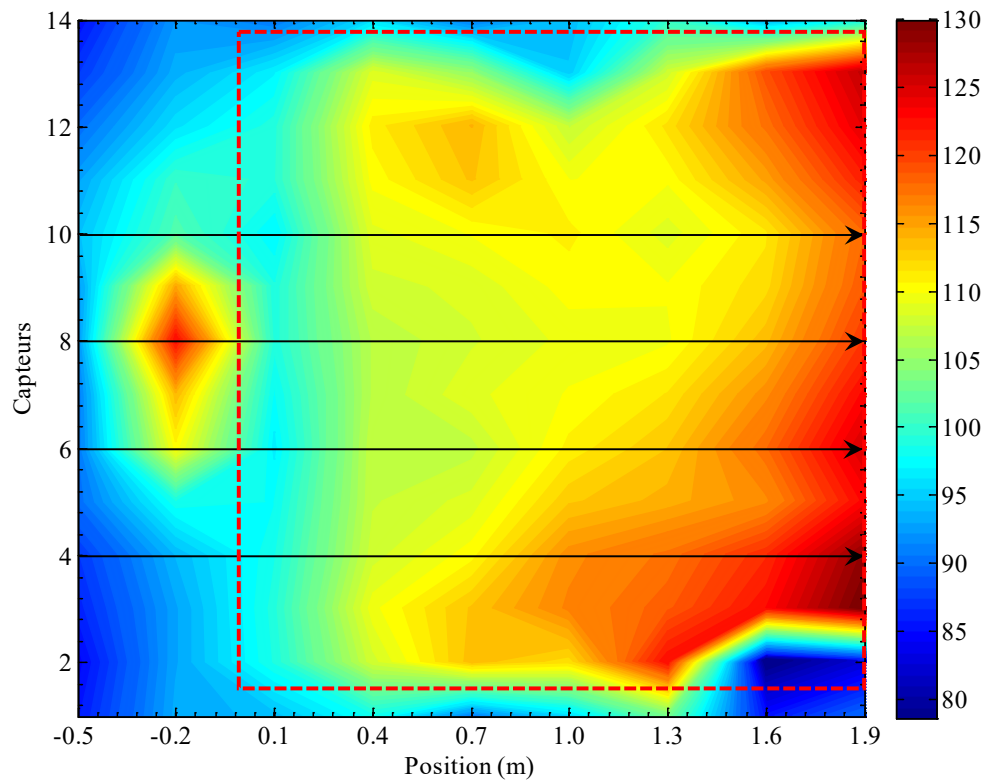


Figure 7.3 Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 2. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.

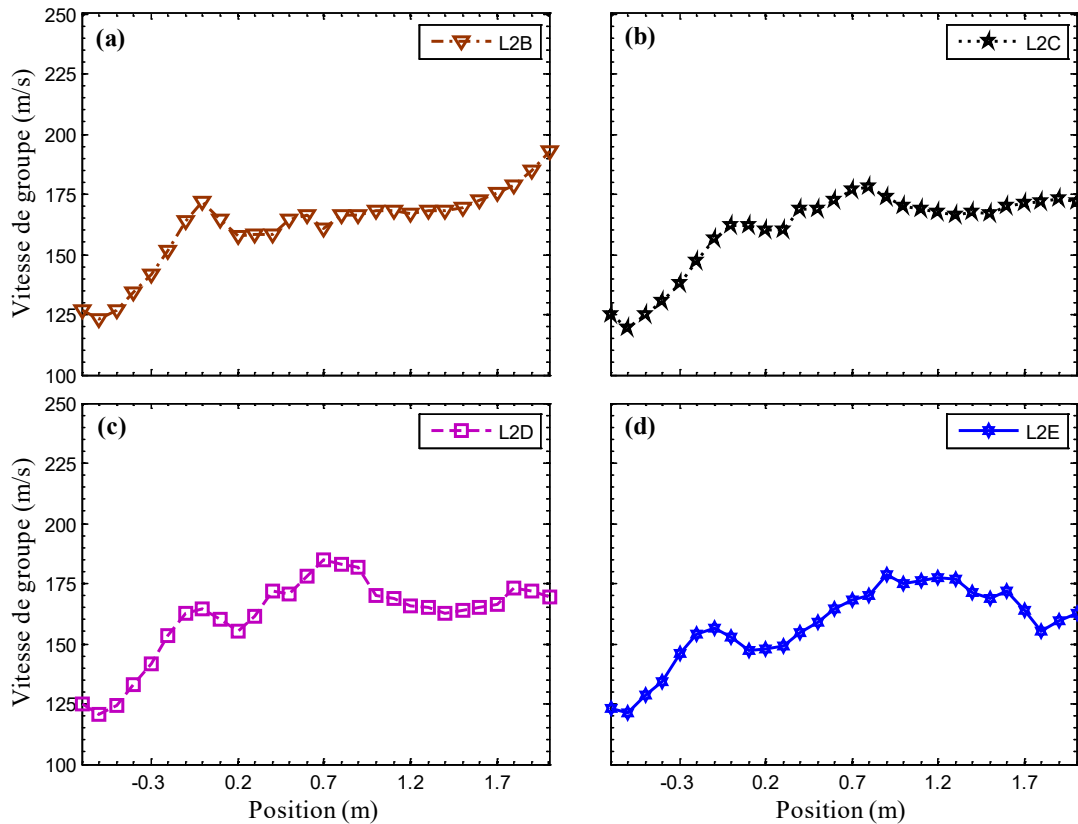


Figure 7.4 Variation de la vitesse de groupe au-dessus de la dalle 2 pour les lignes (a) 2B (b) 2C (c) 2D et (d) 2E.

### 7.1.3 Dalle 3

La figure 7.5 montre la carte de contours en vitesse de groupe de la dalle 3, l'échelle de couleur et la position des lignes parallèles additionnelles qui ont été réalisées au-dessus de la dalle 3 afin de valider les résultats de la carte de contours. Tout comme pour les dalles 1 et 2, la carte de contours de la dalle 3 montre un pic de vitesse se produisant avant la dalle à une position de -0.2 m. Contrairement aux dalles 1 et 2, ce pic de vitesse n'est cependant plus vis-à-vis de la position de la source qui se trouve encore une fois entre les capteurs 7 et 8. Cette localisation du pic de vitesse indique que l'état de la dalle n'est pas le même de part et d'autre du centre de la dalle 3 (avant et après le 'capteur 7.5'). Il est cependant tout de même possible de localiser la position de la dalle 3 qui se trouve entre les capteurs 1 et 13. Tout comme pour la dalle 2, les contours de la dalle 3 indiquent des zones où la vitesse de groupe est plus basse et donc où la dalle est endommagée. Ces zones sont situées de chaque cotée de la dalle 3 entre les capteurs 1 et 5 et entre les capteurs 9 et 13.

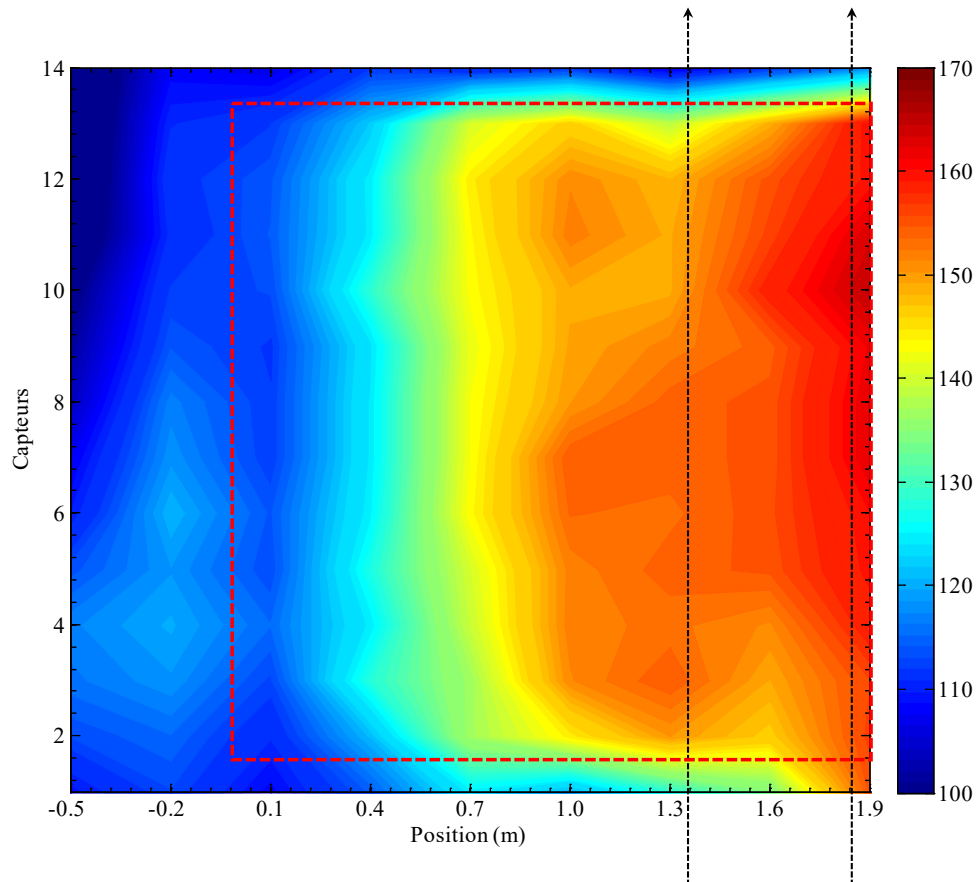


Figure 7.5 Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 3. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.

Une comparaison des résultats obtenus à la suite des essais des lignes 1A, 1B, 3A et 3B permet de confirmer que l'état de la dalle 3 n'est pas le même que celui de la dalle 1. Ces comparaisons sont présentées aux figures 7.6 et 7.7. Ces résultats montrent que les courbes de vitesse de groupe et de phase des lignes 1A et 1B sont similaires tandis que les courbes des lignes 3A et 3B comportent de nombreuses différences. Les différences entre la vitesse des courbes L3A et L3B se situent principalement près des bords de la dalle 3 ce qui confirme les résultats de la carte de contours de la figure 7.5. Également, contrairement aux courbes de la dalle 1, les courbes en vitesse de groupe et de phase ont une pente négative (vitesse diminue) au début de la dalle 3 après la position 0 m. Cela est également une indication que le bord de la dalle 3 est endommagé.

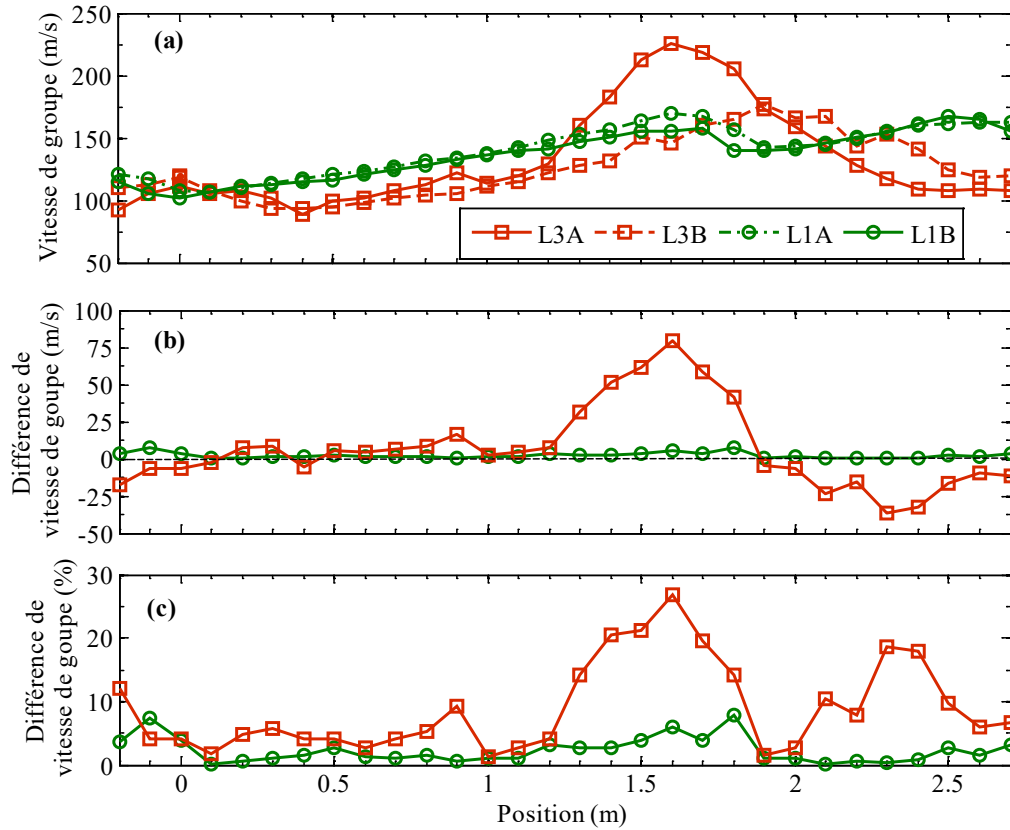


Figure 7.6 (a) Variation de la vitesse de groupe pour les lignes 1A, 1B, 3A et 3B. (b) Comparaison de la variation de la vitesse de groupe entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B. (c) Comparaison de la variation de la vitesse de groupe entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B en pourcentage (%).

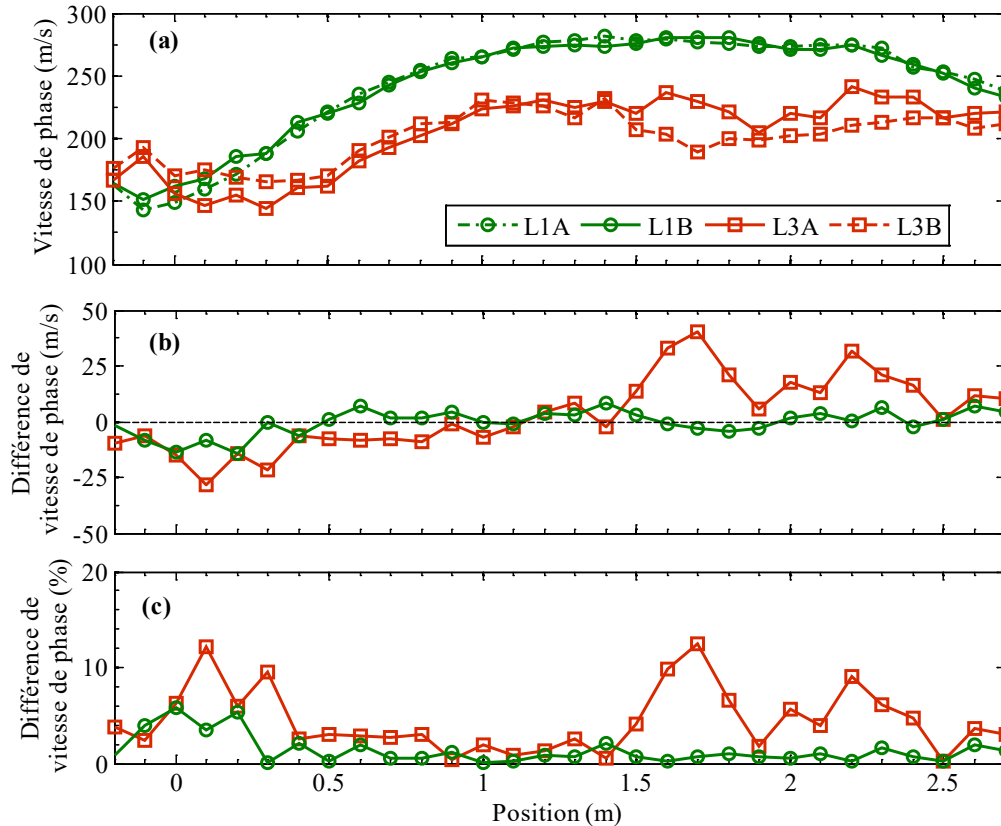


Figure 7.7 (a) Variation de la vitesse de phase pour les lignes 1A, 1B, 3A et 3B. (b) Comparaison de la variation de la vitesse de phase entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B. (c) Comparaison de la variation de la vitesse de phase entre les lignes 1A-1B et entre les lignes 3A-3B en pourcentage (%).

#### 7.1.4 Dalle 4

La figure 7.8 montre la carte de contours en vitesse de groupe de la dalle 4 ainsi que l'échelle de couleurs et la position des lignes parallèles additionnelles qui ont été réalisées au-dessus de la dalle 4 afin de valider les résultats de la carte de contours. Contrairement à la dalle 1, il n'est pas possible d'observer la présence d'un pic de vitesse avant la dalle. La raison pour laquelle ce pic n'apparaît pas sur la carte de contours est que l'espacement de 0.3 m utilisé entre chaque ligne est trop large et n'a pas permis de localiser ce pic qui devrait être localisé près de -0.3 m (là où aucun signal n'a été enregistré). Néanmoins, il est possible de remarquer une courbure dans la carte de contours dont le centre se situe près du capteur 8 et donc en ligne avec la position de la source comme cela était le cas pour la dalle 1 (chapitre 6). Il est également possible de localiser la dalle qui commence près du

capteur 3 et qui semble se terminer après le capteur 14. Il semble donc que la localisation des lignes perpendiculaires soit un peu décalée par rapport à la position de la dalle 4. La variation de la vitesse au-dessus de la dalle 4 est similaire à celle observée pour la dalle 1 et indique donc que cette dalle est intacte. Les vitesses de groupe maximales atteintes pour la dalle 4 sont cependant moindres que celles atteintes pour la dalle 1 ce qui est une indication que la dalle 4 est plus profonde que la dalle 1 (voir section 5.1 pour plus d'information).

Les courbes de la figure 7.9 montrent la vitesse de groupe calculée en référence avec la position de la source à des fréquences de 50, 55 et 60 Hz pour les lignes 4A et 4B. Tout comme pour les lignes de la structure 1, la vitesse de groupe des lignes de la structure 4 varie en fonction de la position de la structure. Comparativement aux courbes de la figure 11 de l'article du chapitre 5, la portion des courbes (près du début de la structure à 0 m) de la figure 7.9 où la vitesse de groupe diminue s'étant sur une plus grande distance avant d'atteindre un minimum local. Ce minimum local se produit pour les courbes des lignes 4A à une position de 0.5 m tandis qu'il se trouvait à une position de 0.26 m pour les lignes 1A et B (figure 11, chapitre 5). Cette différence est causée principalement par la différence de profondeur entre les 2 structures. En effet, puisque la structure 4 est plus profonde que la structure 1 (ou A dans l'article), les ondes élastiques prennent une plus grande distance avant d'entrer dans un mode de propagation caractéristique de la présence de la structure. Bien que le changement de pente des courbes de la figure 7.9b soit moins important que celui de la figure 7.9a, la présence de la structure entraîne néanmoins une variation de la pente au début et la fin de la structure. L'augmentation constante de la pente des courbes de vitesse de groupe au-dessus de 2 lignes est encore une fois une indication que la surface du toit de la structure 4 est intacte sous les deux lignes d'essais. Cependant, l'augmentation plus faible de la pente de la ligne 4B peut être causée par différents facteurs notamment de la position de ligne par rapport à la structure ainsi que des propriétés de la couche de sol. Concernant ce dernier facteur, l'étude des courbes de dispersions en vitesse de groupe du mode R0 des deux lignes permet de remarquer que la vitesse de groupe du sol en dessous de la ligne 4B est effectivement un peu plus basse que celle du sol en dessous de la ligne A (figure 7.10).



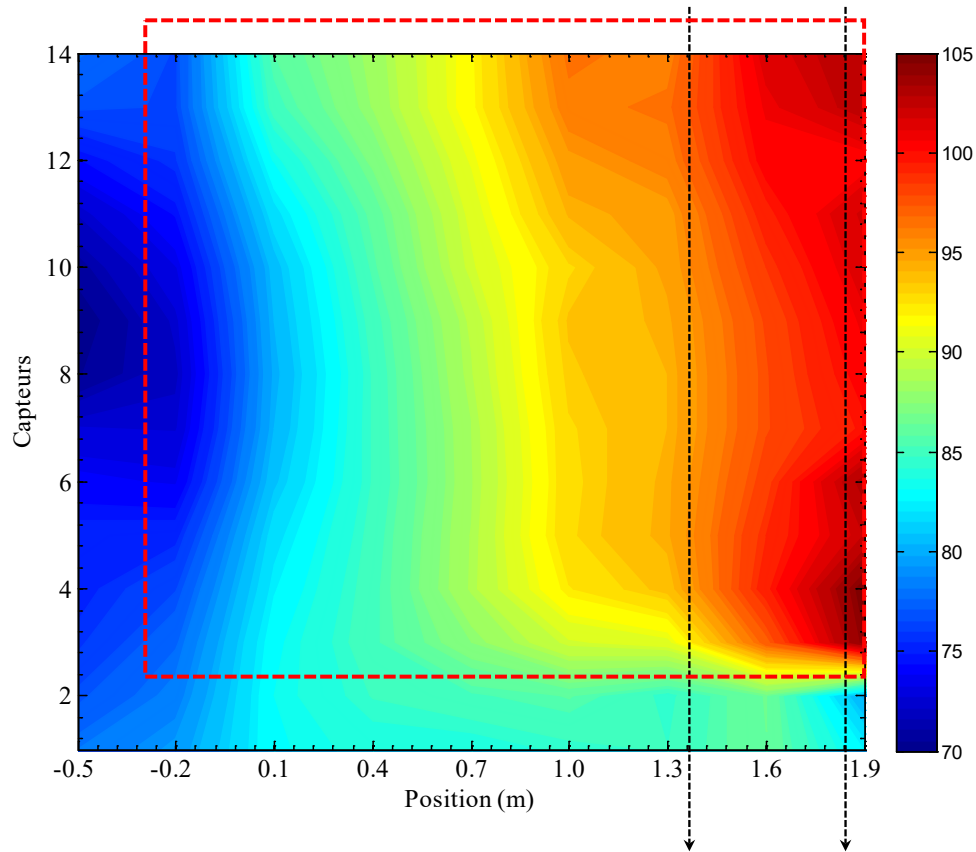


Figure 7.8 Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 4. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle.

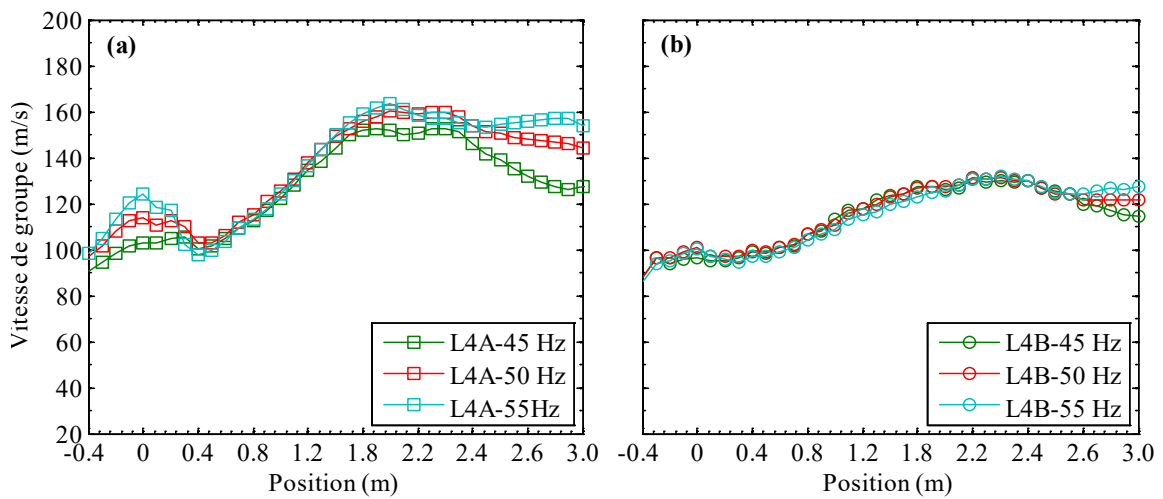


Figure 7.9 Variation de la vitesse de groupe à trois fréquences différentes pour (a) la ligne 4A et (b) la ligne 4B.

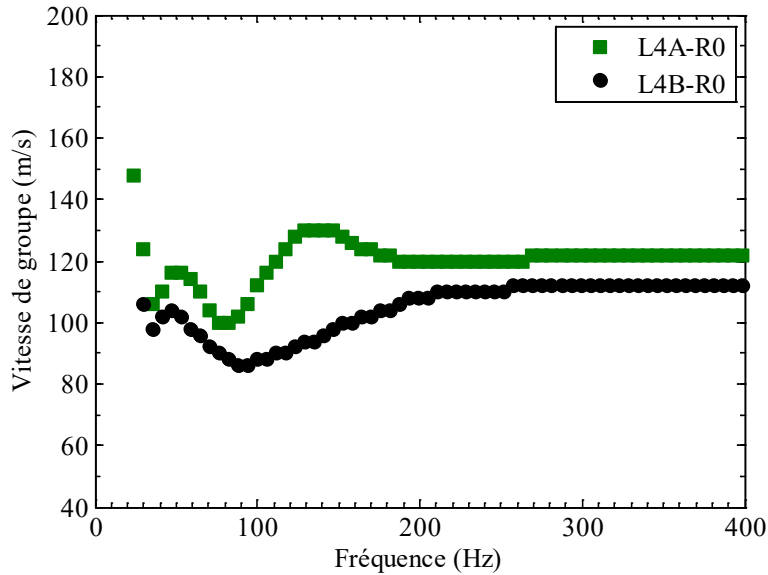


Figure 7.10 Courbes de dispersion en vitesse de groupe du mode R0 des lignes 4A et 4B.

En effet, comme le montre la figure 7.10, à de hautes fréquences ( $>200$  Hz), la vitesse de groupe des ondes du mode R0 devient constante et correspond principalement à la vitesse de propagation des ondes dans le sol / revêtement. Cette vitesse est de 122 m/s pour la ligne 4A et de 112 m/s pour la ligne 4B. Cette différence de vitesse explique donc en partie pourquoi la vitesse maximale atteinte par les courbes de la ligne 4B est plus faible que les vitesses atteintes par celles de la ligne 4A.

#### 7.1.5 Dalle 5

La figure 7.11 montre la carte des contours en vitesse de groupe de la dalle 5 ainsi que l'échelle de couleur permettant de connaître la vitesse associée aux contours. Les contours de la dalle 5 permettent d'observer que la dalle se trouve entre les capteurs 2 et 14. Contrairement aux cartes de contours des dalles 1 et 4, celle de la dalle 5 comporte de nombreuses variations de la vitesse de groupe qui ne sont pas causées par la position de la source par rapport à la structure. En effet, ces variations se produisent principalement après la position 0.4 m et entre les capteurs 2 et 10. Ces variations indiquent que la surface de la dalle 5 n'est pas homogène et comporte des anomalies. Aucune autre ligne d'essai n'a cependant été réalisée au-dessus de la dalle 5.

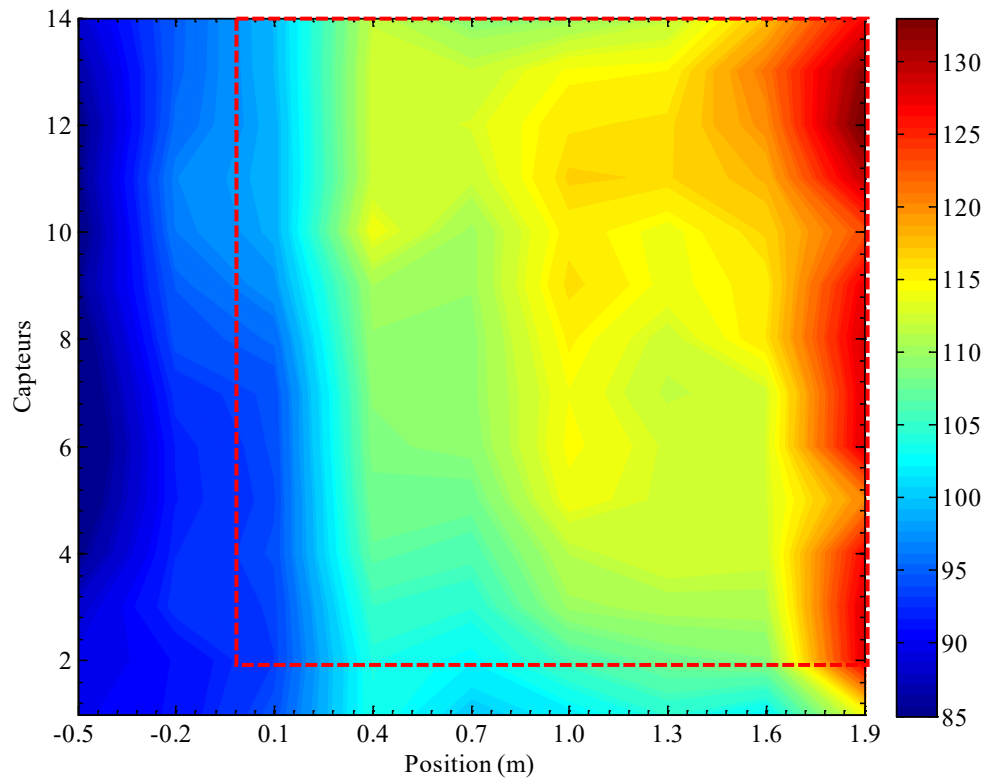


Figure 7.11 Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 5. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe.

### 7.1.6 Dalle 6

La figure 7.12 montre la carte de contours en vitesse de groupe de la dalle 6, l'échelle de couleur et la position des lignes parallèles qui ont été réalisées au-dessus de la dalle 6. Comme le montre la figure 7.12, la ligne 6A a cependant été réalisée à l'extérieure de la zone couverte par la carte de contours. La carte de contours de la dalle 6 indique la présence de nombreuses variations de la vitesse calculée au-dessus de cette dernière qui semble être localisée entre les capteurs 2 et 14. Il apparait donc que la surface de la structure 6 comporte de nombreuses anomalies. Les courbes de vitesse de groupe des lignes 6A et 6B montrés dans la figure 7.13 ne permettent cependant pas de confirmer les résultats de la carte de contours puisque la ligne 6A se trouve à l'extérieure de la zone couverte par la carte et que la ligne 6B ne couvre pas la partie de la dalle qui semble le plus endommagée.

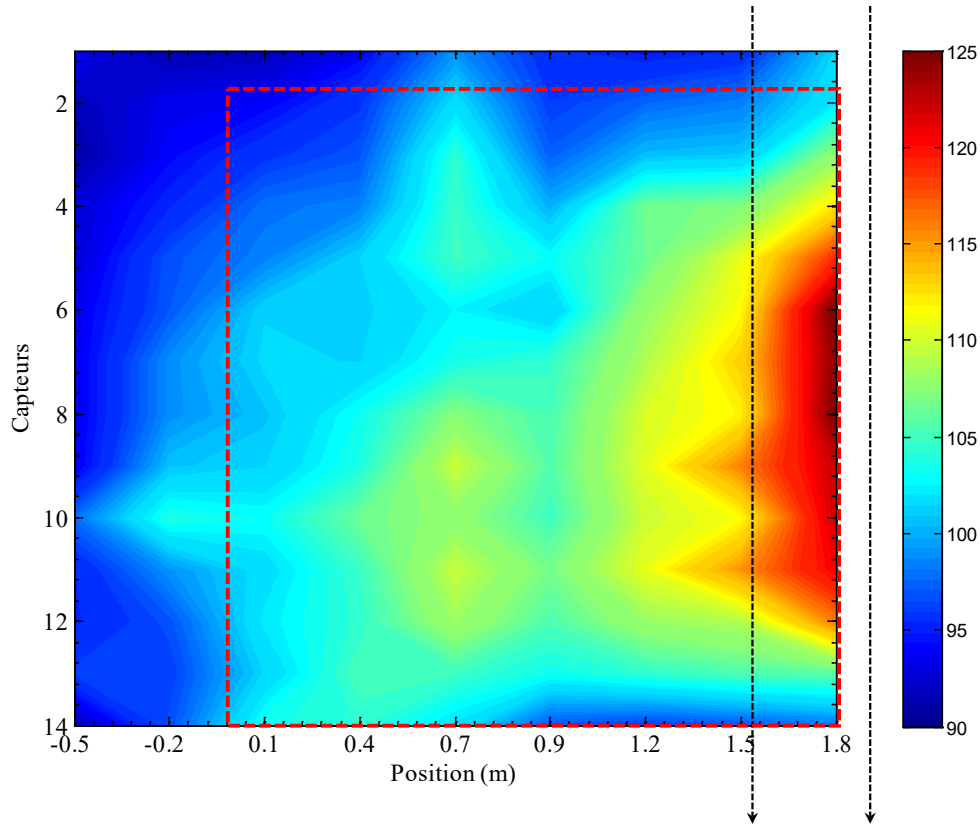


Figure 7.12 Carte de contours en vitesse de groupe pour la dalle 6. L'échelle à droite du graphique montre la vitesse de groupe. Les lignes pointillées indiquent la localisation des lignes parallèles réalisées au-dessus de la dalle. La ligne 6A est située à l'extérieur de la zone couverte par la carte de contours.

Néanmoins, la comparaison entre les courbes de la vitesse de groupe de lignes 6A et 6B (figure 7.13c) permet de montrer qu'il existe des différences de vitesses importantes entre ces 2 lignes ce qui confirme que la condition de la dalle n'est pas la même sur toute sa surface.

## 7.2 Condition réelle des structures

La figure 5.18 montre une photo permettant de constater que la dalle 1 est intacte tandis que la surface des dalles 2 et 3 est endommagée. En ce qui concerne les structures 4, 5 et 6, la condition exacte des structures n'était pas connue au moment de la rédaction de ce document. HQD a cependant confirmée que la dalle 4 est intacte tandis que les dalles 5 et 6 sont endommagées.

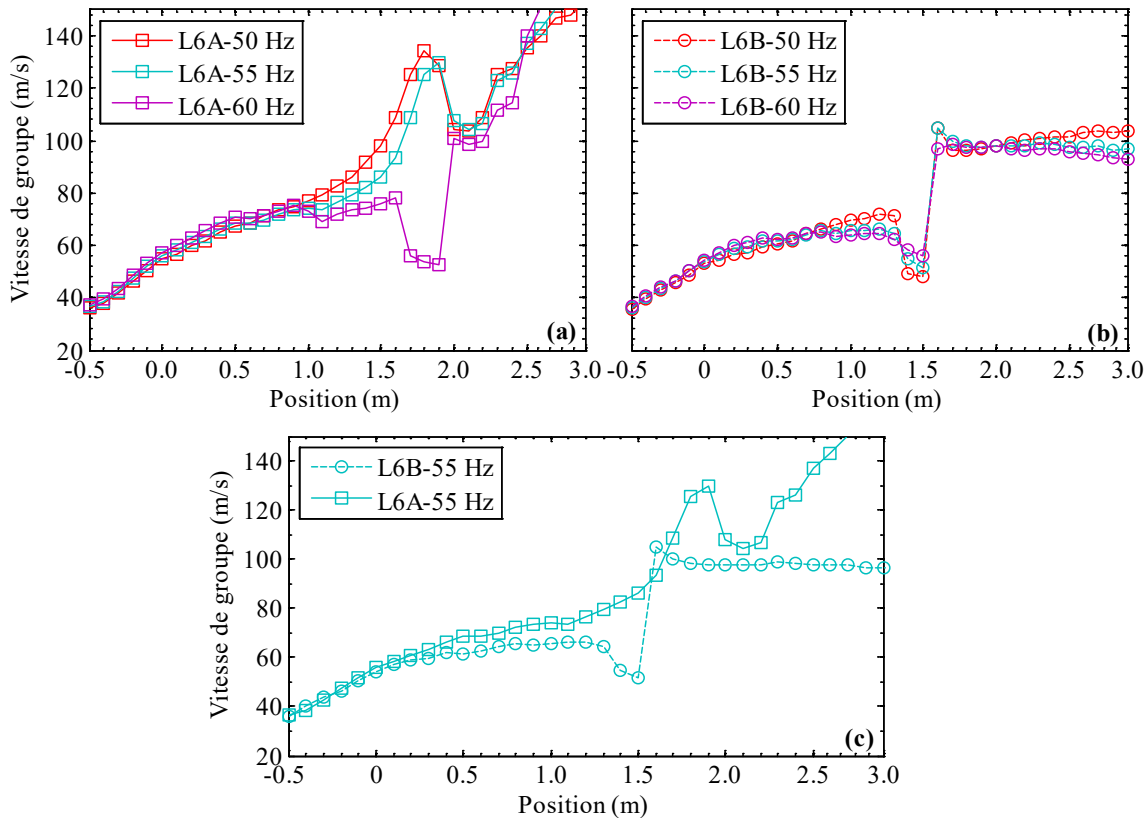


Figure 7.13 Courbes montrant la variation de la vitesse de groupe au-dessus de la dalle 6 à trois fréquences différentes le long de la (a) ligne 6A, et (b) ligne 6B. (c) Comparaison de la vitesse de groupe à 55 Hz. Les positions 0 et 2.4 m correspondent respectivement au début et à la fin de la structure 6.

Les dalles 4

, 5 et 6 sont également situées à une profondeur d'environ 1.0 m sous la surface du revêtement tandis que les dalles 1, 2 et 3 sont situées à une profondeur de 0.5 m.

### 7.3 Protocole d'inspection proposé

Suite aux résultats présentés dans les chapitres précédents, un protocole d'inspection visant à caractériser l'état de surface des PA a été élaboré. Ce protocole a pour objectif de permettre la caractérisation de l'ensemble de la surface du toit d'un PA dans un délai minimal tout en minimisant la nécessité de réaliser des forages dans le revêtement présent à la surface du sol afin de placer la source en contact direct avec le sol. La figure 7.14 montre un schéma représentant les diverses étapes du protocole d'inspection pour une structure similaire à celle de l'IREQ.

### **Étapes 1-2 : Collecte des signaux sur le terrain (1-3 heures)**

Avant d'amorcer les essais, il est important de connaître la position de la structure afin de permettre la réalisation de lignes d'essais qui couvriront toute sa surface. Lors de la collecte des signaux, les premiers essais sont réalisés à l'aide de la configuration perpendiculaire de façon à couvrir la majeure partie de la structure. Lorsque la surface du sol n'est pas recouverte par un revêtement rigide, il est également possible de réaliser d'autres lignes d'essais selon la configuration linéaire à différents endroits au-dessus de la dalle lorsque la configuration perpendiculaire ne peut être utilisée. Lorsqu'un revêtement est présent à la surface, il sera nécessaire de forer ce dernier afin que la source demeure en contact avec le sol. La durée de la collecte des signaux dépend principalement du nombre de capteurs disponibles, des conditions rencontrées sur le site ainsi que de la condition de la structure.

### **Étapes 3-4 : Analyse préliminaire des signaux collectés sur le terrain (30-40 minutes)**

À la suite des essais réalisés selon la configuration perpendiculaire, une analyse partielle et rapide des signaux peut être réalisée en obtenant une carte de contours similaire à celles présentées dans la section 7.1. Cette analyse préliminaire peut être réalisée sur le terrain et est d'une durée d'environ 20-40 minutes. Par la suite, selon les résultats de cette analyse, il sera possible de réaliser quelques autres lignes d'essais sur la dalle aux endroits où l'analyse préliminaire indiquerait la présence d'anomalies à la surface de la structure. La figure 7.15 montre la manière dont il est possible d'identifier la plage des fréquences utiles pour l'analyse (pour le calcul des cartes de contours) afin de s'assurer que les vitesses calculées permettent la caractérisation de la surface du toit et appartiennent au mode R0. Comme montré aux chapitres 4 et 5, les fréquences qui seront les plus affectées par la présence et la condition d'une structure souterraine sont celles situées entre le maximum local (60 Hz pour la figure 7.15) et la fréquence à la phase d'Airy  $f_{Airy}$  (près de 150 Hz pour la figure 7.15). Cette opération peut être réalisée pour plusieurs capteurs afin de s'assurer de l'identification de la bonne plage de fréquences.

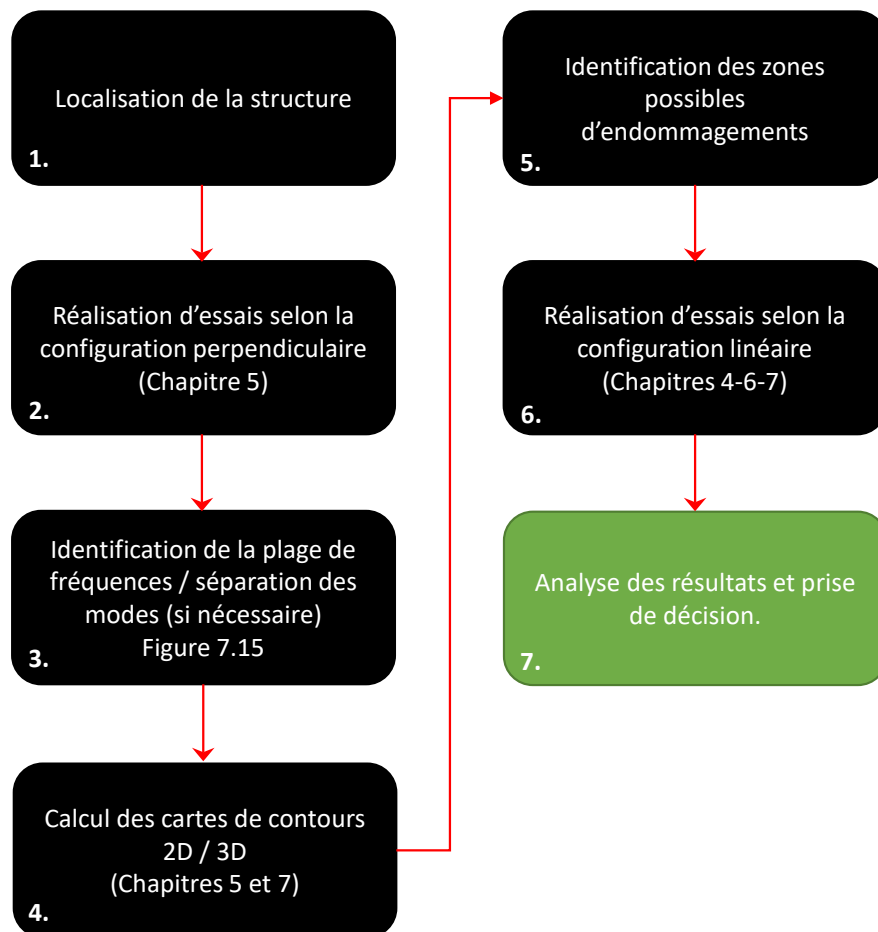


Figure 7.14 Étape du protocole d'inspection pour une structure souterraine similaire à celles présentes sur le site expérimental de l'IREQ.

### **Étapes 5-6 : Identification des zones d'endommagement et réalisation de lignes parallèles (1 heure)**

À l'aide des cartes de contours, il est possible d'identifier la position de zones pouvant être endommagées (chapitres 5-7). Afin de confirmer ces résultats, il est recommandé de réaliser de nouvelles lignes d'essais au-dessus des zones jugées endommagées à l'aide de la configuration linéaire (section 7.1.2).

### **Étape 7 : Analyse finale des signaux collectés sur le terrain (1-2 heures)**

Tous les signaux enregistrés lors des essais sur les terrains sont analysés plus en détail en fonction de la variation de l'énergie de propagation des ondes, de la vitesse de groupe et de la vitesse de phase.

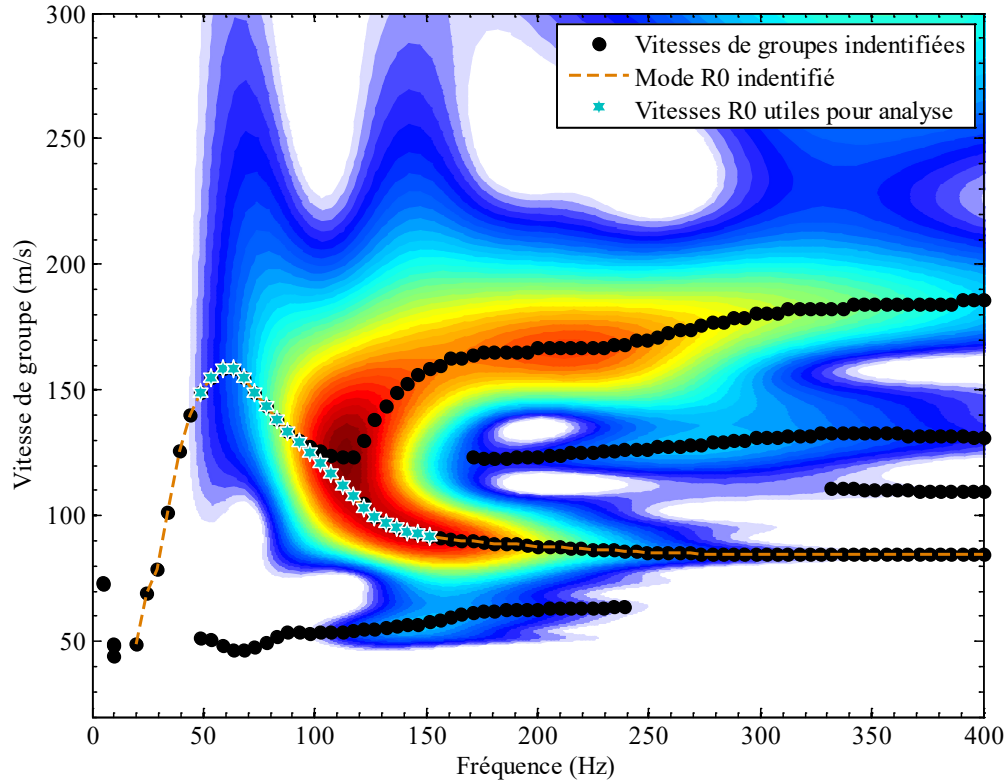


Figure 7.15 Représentation vitesse-fréquence d'un capteur situé au-dessus de la dalle 1. Il est possible à l'aide de cette représentation d'identifier la plage des fréquences utiles pour le calcul des cartes de contours.

La durée de l'analyse peut être très courte pour une structure intacte ou fortement endommagée (moins d'une heure), mais peut être plus longue lorsqu'il s'agit d'une structure faiblement endommagée. Ce protocole devra cependant être adapté en fonction du type de structure inspectée ainsi que de son emplacement. Par exemple, la présence de plus d'une cheminée d'accès obligera la réalisation de davantage de lignes d'essais afin de caractériser l'ensemble du toit. Aussi, puisque la source doit être placée directement sur le sol, selon la localisation où se trouve la structure, il est possible que certaines zones de la surface du toit soient plus difficiles à inspecter de par la présence de diverses obstructions à la surface du sol. Cependant, puisque le diamètre de la source est de moins de 10 cm, le forage d'une carotte de cette envergure dans un revêtement ne requière pas l'utilisation d'équipements lourds et ne causera que des dommages mineurs qui pourront être facilement réparés.



# CHAPITRE 8

## CONCLUSIONS

### **8. Sommaire**

Les travaux de recherche présentés dans cette thèse avaient pour but de répondre à un problème important rencontré par de nombreux propriétaires de structures souterraines : Est-il possible de réaliser l'inspection du toit d'une structure souterraine sans y avoir accès et de manière non-destructive? La revue de l'état des connaissances a permis de constater qu'aucune méthode d'inspection de ce type n'est actuellement disponible. Cependant, cette revue a également permis de constater qu'il existe depuis le début des années 1960 un intérêt en ce qui concerne l'utilisation de méthodes géophysiques pour la détection d'anomalies ou d'objets souterrains. Cet intérêt marqué pour les méthodes géophysiques s'explique puisqu'elles sont non-destructives, relativement peu coûteuses (si l'on compare avec le forage) et permettent d'obtenir un profil continu du milieu souterrain. Malgré ces avantages, les méthodes géophysiques ont néanmoins plusieurs inconvénients les rendant parfois mal adaptées pour certaines applications comme il a été expliqué au chapitre 2. En

effet, les types de sols investigués, la présence de la nappe phréatique, la présence d'un revêtement plus rigide à la surface du sol ainsi que les difficultés d'interprétation des signaux sont des facteurs pouvant grandement affecter la précision et la résolution des méthodes géophysiques. Cependant, parmi ces méthodes, celles basées sur la propagation des ondes de surface ont comme avantages de dépendre directement des propriétés mécaniques du milieu dans lequel elles se propagent en plus d'être relativement peu affectées par la présence de la nappe phréatique et puisque la présence d'un revêtement rigide n'empêche pas la caractérisation du profil souterrain.

Ainsi, les travaux réalisés au cours de cette thèse ont permis de montrer qu'il est possible de répondre à la problématique exposée plus haut en étudiant la propagation des ondes de surface à l'aide d'accéléromètres placés au-dessus de la structure investiguée. Afin d'en arriver à cette conclusion, plusieurs étapes ont dû être franchies. La première étape abordée lors des travaux de recherche a été de comprendre comment la présence d'une structure souterraine affecte la propagation des ondes de surface dans un profil relativement simple composé d'une succession de couches horizontalement homogènes. Cela a été accompli à l'aide de la méthode semi-analytique de la matrice de propagation qui a permis d'observer que pour ce type de profil, la profondeur d'une structure par rapport à la surface du sol a un impact important sur la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh. La deuxième étape consistait à réaliser des simulations numériques en 2D afin de permettre l'incorporation des discontinuités latérales dans le profil souterrain. Cela a permis de montrer que l'énergie et la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh calculées à partir de la variation de l'accélération verticale mesurée à la surface du sol sont affectées par ce type de changements latéraux.

Ces deux étapes ont permis de vérifier en partie une hypothèse importante faite au début de ce projet de recherche. Lors de l'étude d'un profil souterrain où il existe des contrastes d'impédance importants entre les différents matériaux dont il est composé, il a été montré que la propagation des ondes de Rayleigh se fait sous plusieurs modes de propagations différents. Afin de remédier à ce problème, il est recommandé dans la littérature d'utiliser une approche d'analyse multicapteurs afin d'arriver à identifier et séparer les différents modes de propagation présents dans les signaux enregistrés. Cependant, l'analyse simultanée de signaux provenant de plusieurs capteurs a comme inconvénient de diminuer

la résolution latérale de l'investigation. Cela est un problème dans le cadre de ce projet qui consiste plutôt à maximiser la résolution latérale afin d'arriver à identifier la localisation d'anomalies présentes à la surface du toit d'une structure souterraine. L'hypothèse faite au début de ce projet de recherche était donc qu'il est possible, malgré la présence de plusieurs modes de propagations, d'analyser chaque signal de manière indépendante. En effet, la méthode de la matrice de propagation et les simulations numériques ont permis de montrer que, bien que la propagation des ondes de Rayleigh dans les profils investigués soit un phénomène multimodal, il n'en demeure pas moins que sur une plage de fréquences assez large, la propagation des ondes se fait principalement sous le mode fondamental. Puisque c'est également sur cette plage de fréquences que les ondes sont le plus affectées par la présence et la condition du toit des structures souterraines, il n'est donc pas nécessaire d'utiliser une approche d'analyse multicapteurs afin de localiser chacun des modes. Néanmoins, la méthode d'analyse des signaux utilisée se doit d'être bien adaptée aux variations des signaux dans le plan temps-fréquence et cela a été accompli en utilisant une méthode d'analyse développée lors de ces travaux de recherche.

Afin de valider ces conclusions, la troisième étape de ce projet consistait à la réalisation en parallèle de simulations numériques en 3D ainsi que de nouveaux essais sur les structures du site expérimental de l'IREQ. La réalisation de simulation en 3D a permis de modéliser de manière plus réaliste les structures souterraines afin notamment d'étudier l'effet des dimensions de la structure ainsi que de la présence d'une cheminée d'accès reliant les structures à la surface du sol/revêtement. Les simulations numériques en 3D ont permis de montrer que la présence de la cheminée d'accès entraîne la réflexion des ondes élastiques qui l'atteignent. Bien que ces réflexions apparaissent dans les signaux enregistrés près de la cheminée, elles ne nuisent cependant pas à l'analyse de ces derniers. Ces simulations ont aussi permis de confirmer que la vitesse de propagation à basses fréquences du mode R0 des ondes de Rayleigh est plus élevée au-dessus du toit d'un PA qu'au-dessus d'un profil de sol.

En parallèle avec ces trois étapes, une méthode de collecte et d'analyse des signaux était élaborée afin de permettre : (1) le calcul pour chaque signal de sa distribution temps-fréquence optimale selon certains critères; (2) une représentation facilement utilisable/interprétable des résultats obtenus. Le premier point mentionné ci-dessus a été

accompli en développant un algorithme de traitement des signaux basé sur une version modifiée de la transformation en S généralisée (GST) et d'un processus d'optimisation visant à minimiser l'étalement de l'énergie des signaux dans le plan temps-fréquence. Cette technique a été adoptée après avoir évalué l'efficacité en termes de temps de calcul et de résolution de plusieurs autres techniques. En ce qui concerne le deuxième point, il a été accompli en adoptant une configuration de capteur permettant le calcul de tomographies en 2 et 3D montrant la variation de la vitesse de groupe. À l'aide de ces tomographies en 2 et 3D, la présence de zones où la vitesse de groupe varie rapidement peut-être facilement détectée et il a été montré que la présence de ces zones correspond également à la présence d'hétérogénéités à la surface du toit des structures souterraines du site expérimental de l'IREQ. Les cartes de contours des chapitres 6 et 7 présentent la variation de la vitesse de groupe seulement puisque le calcul de la vitesse de phase à partir d'un seul capteur peut s'avérer complexe et requière une certaine connaissance du traitement de signal. Le calcul de la vitesse de groupe est cependant plus facile à automatiser en plus de requérir moins d'étapes de calcul (chapitre 3).

Quatrièmement, il a été question lors de ce projet de recherche d'évaluer l'effet de la présence d'un revêtement rigide à la surface du sol recouvrant les structures. Lors de la revue de l'état des connaissances, il a été expliqué que la configuration de la source a un effet important sur l'effet qu'aura le revêtement sur la propagation des ondes élastiques. Notamment, il a été démontré que de placer la source directement sur le sol (donc à l'extérieure de la zone couverte par le revêtement) tout en laissant les capteurs sur le revêtement permet de limiter l'effet de sa présence sur la propagation des ondes élastiques tel que mesurée à la surface. Toutefois, il a été montré dans cette thèse que peu-importe la configuration de source utilisée, la présence du revêtement aura un impact sur les signaux enregistrés à la surface du revêtement. Cependant, cet impact n'empêchera pas la caractérisation du profil souterrain se trouvant sous le revêtement à condition que la méthode d'analyse des signaux utilisée permette d'identifier et de séparer les différents modes de propagations des ondes de Rayleigh présent dans le signal avec des vitesses et une énergie de propagation variant en fonction de leurs fréquences et des propriétés du revêtement.

Finalement, la tableau 8.1 présente une synthèse des principaux aspects étudiés dans cette thèse.

La réalisation de ces étapes de recherche a donc permis d'atteindre les objectifs ayant été fixés au début de ce travail et énumérés à la section 1.3.

## **8.1 Défis à relever / Interrogations souvent formulées**

Lors des dernières années, l'auteur de ce document a eu l'occasion de présenter la méthode d'inspection proposée dans ce rapport lors de plusieurs conférences (Symposium d'Hydro-Québec, GéoRégina, GéoQuébec, Société Canadienne de Géotechnique). Lors de ces conférences, le présentateur a eu à répondre à de nombreuses questions de la part des auditeurs. Cette section a donc pour objectif de répondre à certaines questions souvent formulées lors de ces conférences.

### 8.1.1 Présence d'anomalies dans la couche de sol recouvrant la structure

La présence d'anomalie dans la couche de sol recouvrant la structure peut elle aussi causer des variations de la vitesse de propagation des ondes élastiques. Cependant, afin de causer des variations importantes de la vitesse de propagation des ondes de Rayleigh aux fréquences analysées, la taille et les propriétés de cette anomalie font en sorte qu'il est probable que la présence de cette dernière soit problématique et doit de toute manière être prise. La présence d'une telle anomalie dans le sol peut être causée par la présence d'un remblai non conforme aux normes d'HQD ou être le résultat de la présence d'une anomalie présente à la surface de la structure.

### 8.1.2 Temps de collecte et d'analyse des signaux

Comme mentionné à la section 7.3, le temps d'analyse varie en fonction du nombre de capteurs utilisé lors des essais, de la condition du site où se trouve la structure, de la taille de la structure, et de la condition de la surface de la structure. Pour une structure intacte se trouvant dans un site similaire à celui du site expérimental de l'IREQ, le temps total requis pour la collecte et l'analyse des signaux est d'environ de deux à quatre heures. Ce temps pourrait cependant être réduit en utilisant un plus grand nombre de capteurs que les 14 utilisés lors des essais réalisés au cours de nos travaux de recherche ainsi qu'en utilisant un gabarit permettant de placer les capteurs plus rapidement.

Tableau 8.1 Synthèse des principaux éléments étudiés dans la thèse

	<b>Énergie</b>	<b>Vitesse de groupe</b>	<b>Vitesse de phase</b>
<b>Méthode d'analyse des signaux</b>	La méthode d'analyse doit être adaptée aux types de signaux étudiés afin d'éviter les problèmes de ' <i>mode misidentification</i> ' (chapitres 2-3-6)	La méthode d'analyse doit être adaptée aux types de signaux étudiés afin d'éviter les problèmes de ' <i>mode misidentification</i> ' (chapitres 2-3-6)	La méthode d'analyse doit être adaptée aux types de signaux étudiés afin d'éviter les problèmes de ' <i>mode misidentification</i> ' (chapitres 2-3-6)
<b>Augmentation de la profondeur du PA</b>	Affecte la fréquence où se positionne la phase d'Airy (sections 2.1.3.2-4.5.2)	Entraine une diminution de la vitesse à basses fréquences (sections 5.7, annexe B)	Entraine une diminution de la vitesse à basses fréquences (annexe B)
<b>Présence et épaisseur du revêtement</b>	Entraine une redistribution de l'énergie vers des modes supérieurs (chapitre 6)	Augmente la possibilité de ' <i>mode misidentification</i> ' à hautes fréquences mais n'empêche pas la caractérisation du sol sous le revêtement (chapitre 6)	Augmente la possibilité de ' <i>mode misidentification</i> ' à haute fréquences mais n'empêche pas la caractérisation du sol sous le revêtement (chapitre 6)
<b>Position de la source</b>	-	La source doit être en contact avec le sol (section 2.2)	La source doit être en contact avec le sol (section 2.2)
<b>Type de source sismique</b>	Peu d'influence (sections 2.3 et annexe C)	-	-
<b>Présence d'anomalies à la surface d'une structure</b>	Entraine une variation de l'énergie de propagation des ondes de surfaces à certaines fréquences (chapitre 4)	Entraine une variation de la vitesse de propagation des ondes de surfaces à certaines fréquences (chapitres 4-5-6-7)	Entraine une variation de la vitesse de propagation des ondes de surfaces à certaines fréquences (chapitres 4-5-6-7)

### 8.1.3 Compétence requise pour l'analyse des signaux

Au moment où ce document a été rédigé, l'analyse des signaux doit être réalisée par une personne ayant une bonne connaissance dans le domaine de la dynamique des sols ainsi que du traitement de signal. La collecte des signaux est cependant plus simple et peut être

réalisée par des personnes ayant une connaissance élémentaire de la réalisation des essais in situ basés sur la propagation des ondes sismiques. Dans le futur, à la suite d'un plus large programme expérimental qui permettra de tester un plus grand nombre de structures se trouvant dans des environnements différents, il est probable que ces essais permettront d'établir des critères permettant à une personne non experte dans les domaines de la dynamique des sols et du traitement de signal d'analyser les signaux.

## **8.2 Travaux futurs**

### 8.2.1 Réalisation d'un programme d'essais plus vaste

Un programme expérimental plus vaste réalisé sur de nombreux PA en service du réseau d'HQD sera entrepris afin de permettre de valider l'efficacité de la méthode d'inspection proposée. Les essais réalisés sur les structures d'HQD nous permettront notamment de répondre aux questions suivantes : quelle est la taille des anomalies qui peuvent être détectées ? Combien de lignes d'essais et quel espacement inter capteur sont nécessaires afin d'identifier une anomalie ?

Chaque structure inspectée à l'aide de la méthode proposée sera aussi inspectée à l'aide de méthodes traditionnelles telles que des forages ou en procédant à son excavation. En effet, HQD procède chaque année au remplacement du toit de plusieurs dizaines PA considérés endommagés. L'inspection de nombreux PA nous permettra de créer une base de données contenant les résultats des inspections ainsi que la condition réelle des PA. Une fois que cette base de données aura atteint une certaine taille, elle pourra être utilisée afin d'identifier dans quelles conditions la méthode d'inspection proposée permet d'identifier la présence et l'importance d'anomalies présentes à la surface du toit d'un PA.

### 8.2.2 Analyse par sommation multicapteurs

La méthode d'analyse adoptée dans cette thèse consiste à analyser les signaux de manière indépendante afin de permettre une localisation plus précise de la position d'une anomalie présente à la surface d'une structure. Cette procédure a cependant certains désavantages. Premièrement, la vitesse calculée à une certaine position se trouve à être la vitesse de propagation entre la source et un capteur. Il est donc possible qu'une anomalie de petite taille et située loin de la position de la source ait peu d'impact sur la vitesse mesurée depuis

la source. De plus, le calcul de la vitesse de phase entre la source et un capteur peut s'avérer difficile particulièrement à basse fréquence puisque la phase ne change que très peu entre les différents capteurs. Afin de remédier à ces problèmes, une approche multicapteur est en cours de développement. Cette approche vise à utiliser un nombre limité de capteurs afin de calculer les vitesses de groupe et de phase au-dessus d'une chambre de raccordement. Le principe fondamental derrière cette technique consiste à faire glisser une fenêtre sur les différents signaux utilisés à différentes vitesses de groupes et de phases :

$$\text{MCMST}_x(V_{ph}, V_g, f, \gamma) = \sum_1^{N_{cap}} \sum_{t_0}^{t_1} x(t) \frac{|f|}{\gamma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{f^2(t-d/V_g)^2}{2\gamma^2}} e^{-j2\pi f(d/V_{ph})} \Delta t \quad (8.1)$$

L'équation 8.1 correspond à une intégrale évaluée numériquement sur un intervalle de temps  $\Delta t$  de très petite taille afin de minimiser l'erreur d'intégration. Les variables  $N_{cap}$  et  $t$  correspondent respectivement aux nombres de capteurs (signaux) utilisés ainsi qu'à la durée temporelle du signal. Les caractéristiques de la fenêtre utilisée sont les mêmes que celle de la GST présentée au chapitre 3. Tout comme pour la GST, les propriétés de la fenêtre utilisée pour l'analyse des signaux peuvent être adaptées aux signaux analysés en utilisant la même procédure d'optimisation que celle présentée au chapitre 3. Lors de la procédure d'optimisation de la MCGST (Multi-Capteur GST), la vitesse de phase n'est cependant pas considérée afin de diminuer le temps de calcul. Le temps de calcul de cette technique, bien que plus long que celui de la GST, demeure néanmoins raisonnable même pour un ordinateur peu performant selon les standards actuels. Afin d'être en mesure de localiser de manière plus précise la position d'une anomalie, une pondération est effectuée sur l'amplitude des signaux normalisés comme montrés dans les travaux de Karray et coll., 2009a.

Le développement de cet algorithme n'est cependant pas encore terminé et nécessitera encore certaines modifications afin d'en optimiser le temps de calcul, de déterminer le nombre de capteurs optimal pouvant être utilisés et afin de l'intégrer aux algorithmes existants.



### 8.2.3 Autres approches d'analyses des signaux

Dans cette thèse, il a été proposé d'analyser les ondes dans le domaine temps-fréquence (vitesse-fréquence) afin d'identifier le mode fondamental de propagation des ondes de Rayleigh et de calculer son énergie et sa vitesse de propagation à différentes fréquences. L'analyse de la propagation des ondes du mode R0 est avantageuse puisque ces ondes se propagent avec une quantité d'énergie importante ce qui fait en sorte qu'elles sont plus facilement identifiables dans le plan temps fréquences comme il a été montré aux chapitres précédents.

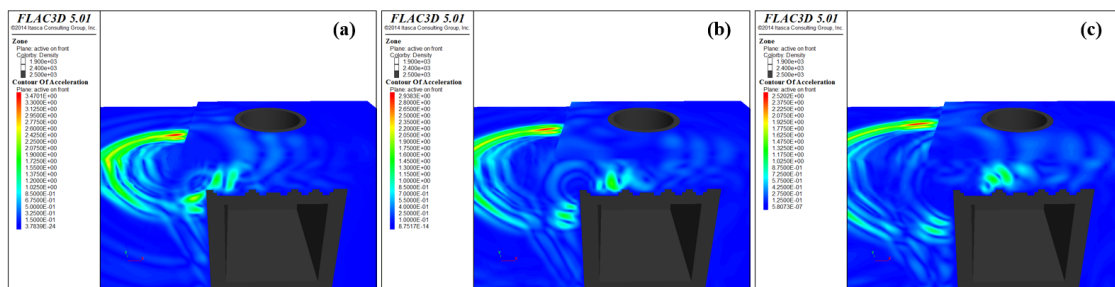


Figure 8.1 Variation de l'accélération à travers un modèle contenant une structure dont la surface du toit est endommagée.

Cependant, il existe des alternatives aux approches présentées dans cette thèse dont l'efficacité pourrait être étudiée dans le futur.

(1) Tout comme les ondes de Rayleigh, Les ondes de Love peuvent également être utilisées pour la caractérisation d'un milieu souterrain (Pan et coll., 2015; Mi et coll., 2017). Cependant, les capteurs utilisés lors des essais expérimentaux ne permettent pas d'enregistrer les déformations causées par le passage de ce type d'onde. Avant de procéder à l'achat de capteurs le permettant, il serait nécessaire d'évaluer numériquement de quelle manière la propagation des ondes de Love est affectée par la présence et la condition d'une structure souterraine.

(2) Une alternative de plus en plus populaire pour la détection de cavité ou d'objets souterrains dans le sol consiste à analyser la propagation des ondes élastiques rétrodiffusées (*backscattered*) par ces cavités ou objets (Gucunski et coll., 1996; Nasser-Moghaddam et coll., 2005a,b; Nasser-Moghaddam, 2006; Nasser-Moghaddam et coll., 2007; Xia et coll., 2007; Sloan et coll., 2015, Liu et coll., 2017). En effet, comme le montre la figure 8.1, la

présence de d'hétérogénéités à la surface du toit d'une structure souterraine entraîne la création de nombreuses ondes rétrodiffusées. Bien qu'intéressante, cette alternative comporte également certains inconvénients :

- Puisque l'énergie des ondes réfractées ou réfléchies est souvent faible en comparaison avec l'énergie des ondes de surface se propageant depuis la source, il est nécessaire d'appliquer des filtres sur les signaux afin de réduire l'énergie des ondes de surface et ainsi rehausser l'énergie des ondes rétrodiffusées. Cette procédure n'est cependant pas simple puisque les caractéristiques des filtres utilisés doivent être ajustées en fonction de la dispersion des ondes de surface. Pour des milieux complexes comme ceux où se trouve les PA d'HQD et pour une distance source-captteur faible, la dispersion des ondes de surface change rapidement rendant ainsi difficile la définition des filtres.
- Étant donné les éléments mentionnés dans le point précédent, ce type d'analyse demande une connaissance relativement avancée en géophysique et en traitement de signal.

(3) Une alternative qui a récemment gagné en popularité grâce à l'augmentation de la vitesse de calcul des ordinateurs consiste à faire une analyse des signaux en tenant compte de la vitesse de propagation de plusieurs types d'ondes dans les signaux (*Full waveform inversion-FWI*) (Amrouche et Yamanaka, 2015; Chen et coll., 2017; Wang et coll., 2017). Ce type de méthode, bien qu'attrayante puisqu'elle permette en théorie la caractérisation de n'importe quel type de profil souterrain comportent cependant de nombreux désavantages :

- Peut nécessiter une bonne connaissance du profil souterrain afin de s'assurer de la convergence de l'inversion.
- Demande de connaître les caractéristiques de la source ou du moins d'en tenir compte lors de l'analyse des signaux (Amrouche et Yamanaka, 2015).
- Demande un temps de calcul très élevé pour la résolution des problèmes puisqu'il est nécessaire de résoudre le problème de propagation d'ondes avant (*forward problem*) ainsi que d'inverser les signaux à l'aide d'un processus d'optimisation non linéaire complexe. Toutefois, la programmation utilisant la puissance des

unités graphiques (GPU) des ordinateurs pourra dans le futur réduire considérablement les temps de calcul.

- Difficile à utiliser sur des sols de faibles épaisseurs et à une faible distance de la source puisqu'il est difficile de différencier les différents types d'ondes présents dans les signaux dans de telles conditions. Également, la présence du revêtement et de la structure souterraine entraîne la création de nombreux groupes d'ondes qui pourront nuire à l'inversion.

(4) Finalement, une alternative plus simple consisterait à utiliser la méthode du *steady state* (Tokimatsu et coll., 1992) afin d'analyser la propagation des ondes à certaines fréquences au-dessus des structures. Cette méthode ne pourrait cependant être utilisée qu'après avoir réalisé de nombreux essais sur de vraies structures afin d'identifier les fréquences les plus intéressantes en fonction des caractéristiques de la structure investiguée. Cette méthode fut d'ailleurs utilisée sur le site expérimental de l'IREQ et a permis d'identifier la position des structures. Il est cependant difficile d'utiliser seulement cette méthode puisqu'il est important de connaître la dispersion des ondes de Rayleigh afin d'identifier les fréquences qui devront être générées et analysées à l'aide de la méthode du *steady state*. Il est également difficile de générer des ondes de basse fréquence à l'aide de la méthode du *steady state*.

#### 8.2.4 Approche multi technique

Bien que les méthodes géophysiques présentées dans le deuxième chapitre ne sont pas toujours adaptées pour l'inspection de la surface d'une structure souterraine, il est possible que certaines d'entre elles permettent néanmoins d'évaluer certaines propriétés du milieu souterrain pouvant être utilisées pour déterminer la condition de la surface d'une structure souterraine. Par exemple, les méthodes de résistivités électriques, électromagnétiques et Géoradar sont sensibles à la présence et à la condition des armatures d'acier présent dans le béton des PA. Ces méthodes sont également sensibles à la présence d'eau dans le sol ce qui, selon les ingénieurs d'HQD, peut causer une dégradation prématurée du béton des PA.

Cependant, il est important de noter que l'endommagement des PA n'est pas nécessairement relié à la condition de son armature et que la présence d'eau n'est pas

nécessairement synonyme d'endommagement (Tremblay, 2013). L'utilisation d'une de ces méthodes devrait donc être faite en conjonction avec la méthode proposée dans cette thèse.

#### 8.2.5 Autres applications possibles de la méthode d'inspection proposée

De nombreuses entreprises œuvrant dans le domaine des télécommunications possèdent des structures souterraines similaires ou identiques aux PA d'HQD. Ces entreprises pourraient donc souhaiter utiliser la méthode d'inspection développée dans ce projet de recherche. Également, la méthode développée pourra être utilisée pour l'inspection de divers types de structures souterraines telles que les toits des stations de Métro.

Dans un cadre encore plus large, la méthode développée pourrait également être adaptée et utilisée pour de nombreuses autres applications telles que la détection d'anomalies ou d'objets présents sous la surface du sol. En effet, la présence d'anomalies dans le sol entraîne des variations importantes des vitesses et de l'énergie de propagation des ondes élastiques (chapitre 2).

# ANNEXE A

## ÉQUIPEMENTS UTILISÉS

L'annexe A contient des figures permettant de connaître les caractéristiques des équipements utilisés lors des essais sur le terrain.

Caractéristiques des accéléromètres de type PCB393 utilisés pour l'enregistrement des signaux sur le site de l'IREQ :

Model Number 393C	ACCELEROMETER, ICP®	
Performance	ENGLISH	SI
Sensitivity (±15 %)	1000 mV/g	101.9 mV/(m/s <sup>2</sup> )
Measurement Range	2.5 g pk	24.5 m/s <sup>2</sup> pk
Frequency Range (±5 %)	0.025 to 800 Hz	0.025 to 800 Hz
Frequency Range (±10 %)	0.01 to 1200 Hz	0.01 to 1200 Hz
Resonant Frequency	≥3.5 kHz	≥3.5 kHz
Broadband Resolution (1 to 10000 Hz)	0.0001 g rms	0.001 m/s <sup>2</sup> rms
Non-Linearity	≤1 %	≤1 %
Transverse Sensitivity	≤5 %	≤5 %
<b>Environmental</b>		
Overload Limit (Shock)	±100 g pk	±981 m/s <sup>2</sup> pk
Temperature Range	-65 to +200 °F	-54 to +93 °C
Temperature Response	<0.03 %/°F	<0.054 %/°C
Base Strain Sensitivity	0.001 g/με	0.01 (m/s <sup>2</sup> )/με
<b>Electrical</b>		
Excitation Voltage	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC
Constant Current Excitation	2 to 20 mA	2 to 20 mA
Output Impedance	<100 Ohm	<100 Ohm
Output Bias Voltage	3.0 to 4.5 VDC	3.0 to 4.5 VDC
Discharge Time Constant	≥20 sec	≥20 sec
Settling Time	300 sec	300 sec
Electrical Isolation (Base)	≥10 <sup>8</sup> Ohm	≥10 <sup>8</sup> Ohm
<b>Physical</b>		
Sensing Element	Quartz	Quartz
Sensing Geometry	Compression	Compression
Housing Material	Stainless Steel	Stainless Steel
Sealing	Hermetic	Hermetic
Size (Diameter x Height)	2.25 in x 2.16 in	57.2 mm x 54.9 mm
Weight	31.2 oz	885 gm
Electrical Connector	10-32 Coaxial Jack	10-32 Coaxial Jack
Electrical Connection Position	Side	Side
Mounting Thread	10-32 Female	10-32 Female



Les figures suivantes contiennent les certificats de calibration des accéléromètres :

**~ Calibration Certificate ~**  
Per ISO 10063-21

Model Number: 393C  
 Serial Number: 38351  
 Description: ICP® Accelerometer  
 Manufacturer: PCB Method: Back-to-Back Comparison AT401-3

**Calibration Data**

Sensitivity @ 100 Hz	1069 mV/g (109.0 mV/m/s <sup>2</sup> )	Output Bias	3.3 VDC
Resonant Frequency	6.2 kHz	Transverse Sensitivity	4.9 %

**Sensitivity Plot**

Temperature: 73 °F (23 °C)      Relative Humidity: 48 %

**Data Points**

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
10	-0.4	300	0.0
15	-0.3	500	0.6
30	-0.1	800	1.8
50	-0.1		
REF. FREQ.	0.0		

Mounting Surface: Dry Beam with Glass Grains    Fixation: 10-32 Female    Force Orientation: Vertical  
 Acceleration Level (A<sub>0</sub>): 1.0g (9.81 m/s<sup>2</sup>)  
 \*The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the rated level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude: Acceleration Level (g) = 0.001 x (f/Hz)<sup>2</sup>. \*The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1g = 9.80665 m/s<sup>2</sup>.

**Condition of Unit**

As Found: n/a  
 As Left: New Unit, In Tolerance

**Notes**

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/283498 and PTB Traceable thru Project 10065.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz; +/- 2.0%, 10-99 Hz; +/- 1.5%, 100-1999 Hz; +/- 1.0%, 2-10 kHz; +/- 2.5%.

Technician: Tammy Haskins      Date: 6/21/2013

**PCB PIEZOTRONICS™**  
 VIBRATION DIVISION  
 Headquarters: 1425 Walden Avenue, Depew, NY 14043  
 Calibration Performed at: 10859 Highway 903, Halifax, NC 27839  
 TEL: 888-684-0013    FAX: 716-685-3899    www.pcb.com

ACCREDITED CALIBRATION CERT #185202

PCB 1 of 2      CAL-10-10467081-0019

# ~ Calibration Certificate ~

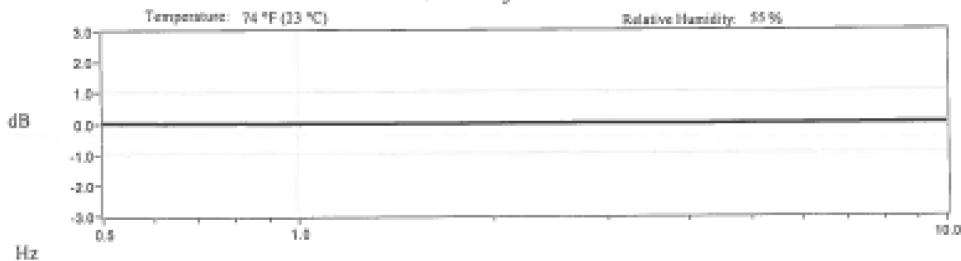
Per ISO 10012-21

Model Number: 393C  
 Serial Number: 38351  
 Description: ICP® Accelerometer  
 Manufacturer: PCB Method: Back-to-Back Comparison AT401-12

### Calibration Data

Sensitivity @ 100 Hz      1069 mV/g  
 (109.0 mV/m/s<sup>2</sup>)

### Sensitivity Plot



### Data Points

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
0.5	0.1	10	-0.2
1	-0.1		
2	-0.2		
5	-0.3		
7	-0.2		

Mounting Surface: Stainless Steel w/Silicone Grease      Fastener: M-10 Torx®      Flange Orientation: Vertical

Acceleration Level (g): 1.00 (0.80 m/s<sup>2</sup>)

\*The acceleration level may be limited by shaker displacement at low frequencies. If the listed level cannot be obtained, the calibration system uses the following formula to set the vibration amplitude: Acceleration Level (g) = 4.267 \* (Shpf). \*\*The gravitational constant used for calculations by the calibration system is: 1 g = 9.80665 m/s<sup>2</sup>.

### Condition of Unit

As Found: n/a  
 As Left: New Unit, In Tolerance

### Notes

1. Calibration is traceable to one or more of the following: PTB 10065, PTB 10066 and NIST 683/283498.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 0.5-0.99 Hz; +/- 1.8%, 1-30 Hz; +/- 1.0%, 30.01-199 Hz; +/- 1.5%, 200-1 kHz; +/- 3.0%.

Technician: Robert Bowden *RB* Date: 6/24/2013



**PCB PIEZOTRONICS™**  
 VIBRATION DIVISION

Headquarters: 1425 Walden Avenue, Depew, NY 14043  
 Calibration Performed at: 10869 Highway 901, Halifax, NC 27839  
 TEL: 888-681-0013      FAX: 716-685-3886      www.pcb.com

CALL 1-811-0878 (12H)





Caractéristiques du conditionneur de signaux de type PCB 481A02 utilisé pour l'acquisition des signaux sur le site de l'IREQ :



Series 498A and 481A are 8 channel and 16 channel ICP Conditioning Amplifiers respectively. Many options are available including charge input, switched output, gain, filter, integration, RMS detection, [computer control](#), daisy-linked up to 256 channels. The amplifiers are AC powered. The figure (shown on the left) is the 16 channel amplifier.

Model	# of ch	Gain	Freq.Range (Hz)	Filter	Interface	Remark
481A	16	x1	0.5 - 100k			Base model, require options.
481A01	16	x1	0.5 - 100k			<b>No Control Display.</b> Pre-configured with 080 option
481A02	16	x1, x10, x100	0.5 - 100k		RS-232 / RS-485	Computer / front <a href="#">panel</a> control; Preconfigured with options: 080, 035, 101, 103, and 102.
481A03	16	fine gain (x0.1 to x200)	0.5 - 100k	Programmable	RS-232 / RS-485	Computer / front panel control; Preconfigured with options: 080, 038, 157, 101, 103, 012, 020, and 102.
498A	8	x1	0.5 - 100k			Base model, require options.
498A01	8	x1	0.5 - 100k			<b>No Control Display.</b> Pre-configured with 080 option
498A02	8	x1, x10, x100	0.5 - 100k		RS-232 / RS-485	Computer / front panel control; Preconfigured with options: 080, 035, 101, 103, and 102.
498A03	8	fine gain (x0.1 to x200)	0.5 - 100k	Programmable	RS-232 / RS-485	Computer / front panel control; Preconfigured with options: 080, 038, 157, 101, 103, 012, 020, and 102.

[Go to top of page.....](#)

[For more information on PCB website.....](#)

 [Download pdf - 481A / 498A Datasheet](#)

Caractéristiques de la carte d'acquisition de type PCI-DAS6402/16 utilisée pour l'acquisition des signaux sur le site de l'IREQ :

## PCI-DAS6402/16

### 64-Channel, 16-Bit, 200 kS/s Multifunction Board



[Write the first review](#)

Product Q&A [1 Question](#) | [1 Answer](#) [Read all](#)

#### Key Highlights

- 64 single-ended/32 differential analog inputs
- 200 kS/s sample rate
- 16-bit A/D resolution
- 8192 sample gain/channel queue
- Bus-master & scatter-gather support
- Burst-mode SS&H emulation
- 8192 sample A/D FIFO
- 100 kS/s D/A update rate (16K FIFO)
- Provides arbitrary waveform generation
- One 16-bit counter
- 32 digital I/O
- Fully plug-and-play & autocalibrating

#### Software

- TracerDAQ® software included for acquiring and displaying data and generating signals
- Universal Library includes support for Visual Studio® and Visual Studio® .NET, including examples for Visual C++®, Visual C#®, Visual Basic®, and Visual Basic® .NET
- Comprehensive drivers for DASyLab® and NI LabVIEW™
- Supported by MATLAB® Data Acquisition Toolbox™
- InstaCal software utility for installation, calibration, and testing



[\[+\] View Large](#)

## ANNEXE B

# ANNEXE DE L'ARTICLE DU CHAPITRE 4

Figure B1 presents the group and phase velocity dispersion curves for the fundamental and the first two modes of Rayleigh wave propagation for a profile containing a concrete layer overlain by a soil layer. The fundamental mode of propagation is referred to as R0, while the first and second modes are R1 and R2. The concrete and soil layers have a shear wave velocity of 1250 m/s and 126 m/s, respectively. These dispersion curves were obtained using the propagator matrix technique as formulated by Schwab and Knopoff (1972), which enables the Rayleigh velocity-frequency distribution in a soil profile containing a series of homogeneous layer to be approximated. The dispersion curves shown in Figure B1 are presented for frequencies above 50 Hz since the waves propagating below this frequency typically do not carry enough energy to be measured during our field tests. It was also chosen to 'cut' the velocity axis at 900 m/s since the phase velocity curve of the fundamental mode below 55 Hz rapidly increases nearly parallel to the vertical axis. The

Airy phase of the fundamental mode of propagation is visible around a frequency of 95 Hz where the group velocity of the R0 mode reaches a minimum value of 40 m/s. The frequency or wavelength at which the group velocity of the fundamental mode reaches its minimum value is affected both by the properties of the soil and concrete layers and by the depth of the rigid layer (Ewing et al. 1957).

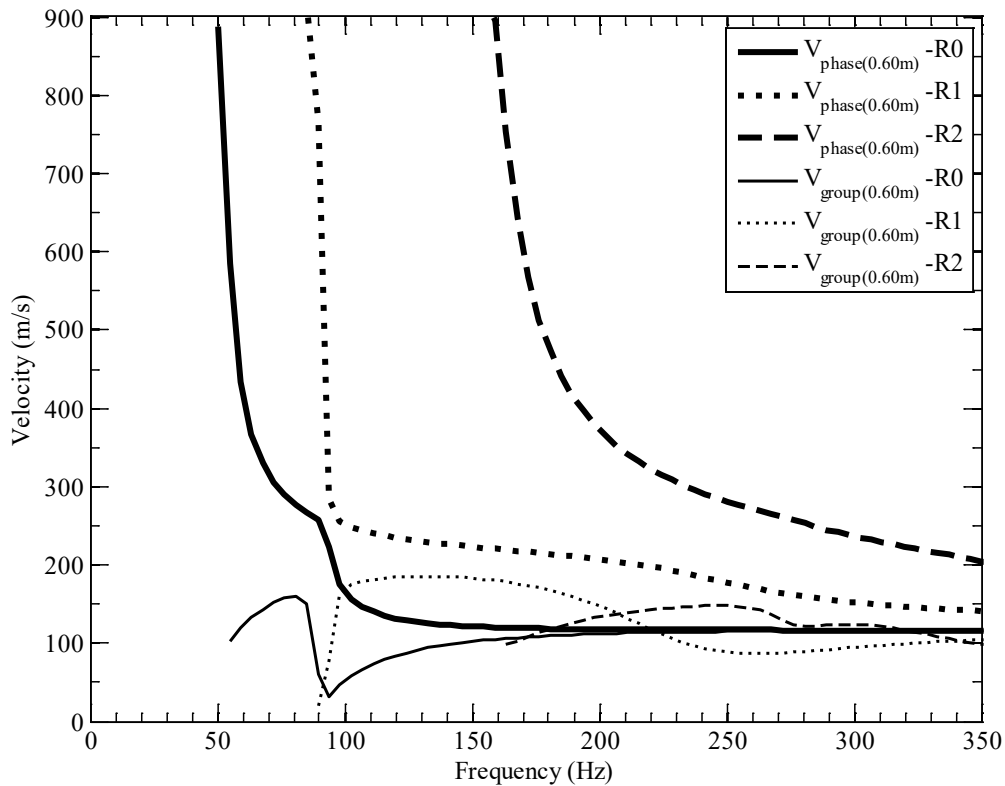


Figure B1 Theoretical group and phase velocity profiles for the fundamental (R0) and two first higher modes of propagation (R1 and R2) for a profile containing a concrete layer 0.6 m deep.

To verify the impact of the depth of the concrete on the theoretical group and phase velocity dispersion curves, two other velocity profiles were computed for a concrete layer located at various depths under the same soil layer (Figure B2). The group and phase velocity profiles for the fundamental mode alone are shown here. It can be seen that the Airy phase is located around 85 Hz, 95 Hz and 105 Hz for a concrete layer at a depth of 0.65 m, 0.6 m and 0.55 m, respectively. As opposed to the group velocity, for the same frequency below

the Airy phase, a Rayleigh wave will have a higher phase velocity when the concrete layer is at a shallower depth. Figures B1 and B2 show that the presence of the concrete structure mainly affects the velocity of the waves propagating at frequencies near or lower than the Airy phase. This behavior is expected since only the lower frequency waves (longer wavelength) reach the concrete structure. Finally, from the group and phase velocity profiles shown in Figure B1, it can be observed that only the fundamental mode of propagation is present for frequencies below 95 Hz. This property is important as it demonstrates that the group and phase velocities calculated at frequencies below the threshold value of 95 Hz should belong to the fundamental propagation mode.

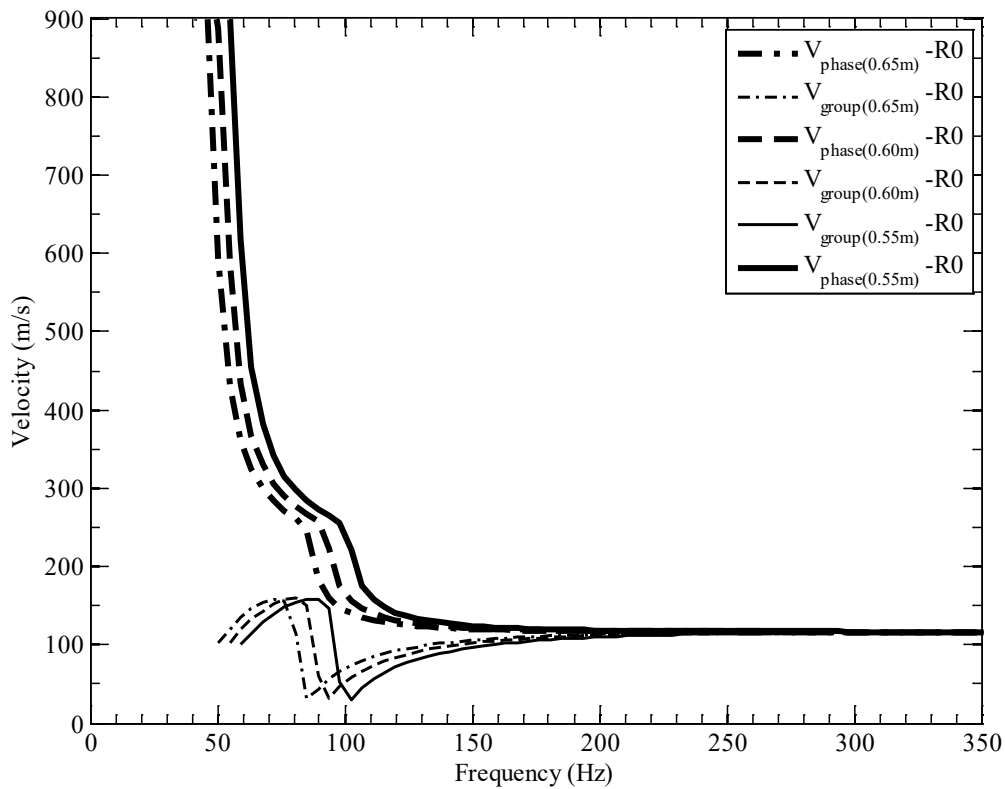


Figure B2 Theoretical dispersion curves for the fundamental mode of propagation of Rayleigh waves for a concrete layer of varying depth.

The velocity profiles shown in Figure B1 and B2 are based on the assumption of a 1D profile where all the layers are perfectly flat. However, for a 2D profile where lateral discontinuities occur within the profile, the experimental dispersion curves calculated over such a profile may show variations with respect to the ones shown in Figure B1 (Gucunski

et al., 1996). These differences between 1D and 2D systems may be due to the presence and energy content of higher modes (Gucunski and Woods, 1991) or of reflected and diffracted waves (Yanovskaya, 1989; Sheu et al., 1988) recorded by the receivers located near the discontinuities (Park et al., 1999). In this study, it is shown how the presence of irregularities at the surface of a flat concrete layer affects the propagation energy and velocity (section 4.6.2) of elastic waves.

### Continuous Wavelet transform

In the Continuous Wavelet Transform (CWT), the similarities between a mother wavelet  $\psi(t)$  and its scaled versions are compared to the analyzed signal  $x(t)$ , as shown in Eq. (B.1) (Abry, 1997):

$$C(a,t) = \int x(b) \frac{1}{\sqrt{a}} \psi^* \left( \frac{b-t}{a} \right) db \quad (\text{B.1})$$

The mother wavelet is scaled (with the dilation factor  $a$ ) to different sizes in order to cover the required range of frequencies. Each scaled wavelet is compared to the analyzed signal at different positions in order to cover the entire signal. The resulting coefficients  $C(a,t)$  therefore vary as a function of both the scale (frequency) and position (time) and are obtained through Eq. (B.1) (Mallat, 1998):

Parameter  $a$  defines the scale (or dilation) of the wavelet  $\psi(t)$ , while parameter  $b$  translates the wavelet along the time axis. After converting scales into frequencies ( $a(\omega) = \omega_\nu / \omega$ ), Eq. (B.1) becomes:

$$C(\omega,t) = \int x(b) \frac{\omega}{\omega_\nu} \psi^* \left( \frac{\omega_\nu(t-b)}{\omega} \right) db \quad (\text{B.2})$$

Where  $\omega_\nu$  is the maximum frequency of the mother wavelet. The type of mother wavelet used is important and should be chosen in accordance with the analysed signal (Flandrin et al. 2003). In this study, the popular Morlet wavelet was chosen (Morlet, 1983):

$$\psi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \left( e^{\frac{i2\pi f_0 t}{2}} - e^{\frac{-(2\pi f_0)^2}{2}} \right) e^{-\frac{t^2}{2}} \quad (\text{B.3})$$

Where  $f_0$  is the frequency associated with the mother wavelet. The results obtained after applying the CWT on a given signal are a set of coefficients based on which the amplitude varies with time and frequency. The times and frequencies at which the coefficients are maximal (ridge curves) correspond to the estimated group arrival time which are used to compute the group velocities. In this study, the analytical version of the signals was used in Eq. (B.2).

To demonstrate how the CWT can be used to retrieve the group velocity from a signal containing more than one mode of propagation of Rayleigh waves, a synthetic signal was generated from the two first modes of propagation (R0 and R1) shown in Figure B3. The synthetic signal is generated by converting the phase velocities R0 and R1 shown in Figure B3 into phase angles and then using the Inverse Fourier transform (IFT) to obtain the synthetic signal in the time domain. Figure B3 shows that the group velocities calculated with the CWT and presented in the form of contours (red contours contain more energy) and ridge points (circles) fit with the theoretical group velocities calculated with the method presented by Schwab and Knopoff (1972). The fit is however not 1:1 due to the presence of two Rayleigh propagation modes, the sudden variation of the group velocity of both modes below 100 Hz and the overlapping of both modes at 95 Hz and between 220 and 300 Hz. Note however that the synthetic signal obtained with the IFT did not take into account the relative amplitude of each mode of propagation, which was assumed to be the same for both modes and frequencies. In reality, the R0 and R1 modes do not have the same amplitude at every frequency and it is the reason why the higher modes present in the experimental dispersion curves shown in Figure 4.19 contain significantly less energy than the R1 mode shown in Figure B3.

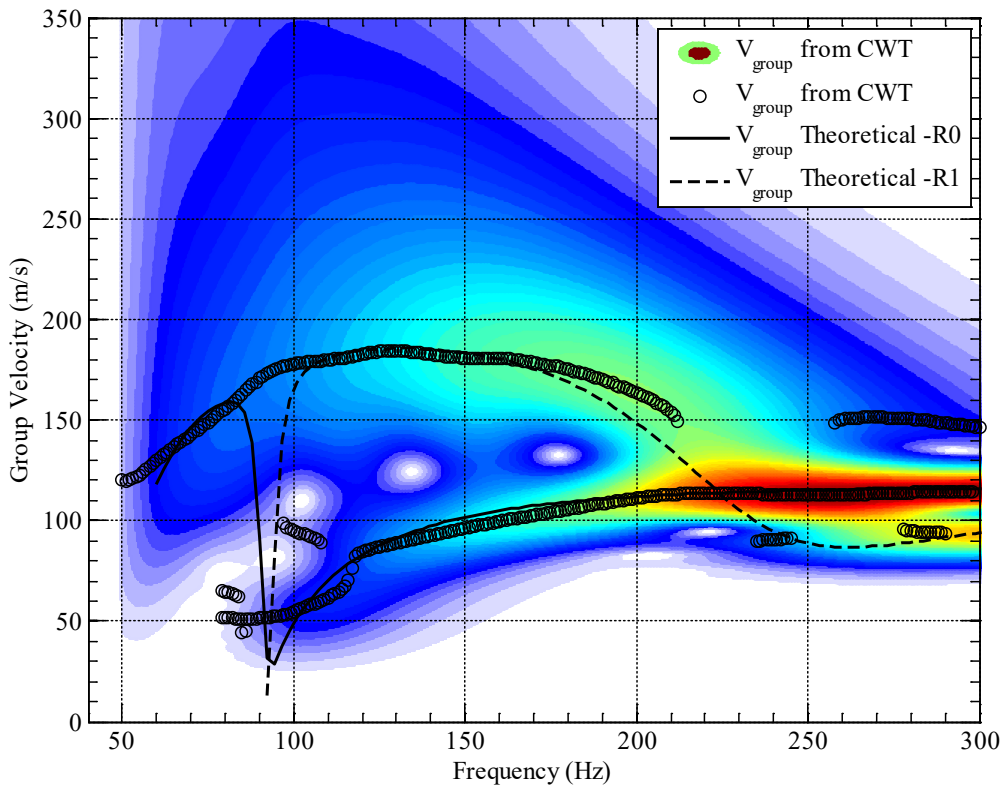


Figure B3 Comparison between the theoretical group velocity ( $V_g$ ) of the fundamental (R0) and the first higher mode (R1) Rayleigh mode with the  $V_g$  calculated with the CWT from a synthetic signal.



# ANNEXE C

## SOURCE SISMIQUE

Lors des simulations numériques, une sollicitation dynamique (appelée source) similaire à celle produite lors des essais sur le terrain, c'est-à-dire par un coup de marteau sur une plaque d'acier placée à la surface du sol, doit être produite. Pour ce faire, une impulsion est générée le long de l'axe de gauche du modèle (en haut à gauche du modèle de la figure 2.8). Cette impulsion a l'une des formes suivantes :

$$s(t) = A \sin(\omega t - \phi) \text{ pour } t < 1/(2f) \quad (2.9a)$$

Où :  $A$  = amplitude de l'onde

$\omega = 2\pi f$  = fréquence angulaire (rad/s)

$t$  = temps (s)

$f$  = fréquence (Hz)

$\phi$  = phase (rad)

$$s(t) = A e^{-\frac{(t-t_0)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{pour } t \leq t_{\max} \quad (2.9b)$$

Où :  $t_0$  = localisation temporelle du centre de l'impact (s)

$t_{\max}$  = temps de la fin de l'impact (s)

$\sigma$  = Paramètre permettant de régler la taille de l'impact

L'équation 2.9a décrit une demi-sinus qui commence au temps 0 tandis que l'équation 2.9b décrit plutôt une gaussienne centré au temps  $t_0$ . Bien que ces deux équations correspondent à des impulsions de courtes durées, l'équation 2.9b possèdent certains avantages par rapport à l'équation 2.9a. La figure C1 montre les impulsions dans les domaines temporel et fréquentiel générées par les équations 2.9a,b. Pour l'équation 2.9a, une fréquence  $f$  de 200 Hz, une amplitude  $A$  de 1 et une phase  $\varphi$  de 0 sont utilisés tandis que pour l'équation 2.9b, un  $t_0$  de 0.002, un  $t_{\max}$  de 0.006 et un  $\sigma$  de 0.001 sont utilisés. Dans le domaine temporel (figure C1a), l'équation 2.9a a comme avantage de produire une impulsion atteignant son amplitude maximum et s'atténuant plus rapidement que celle produite par l'équation 2.9b. Cependant, dans le domaine fréquentiel, l'équation 2.9b permet d'éviter la fuite spectrale (présence de multiples lobes dans le domaine fréquentiel) se produisant lorsque l'équation 2.9a est utilisée. Lors des simulations numériques, il est donc avantageux d'utiliser l'équation 2.9b afin d'éviter l'introduction d'énergie à de hautes fréquences pouvant causée des distorsions numériques. Néanmoins, l'utilisation d'un amortissement de Rayleigh (chapitre 2) qui filtre les hautes fréquences permet l'utilisation de l'équation 2.9a.

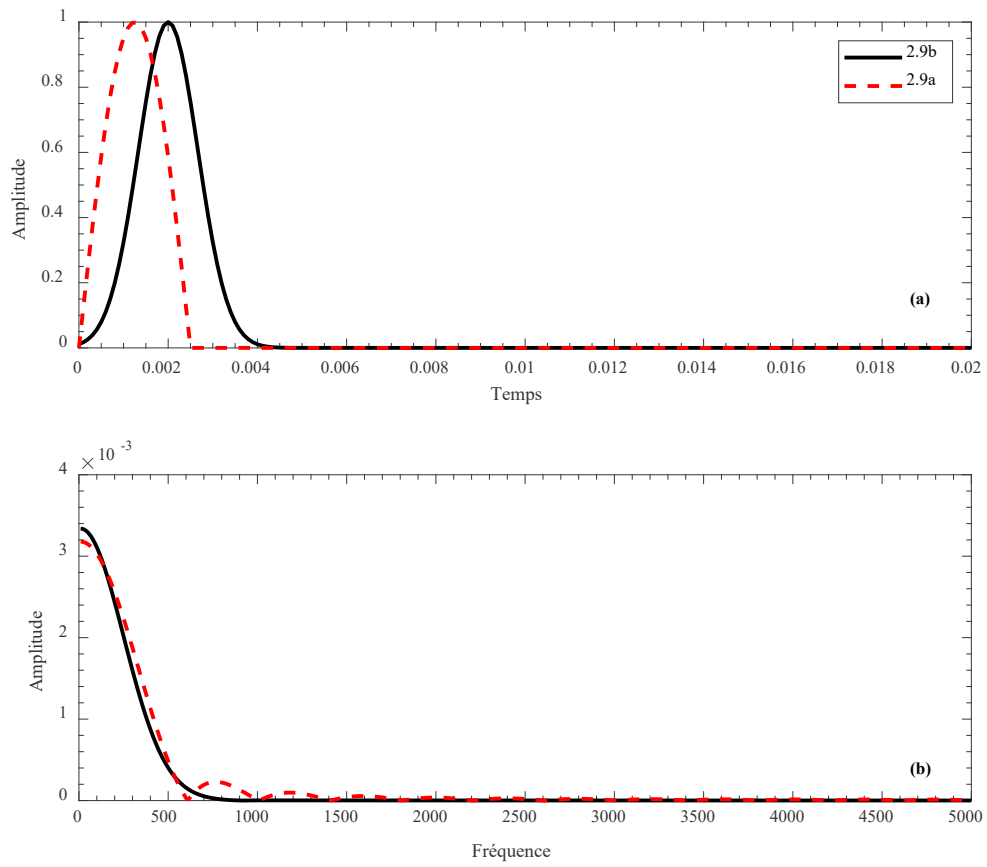


Figure C1 (a) Représentations temporelles et (b) fréquentielles des impulsions créées par les équations 2.9a et 2.9b.

# LISTE DES RÉFÉRENCES

Abo-Zena, A. 1979. Dispersion function computations for unlimited frequency values. *Geophys. J. Roy. Astr. Soc.* 58. 91-105.

Abramson, M.A., 2003, Pattern search algorithms for mixed variable general constrained optimization problems: PhD diss., Rice University.

Abry, P. 1997. *Ondelettes et turbulence. Multirésolutions, algorithmes de décomposition, invariance d'échelles.* Diderot Editeur, Paris.

Addo, K.O., and P.K. Robertson, 1992, Shear-waves velocity measurement of soils using Rayleigh waves: *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 558–568.

Aki, K. 1988. Local site effects and strong ground motion, *Proceedings of the Special Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, vol. 2, Am. Soc. Civil Eng., Park City, Utah.

Aki, K. et Richard, P.G. 2002. *Quantitative Seismology*. 2<sup>nd</sup> ed. University Science Books, Sausalito, CA.

Alterman, Z. et Karal, F.C. 1968. Propagation of elastic waves in layered media by finite-difference methods. *Bull. Seism. Soc. Am* 58, pp. 397-398

Amin, M. G., B. Jakonovic, Y. D. Zhang, and F. Ahmad, 2015, A sparsity-perspective to quadratic time-frequency distributions: *Digital Signal Processing*, 46, 175–190.

Anbazhagan, P., Sitharam, T.G. 2008. Mapping of average shear wave velocity for Bangalore region: A case study. *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, 13 (2), pp. 69-84

Aouad, M. F. 1993. Evaluation of flexible pavements and subgrades using the spectral-analysis-of-surface-waves SASW method, Ph.D. thesis, Univ. of Texas at Austin, Texas.

Auger, F. et Flandrin, P. 1995. “Improving the readability of time-frequency and time-scale representations by the reassignment method,” *IEEE Trans. Signal Processing*, vol. 43, no. 5, pp. 1068–1089.

- Auger, F. Flandrin, P. Lin, Y. McLaughlin, S. Meignen, S. Oberlin, T. Wu, H. 2013. "Time-frequency reassignment and synchrosqueezing: An overview", *IEEE Signal Process. Mag.*, vol. 30, no. 6, pp.32 -41.
- Askari, R., S. Hossein Hejazi, 2015, Estimation of surface-wave group velocity using slant stack in the generalized S-transform domain: *Geophysics*, 80, no. 4, EN83-EN92.
- Assous, S. et Boashash, B. 2012. "Evaluation of the Modified S-transform for Time-frequency Synchrony Analysis and Source Localisation," *EURASIP Journal on Advances in Signal Processing*, 49.
- Baraniuk, R. G. et Jones, D. L. 1993. A signal-dependent time-frequency representation: Optimal kernel design, *IEEE Trans. Signal Processing*, vol. 41, pp. 1589-1602.
- Beatty, K.S., D.R. Schmitt, M. Sacchi, 2002, Simulated annealing inversion of multimode Rayleigh wave dispersion curves for geological structure: *Geophysical Journal International*, 151, no. 2, 622-631.
- Bérenger, J.-P. 1994. A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves. *J. Computing Phys.* 114. 185-200.
- Beskos, D.E. 1987. Boundary elements methods in dynamic analysis, *Appl. Mech. Rev.* 40 (1)1–23.
- Beskos, D.E. 1997 Boundary elements methods in dynamic analysis: part II (1986–1996), *Appl. Mech. Rev.* 50 (3) 149–197.
- Bodet, L., Abraham, O., Clorenec, D., 2009. Near-offset effects on Rayleigh-wave dispersion measurements: physical modeling. *Journal of Applied Geophysics* 68 (1), 95–103
- Boiero, D., Socco, L. 2010. Retrieving lateral variations from surface wave dispersion curves. *Geophys Prospect* 58, pp. 977–996.
- Boashash, B. 1992a. Estimating and interpreting the instantaneous frequency of a signal. Part I: Fundamentals, *Proc. IEEE* 80 (1992) 520–538.
- Boashash, B. 1992b. Estimating and interpreting the instantaneous frequency of a signal. Part II: Algorithms and applications, *Proc. IEEE* 80 (1992) 540–568.

- Boashash, B. 1992c. Time–Frequency Signal Analysis — Methods and Applications (Longman-Cheshire, Melbourne and John Wiley Halsted Press, New York, 1992).
- Boashash, B., 2015, Time–Frequency Signal Analysis and Processing — A Comprehensive Reference: Academic Press Inc.
- Bolt, B.A. 1976. Nuclear explosions and earthquakes: The parted veil: W. H. Freeman and Co.
- Boore, D. M. 1970. Love waves in nonuniform waveguides: finite difference calculations. *J. Geophys. Res.* 75, 1512-1527.
- Boore, D. 1972. Finite-difference methods for seismic wave propagation in heterogeneous materials. In *Methods in Computational Physics*, Vol. 11, B. A. Bolt, ed., Academic Press, New York.
- Brent, R.P., 1973, *Algorithms for Minimization without Derivatives*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Butler, D.L. 1980. Evaluation of geophysical methods for cavity detection at the WES cavity test facility. U.S. Army Eng. Waterways Exp. St., Tech. Rep. GL-804, p.125.
- Cara 1973. Filtering of dispersive wavetrains. *Geophys J R astr Soc*, 33 :65-80.
- Carmona, R. A., W. L. Hwang, B. Torresani, 1997, Characterization of signals by the ridges of their wavelet transforms: *IEEE Transactions on Signal Processing*, **45**, no. 10, 2586–2590.
- Cerjan, C. Kosloff, D. Kosloff, R. Reshef, M. 1985. A non reflecting boundary condition for discrete acoustic and elastic wave equations. *Geophysics*. 50. 705-708.
- Cerveny, V. 2001. *Seismic Ray theory*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Chai, H.Y. Phoon, K.K., Wei, C.F., Lu, Y.F., 2011. Analysis of effects of active sources on observed phase velocity based on the thin layer method. *J Appl Geophys*, 73(1):49–58.
- Chai, H.Y. Phoon, K.K. Goh, S.H. et Wei, C.F. 2012. Some theoretical and numerical observations on scattering of Rayleigh waves in media containing shallow rectangular cavities, *J. Appl. Geophys.*, 83, 107–119.

- Chai, H.Y. Goh, S.-H. Phoon, K.K. Wei, C.F. 2013. Effects of source and cavity depths on wave fields in homogeneous half spaces: *Journal of Applied Geophysics*, 93, pp. 52-59.
- Chen, S. S., D. L. Donoho, and M. A. Saunders. 2001. Atomic decomposition by basis pursuit, *SIAM Rev.*, 43(1), 129–159.
- Cheng, L. Hongmei, Z. 2012 "Instantaneous frequency estimation by the reassigned Stockwell spectrogram," in *Information Science, Signal Processing and their Applications (ISSPA)*, 2012 11th International Conference on , vol., no., pp.1235-1240, 2-5.
- Claasen, T.A.C.M. et Mecklenbrauker, W.F.G. 1980. The Wigner distribution - a tool for time-frequency signal analysis - part 2: Discrete-time signals,. *Philips J. Research*, vol. 35, pp. 276. 350.
- Cohen, L. 1995. *Time-Frequency Analysis: Theory and Applications*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
- Colominas, M.A. Schlotthauer, G. Torres, M.E. 2014. Improved complete ensemble EMD: A suitable tool for biomedical signal processing *Biomedical Signal Processing and Control*, 14 (1), pp. 19-29
- Cooley, J. W. and Tukey, J. W. 1965. An Algorithm for the Machine Computation of the Complex Fourier Series. *Mathematics of Computation*, Vol. 19, pp. 297-301.
- Costello, S.B. Chapman, D.N. Rogers, C.D.F. Metje, N. 2007. Underground asset location and condition assessment technologies. *Tunnelling and Underground Space Technology*, volume 22, p. 524–542.
- Corchete et coll. 2007. Shear wave velocity structure of the Sinai Peninsula from Rayleigh wave analysis. *Surv Geophys* 28 :299-324.
- Courant, R. Friedrichs, K. Lewy, H. 1928. Uber die partiellen Differenzgleichungen der mathematischen Physik. *Mathematische Annalen*. 100. 32-74.
- Cundall, P. A. “Adaptive Density-Scaling for Time-Explicit Calculations,” in *Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics (Edmonton, 1982)*, pp. 23-26 (1982).

- Dahlin, T. Zhou, B. 2004. A numerical comparison of 2D resistivity imaging with ten electrode arrays. *Geophysical Prospecting* 52 (5), 379–398.
- Daniels, D.J. 2004. *Ground Penetrating Radar*, 2e edition, The Institution of Electrical Engineers, London, UK, 456 p.
- Davis, J.L. et Annan, P. 1989. Ground-penetrating radar for high-resolution mapping of soil and rock stratigraphy. *Geophysical Prospecting*, volume 37, p. 531-551.
- Daubechies, I. Lu, L. Wu, H. 2011. Synchrosqueezed wavelet transforms: an empirical mode decomposition -like tool, *Appl. Comput. Harmon. Anal.* 30 (2) 243–261.
- Debremaecker, J. C. (1958) Transmission and Reflection of Rayleigh Waves at Corners, *Geophysics*, Vol. 23, p. 253---266.
- Delprat, N. Escudie, B. Guillemain, P. Kronland-Martinet, R. Tchamitchian, P. Torr'esani, B. 1992. Asymptotic wavelet and Gabor analysis: Extraction of instantaneous frequencies. *IEEE Trans. Inform. Theor.*, vol. 38, no. 2, pp. 644–664.
- Djurovic, I., Sejdic, E., Jiang, J., 2008. Frequency-based window width optimization for S-transform, *AEÜ, Int. J. Electron. Commun.* 62(4) 245–250.
- Dobrin, M. B (1951) Dispersion in seismic surface waves, *Geophysics*, 16, 63---80.
- Duhamel, P. and Vetterli, M. 1990. Fast Fourier Transforms: A Tutorial Review and a State of the Art. *Signal Processing*, Vol. 19, pp. 259-299.
- Dziewonski, A.M., Bloch, S., Landisman, M.A. 1969. Technique for the analysis of transient seismic signals. *Bull Seismol Soc Am* 59:427–44.
- Ewing, W.M., Jardetzky, W.S., and Press, F. 1957. *Elastic Waves in Layered Media*. McGraw-Hill, 380 p.
- Ewing, W.M., Jardetzky, W.S., and Press, F. 1957. *Elastic Waves in Layered Media*. McGraw-Hill, 380 p.
- Farooq, M. Park, S. Song, Y.S. Kim, J.H. Tariq, M. Abraham, A.A. 2012. Subsurface cavity detection in a karst environment using electrical resistivity (er): A case study from yongweol-ri, South Korea: *Earth Sciences Research Journal*, 16 (1), pp. 75-82.



- Faure, R.M., Karray, M. 2007. Investigation of the concrete lining after the Mont Blanc tunnel fire. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, 17 (2), pp. 123-132.
- Fichtner, A. 2011. *Full Seismic Waveform Modelling and Inversion*. AGEM. Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Flandrin, P. 1999. *Time-Frequency/Time-Scale Analysis*, Academic Press, San Diego, CA.
- Flandrin, P. Goncalvès, P. 1996. *Geometry of Affine Time-Frequency Distributions*, *Applied and Computational Harmonic Analysis*, Volume 3, Issue 1, Pages 10-39
- Flandrin, P. Auger, F. et Chassande-Mottin, E. 2003. "Time-frequency reassignment: From principles to algorithms," in *Applications in Time-Frequency Signal Processing*, edited by A. Papandreou-Suppappola CRC Press, Boca Raton, FL, pp. 179–203.
- Flandrin, P. Borgnat, P. 2010. Time-frequency energy distributions meet compressed sensing. *IEEE Trans. Signal Process.*, 58, pp. 2974–2982
- Foinquinos, R., Roesset, J. M., and Stokoe, K. H. 1995. Response of pavement systems to dynamic loads imposed by non-destructive tests, *Transp. Res. Rec.* 1504, 57–67.
- Forsythe, G. E., Malcolm, M. A., and Moler, C. B. 1976, *Computer Methods for Mathematical Computations*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
- Foti, S. Lai, C. Rix, G. Strobbia, C. 2014. *Surface wave methods for near-surface site characterization*. CRC Press.
- Fowler, C.M.R., 1990. *The solid earth*: Cambridge Univ. Press.
- Gabriels, P., Snieder, R., Nolet, G. 1987, In-situ measurement of shear-wave velocity in sediments with higher-mode Rayleigh waves: *Geophysical Prospecting*, 35, no. 2, 187-196.
- Gabriel, R. Flandrin, P. 2006 One or two Frequencies ? The empirical Mode Decomposition Answers.. 19 pages, 7 figures. Submitted to *IEEE Trans. on Signal Proc.*
- Ganji, V., Gucunski, N., Maher, A. (1997). Detection of underground obstacles by SASW method - Numerical aspects. *Journal of Geotechnical Engineering*, 123 (3), pp. 212-219.

- Ganpan Ke, H. D., A. Kritensen, et M. Thompson. 2011. Modified Thompson-Haskell matrix methods for surface wave dispersion curve calculation and their accelerated root searching schemes. *Bull Seismol Soc Am.* 101(4), 1692-1703.
- Gao, L., Xia, J., Pan, Y., 2014, Misidentification caused by leaky surface wave in high-frequency surface-wave method: *Geophysical Journal International*, 199, 1452-1462.
- Garotta, R. 2000. *Shear Waves from Acquisition to Interpretation*, Distinguished Instructor Series, volume 3. SEG, Tulsa.p. 450-462
- Gautman, P. Pant, S.R. et Ando, H. 2000. Mapping of Subsurface Karst Structure with Gamma Ray and Electrical Resistivity Profiles: a Case Study from Pokhara Valley, Central Nepal. *Journal of Applied Geophysics* 45, 2, 97-110.
- Gelis. C. 2005. Inversion des formes d'onde élastique dans le domaine espace-fréquence en deux dimensions. Application à la caractérisation de la subsurface dans le cadre de la détection de cavités souterraines. Thèse de doctorat, université de Nice-Sophia Antipolis, 345 p.
- Gilbert, F. et Backus, G. 1966. Propagator matrices in elastic wave and vibration problems. *Geophysics*, 31, pp. 326-332.
- Gibson, P.J. Lyle, P. et George, D.M. 2004. Application of Resistivity and Magnetometry Geophysical Techniques for Near-Surface Investigations in Karstic Terranes in Ireland. *Journal of Cave and Karst Studies*, 66, 2, 35-38.
- Gilles, J. 2013. Empirical wavelet transform, *IEEE Trans. Signal Process.*, 61 (16), pp. 3999-4010
- Goupillaud, P. Grossmann, A. and Morlet, J. 1984. Cycle octave and related transforms in seismic signal analysis: *Geoexploration*, 23, 85–102.
- Graff, K.F. 1975. *Wave Motion in Elastic Solids*. Ohio State University Press, USA
- Grandjean, G. Leparoux, D. 2004. The potential of seismic methods for detecting cavities and buried objects: experimentation at a test site. *J. Appl. Geophys.* 56 (2), 93–106.
- Grochenig, K. 2001. *Foundations of time-frequency analysis*, Birkhauser.

- Griffiths, D.H. Turnbull, J. Olayinka, A.I. 1990. Two dimensional resistivity mapping with a computer-controlled array. *First Break* 8 (4), 121–129.
- Gucunski, N., and Woods, R. D. 1991. Instrumentation for SASW testing, in *Geotechnical special publication no. 29, Recent advances in instrumentation, data acquisition and testing in soil dynamics*, edited by S. K. Bhatia, S. K. and G. W. Blaney, American Society of Civil Engineers, 1-16.
- Gucunski, N. Ganji, V. Maher, M.H. 1996. Effects of obstacles on Rayleigh wave dispersion obtained from the SASW test. *Soil Dynam Earthquake Eng* 15(4):223–31.
- Gucunski, N. Shokouhi, P. 2005. Surface wave analysis using wavelet transforms. *Proceedings of the Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems, SAGEEP, 1*, pp. 658-659.
- Gurbuz, A.C., McClellan, J.H., Scott W.R. 2010. Detection of linear and planar structures in 3D subsurface images by iterative dimension reduction, *Digital Signal Processing*, Volume 20, Issue 2, Pages 391-400.
- Hack, R. 2000. Geophysics for slope stability. *Surveys in Geophysics*, volume 21, numéro 4, p. 423-448.
- Haskell, N.A. 1953. The dispersion of surface waves in multilayered media. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 43, pp. 17-34.
- Haven, J. Frank, Z. Russell, A. Dingus, M. 2001. *Non-destructive Examination of Pipes*, American Water Works Association Research Foundation, USA.
- Heisey, J. S. 1982. Determination of in situ Shear Waves Velocity From Spectral-Analysis-of-Surface-Waves, *Thèse de maîtrise, Université, du Texas Austin, Texas, U. S. A.*, 300 p.
- Heukelom, W. Foster, C. R. 1960. Dynamic Testing of Pavement, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 86, No SM-1, p. 1---28.
- Hlawatsch, F. et Boudreaux-Bartels, G.F. 1992. “Linear and quadratic time frequency signal representations,” *IEEE Signal Processing Mag.*, vol. 9, no. 2, pp. 21–67.

Hlawatsch, F. Flandrin, P. 1992. The Interference Structure of the Wigner Distribution and Related Time-Frequency Signal Representations. In the Wigner Distribution Theory and Applications in Signal Processing. W. Mecklenbrauker. Ed. North Holland Elsevier Science Publishers.

Huang, N. E. Shen, Z. Long, S. R. Wu, M. C. Shih, H. H. Zheng, Q. Yen, N.-C. Tung, C. C. and Liu, H.H. 1998. "The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for nonlinear and non-stationary time series analysis," Proc. Roy. Soc. London A, vol. 454, pp. 903–995.

Huang, N.E., Wu, Z. Long, S.R. Arnold, K.C. Blank K. et T. Liu W., 2009. On Instantaneous Frequency, World Scientific. Advances in Adaptive Data Analysis, Vol. 1, No. 2. pp 177-229.

Hutchinson, D. J. Phillips, C. Cascante, C. G. 2002. Risk considerations for crown pillar stability assessment for mine closure planning: J. Geotech. Geol. Eng., 20, 41–64.

Hydro-Québec. 2008. Les normes de sécurité d'Hydro-Québec Distributions. Retrieved from <http://www.hydroquebec.com/location-structures/docs/d.25-05.pdf>

Iatsenko, D. McClintock, P.V.E. Stefanovska, A. 2015a. Linear and synchrosqueezed time-frequency representations revisited: Overview, standards of use, resolution, reconstruction, concentration, and algorithms. Digital Signal Processing: A Review Journal, 42, pp. 1-26

Iatsenko, D. McClintock, P.V.E. Stefanovska, A. 2015b. On the extraction of instantaneous frequencies from ridges in time-frequency representations of signals, submitted to IEEE Signal Proc. [preprint: arXiv:1310.7276]

Itasca. (2012). FLAC3D: fast Lagrangian analysis of continua in 3 Dimension user's guide. Itasca consulting group Inc., Minneapolis, Minnesota, 2012.

Jianxiong Chen, Colin A. Zelt, and Priyank Jaiswal 2017. Detecting a known near-surface target through application of frequency-dependent travelttime tomography and full-waveform inversion to P- and SH-wave seismic refraction data. GEOPHYSICS, 82(1), R1-R17.

- Jokanovic, B. Amin, M. 2015. Sparsity and concentration measures for optimum quadratic time-frequency distributions of Doppler signals. *IEEE Radar Conference (RadarCon)*, Arlington, VA, 2015, pp. 1211-1215
- Jones, R. 1962. Surface wave techniques for measuring elastic properties and thickness of roads: Theoretical development. *British Journal of Applied Physics*, 13: 21–29.
- Jones, D.L. Baraniuk, R.G. 1995. An adaptive optimal-kernel time–frequency representation, *IEEE Trans. Signal Process.* 43 (10) 2361–2371.
- Karray, M. 1999. Utilisation de l’analyse modale des ondes de Rayleigh comme outil d’investigation géotechnique in situ, Thèse de doctorat en génie civil, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec), Canada, 275p.
- Karray, M., G. Lefebvre, 2008, Significance and evaluation of Poisson's ratio in Rayleigh wave testing: *Canadian Geotechnical Journal*, 45, no. 5, 624-635.
- Karray, M. and Lefebvre, G. 2009a. Detection of cavities beneath pavements by modal analysis of surface waves (Rayleigh waves) (MASW). *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (4), pp. 424-437.
- Karray, M., Lefebvre, G. 2009b. Techniques for mode separation in Rayleigh wave testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (4), pp. 607-619.
- Karray, M., Lefebvre, G., Ethier, Y. et Bigras, A. 2010. Assessment of deep compaction of the peribonka dam foundation using "modal analysis of surface waves" (MASW). *Canadian Geotechnical Journal*, volume 47, numéro 3, p. 312-326.
- Karray, M., Hussien, M. N., Paquet-Boucher, B., Ethier, Y., 2016. Anomaly detection under roads by the Multi Modal Analysis of Surface waves (MMASW). 69e Conférence Canadienne de géotechnique, Vancouver, Canada.
- Kausel, E. et J.M. Rosset. 1981. Stiffness matrices for layered soils. *Bull Seismol Soc Am.* 71(6). 1743-1761.
- Kausel, E. & Peek, R., 1982. Dynamic loads in the interior of a layered stratum: an explicit solution, *Bull. seism. Soc. Am.*, 72, 1459–1481

Kausel, E. 2005. Waves Propagation Modes: From Simple Systems to Layered Soils, Chapter 4 in the book *Surface Waves in Geomechanics: Direct and Inverse Modeling for Soils and Rocks*, pp. 165-202, (C.G. Lai and K. Wilmanski, editors), Springer Verlag.

Knopoff, L. 1964. A matrix method for elastic wave propagation. *Bull. Seis. Soc. Am.* 54. 431-438.

Kodera, K., C. de Velledary, and R. Gendrin, 1976, A new method for the numerical analysis of non-stationary signals: *Physics of the Earth and Planetary Interior*, 12, 142–150.

Kovach, L.R., Lehner, F., and Miller, R. 1963. Experimental ground amplitudes from small surface explosions. *Geophysics*, Vol. 28, No. 5: pp. 793-798.

Kramer, S.L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp.

Krawczyk, C. M. Polom, U. Trabs, S. et Dahm, T. 2012. Sinkholes in the city of Hamburg- New urban shear-wave reflection seismic system enables high-resolution imaging of subsurface structures. *Journal of Applied Geophysics*, volume 78, p. 133-143.

Kristek, J. Moczo, P. Galis, M. 2009. A brief review of some PML formulations and discretizations for the velocity-stress equation of seismic motion. *Stud. Geophys. Geod.* 53, 459-474.

Kritski, A. Vincent, A. P. Yuen, D. A. et Carlsen, T. 2007. Adaptive Wavelets for Analyzing Dispersive Seismic Waves, *Geophysics*, Vol.72, No.1, pp. V1-V11, ISSN: 0016-8033.

Kuhlemeyer, R. L., and Lysmer, J. 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *J. Soil Mech. & Foundations*, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427.

Kulesh, M., Holschneider, M., Diallo, M.S., Xie, Q. & Scherbaum, F., 2005. Modeling of wave dispersion using continuous wavelet transforms, *Pure and Applied Geophysics*, 162, 843–855

Lamb, H. 1904. On the propagation of tremors on the surface of an elastic solid. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, A203, 1-42.

- Landisman M.A., A. Dziewonski, Y. Sato, 1969, Recent improvements in the analysis of surface wave observations: *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 17, 369–463.
- Lay, T., et Wallace, T. C., 1995. *Modern global seismology*: Academic Press Inc.
- Li, D., and Castagna, J., 2013. Modified S-transform in time-frequency analysis of seismic data: 83rd Annual International Meeting, SEG, Expanded Abstracts, 1377–1380.
- Lin, C., and Lin, C. 2007. Effect of lateral heterogeneity on surface wave testing: Numerical simulations and a countermeasure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27, 541–552.
- Liu, T. 2010. Efficient reformulation of the Thomson-Haskell method for computation of surface waves in layered half-space. *Bull Seismol Soc Am.* 100(5A). 2310-2316.
- Liu, C., and H. Zhu, 2012, Instantaneous frequency estimation by the reassigned Stockwell spectrogram: *Information Science, Signal Processing and their Applications (ISSPA)*, 2012 11th International Conference, 1235-1240
- Liu, Z., AlTheyab, A., Hanafy, S.M., Schuster, G. 2017. Imaging near-surface heterogeneities by natural migration of backscattered surface waves: Field data test. *Geophysics*, 82 (3), pp. S197-S205.
- Loke, M. H. 2001. Tutorial: 2-D and 3-D electrical imaging surveys. Geotomo Software, Malaysia.
- Loke, M.H. Chambers, J.E. Rucker, D.F. Kuras, O. Wilkinson, P.B. 2013. Recent developments in the direct-current geoelectrical imaging method: *Journal of Applied Geophysics*, Volume 95, Pages 135-156
- Love, A.E.H. 1892/1944. *A treatise on the mathematical theory of elasticity*: Dover.
- Luke, B. Calderón-Macías, C. 2008. Scattering of surface waves due to shallow heterogeneities : *SEG Technical Program Expanded Abstracts*, 27 (1), pp. 1283-1287.
- Lysmer, J., Kuhlemeyer, R.L. 1969. Finite dynamic model for infinite media. *J Eng Mech Div ;95:859–77.*

- Lysmer, J. et Drake, L.A. 1972. A finite-element method for seismology. *Methods Comput. Phys.* 11, Academic Press, New York, NY.
- Mallat, S., and Zhang, Z. 1993. Matching pursuits with time-frequency dictionaries, *IEEE Trans. Signal Process.*, 41(12), 3397–3415, doi:10.1109/78.258082.
- Mallat, S. 1998. *A Wavelet Tour of Signal Processing*. Academic
- Mallat, S. 2008. *A Wavelet Tour of Signal Processing*, 3rd edn., Academic Press, Burlington.
- Malven, L.E. 1969. *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*. Englewood Cliffs, New Jersey; Prentice-Hall.
- Marple, S.L.J. 1982. Frequency resolution of Fourier and maximum entropy spectral estimates, *Geophysics*, 47(9), 1303–1307.
- Marti, J. Cundall, P. 1982. Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 6 (1982), pp. 129–139
- Martínez-Moreno, F.J., Galindo-Zaldívar, J., Pedrera, A., Teixido, T., Ruano, P., Peña, J.A., González-Castillo, L., Ruiz-Constán, A., López-Chicano, M., Martín-Rosales, W. 2014. Integrated geophysical methods for studying the karst system of Gruta de las Maravillas (Aracena, Southwest Spain). *Journal of Applied Geophysics*, 107, pp. 149-162.
- McFadden, P., Cook, J., Forster, L. 1999 Decomposition of gear vibration signals by the generalised Stransform, *Mech. Syst. Signal Process.* 13(5) 691–707.
- McMehan, G. A. et Yedlin, M. J. 1981. Analysis of dispersion waves by wave-field transformation. *Geophysics*. 46. 869-874.
- McNeill, J.D., 1980. Electromagnetic terrain conductivity measurement at low induction numbers, Technical note TN-6, Geonics Ltd.
- Menke, W. 1979. Comment on ‘Dispersion function computation for unlimited frequency values’ by Anas Abo-Zena. *Geophys. J. Roy. Astr. Soc.* 59. 315-323.
- Metje, N., Atkins, P. R., Brennan, M. J., Chapman, D. N., Lim, H. M., Machell, J., Muggleton, J. M., Pennock, S., Ratcliffe, J., Redfern, M., Rogers, C. D. F., Saul, A. J., Shan, Q., Swingler, S. et Thomas, A. M. (2007). *Mapping the Underworld - State-of-the-*



art review. *Tunnelling and Underground Space Technology*, volume 22, numéro 5-6, p. 568-586.

Miller, R.D., Xia, J., Park, C.B., Ivanov, J. 1999. Multichannel analysis of surface waves to map bed rock. *Leading Edge*;18:1392–6.

Mi, B., Xia, J., Shen, C. and Wang, L. 2017. Dispersion Energy Analysis of Rayleigh and Love Waves in the Presence of Low-Velocity Layers in Near-Surface Seismic Surveys. *Surveys in Geophysics*. pp. 1-18.

Moczo, P. Kristek, J. Galis, M. Pazak, P. Balazovjeh, M. 2007. The finite-difference and finite-element modelling of seismic wave propagation and earthquake motion. *Acta Phys. Slovaca*. 57(2). 177-406.

Moczo, P. Kristek, J. Galis, M. Pazak, P. 2010. On accuracy of the finite-difference and finite-element schemes with respect to P-wave and S-wave speed ratio. *Geophys. J. Int.* 185, pp. 493-510.

Morlet, J. 1983. Sampling theory and wave propagation, in: C.H. Chen (Ed.), *Issues on Acoustic Signal/Image Processing and Recognition*, vol. I, in: NATO ASI Series, vol. 1, Springer, Berlin, pp. 233–261.

Moukadem, A., Z. Bouguila, D.O. Abdeslam, A. Dieterlen, 2015, A new optimized Stockwell transform applied on synthetic and real non-stationary signals: *Digital Signal Processing*, 46, 226-238.

Nagtegaal, J. C., D. M. Parks and J. R. Rice. 1974. On Numerically Accurate Finite Element Solutions in the Fully Plastic Range. *Comp. Mech. in Appl. Mech. & Eng.*, 4, 153-177.

Nasseri-Moghaddam, A., Phillips, C., Cascante, G., Hutchinson, D.J. 2005a. Detection of underground cavities using MASW test. *Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering*, 2005, pp. GC-270-1-GC-270-11

Nasseri-Moghaddam, A. Cascante, G. Phillips, C. 2005b. Use of Numerical Simulations to Explain SASW Field Measurements. *Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2005*: pp. 1075-1088.

- Nasseri-Moghaddam, A., Cascante, G., Hutchinson, J. 2005b. A new quantitative procedure to determine the location and embedment depth of a void using surface waves. *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, 10 (1), pp. 51-64.
- Nasseri-Moghaddam, A. 2006. Study of the effect of lateral inhomogeneities on the propagation of Rayleigh waves in an elastic medium. Thèse de doctorat, Université de Waterloo, Canada, 299p.
- Nasseri-Moghaddam, A. Cascante, G. Phillips, C. Hutchinson, D.J. 2007. Effects of underground cavities on Rayleigh waves-Field and numerical experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (4), pp. 300-313.
- Nazarian, S. 1984. In situ determination of soil deposits and pavement systems by spectral analysis of surface waves method. PhD thesis, Univ. of Texas at Austin, Tex.
- Nazarian, S. Stokoe, K. H. 1985. In-situ determination of elastic moduli of pavement systems by Spectral-Analysis-of-Surface-Waves methode (practical aspects), Research Report 368-1F, Center for Transportation Research, Universit, du Texas Austin, Texas, É. U., 161 p.
- Nazarian, S., Yuan, D., and Tandon, V. 1999. Structural Field Testing of Flexible Pavement Layers with Seismic Methods for Quality Control. *Transportation Research Record* 1654, Transportation Research Board, Washington, D.C., 50–60.
- Nyquist, J.E. Peake, J.S. Roth, M.J.S. 2007. Comparison of an optimized resistivity array with dipole–dipole soundings in karst terrain. *Geophysics* 72 (4), F139–F144.
- Orfanos, C. Apostolopoulos, G. 2012. Analysis of different geophysical techniques in the detection of an underground opening at a controlled test site. *J of the Balkan Geophysical Society*, 15: 7-18.
- O' Toole, J. Mesbah, M. and Boashash, B. 2005. A Discrete Time and Frequency Wigner Distribution: Properties and Implementation. In *Proceedings International Symposium on Digital Signal Processing and Communication Systems*, Noosa Heads, Australia
- Pan, Y. Xia, J. Xu, Y. Gao, L. Xu, Z. 2015. Love-wave waveform inversion in time domain for shallow shear-wave velocity. *Geophysics* ; 81 (1): R1–R14.

- Papoulis, A. 1974. Ambiguity Function in Fourier Optics. *J. Opt. Soc. Am.* Vol. 64. Pp. 779-788.
- Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J. 1998. Ground roll as a tool to image near-surface anomaly. *SEG Technical Program Expanded Abstracts*: pp. 874-877.
- Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J., 1999. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics* 64, 800– 808.
- Pedersen, H.A., J.I. Mars, P.-O. Amblard, 2003, Improving surface-wave group velocity measurements by energy reassignment: *Geophysics*, 68, no. 2, 677-684.
- Pekeris, C. L. 1948. Theory of Propagation of Explosive Sound in Shallow Water, *Geol. Soc. Amer. Mem.* 27
- Pilant, W.L., and L. Knopoff, 1964, Observations of multiple seismic events: *Bulletin of the Seismological Society of America*, 54, 19–39.
- Pilecki, Z. Isakow, Z. Czarny, R. Pilecka, E. Harba, P. Barnaś, M. 2017. Capabilities of seismic and georadar 2D/3D imaging of shallow subsurface of transport route using the Seismobile system, In *Journal of Applied Geophysics*, Volume 143, 2017, pp. 31-41.
- Pinnegar, C.R., Mansinha, L., 2003. The S-transform with windows of arbitrary and varying shape, *Geophysics* 68(1) 381–385.
- Poincaré, H. 1902/1968. *La science de l'hypothèse*: Flammarion.
- Pugin, A. J.-M., Brewer, K., Cartwright, T., Pullan, S.E., Perret, D., Crow, H. and Hunter, J.A. 2013. Near surface S-wave seismic reflection profiling – New approaches and insights. *First Break*, 31:49-60.
- Quirk, M. et Liu, B. 1983. On the Resolution of Autoregressive Spectral Estimation, *IEEE ICASSP*.
- Richart, F. E. Hall, J. R. Woods, R. D. 1970. *Vibrations of soils and Foundations*, Prentice Hall Inc., Englewoods Cliffs, New Jersey, 414p.
- Rilling, G., Flandrin, P. 2008. One or Two Frequencies? The Empirical Mode Decomposition Answers *IEEE Transactions on Signal Processing*, 56 (1), pp. 85-95.

- Roger, C.D.F. Chapman, D.N. Entwisle, D. Jones, L. Kessler, H. Metje, N. Mica, L. Morey, M. Pospisil, P. Price, S. Raclausky, J. Scott, H. Thomas, A.M. 2007. Predictive Mapping of Soil Geophysical Properties for GPR Utility Location Surveys, In *Procs. 5th International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar*, Granada, Spain, p. 27-29.
- Roesset, J. M., Chang, D. W., Stokoe, K. H., and Auoad, M. 1990. Modulus and thickness of the pavement surface layer from SASW tests, *Transp. Res. Rec.* 1260, 53–63.
- Roesset, J. M. 1998. Nondestructive dynamic testing of soils and pavements. *Tamkang J Sci Eng*, 1 (2) , pp. 61-80
- Roth, M.J.S. Mackey, J.R. Mackey, C. Nyquist, J.E. 2002. A case study of the reliability of multielectrode earth resistivity testing for geotechnical investigations in karst terrains, *Engineering Geology*, Volume 65, Issues 2–3, Pages 225-232
- Roth, M.J.S. et Nyquist, J.E. 2003. Evaluation of Multi-Electrode Earth Resistivity Testing in Karst: *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 26, 167-178.
- Ryden, N., Lowe, M.J.S. 2004. Guided wave propagation in three-layer pavement structures. *Journal of the Acoustical Society of America*, 116 (5), pp. 2902-2913.
- Ryden, N., Park, C. B., Ulriksen, P., and Miller, R. D. 2004. A multimodal approach to seismic pavement testing, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130, 636–645.
- Saydam, A.S. Duckworth, K. 1978. Comparison of some electrode arrays for their IP and apparent resistivity responses over a sheet like target: *Geoexploration* 16 (4), 267–289.
- Schwenk, J.T., Sloan, S.D., Ivanov, J., Miller, R.D. 2016. Surface-wave methods for anomaly detection. *Geophysics*, 81 (4), pp. EN29-EN42.
- Schwab, F. 1970. Surface-waves computation: Knopoff's method. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60 : 1491–1520.
- Schwab, F.A. Knopoff, L. 1972. Fast Surface Wave and Free Mode Computations: in *Methods in Computational Physics*. In: Bolt, B.A. (Ed.), Academic Press, New York, pp. 87–180.

Shao, G. Tsoflias, G.P. Li, C. 2016. Detection of near-surface cavities by generalized S-transform of Rayleigh waves, *Journal of Applied Geophysics*, Volume 129, June 2016, Pages 53-65.

Shearer, P.M. 2009. *Introduction to Seismology*. 2<sup>nd</sup> ed. Cambridge University Press.

Sheu, J.C., Stokoe, II, K. H., and Roesset, J. M. 1988. Effect of reflected waves in SASW testing of pavements, *Transportation Research Record No. 1196*, 51-61.

Shokouhi, P. Gucunski, N. Maher, A. 2005. Dynamic signatures of cavities and buried objects obtained from surface wave testing. *Geotechnical Special Publication*, (130-142), pp. 1001-1015.

Slawinski, M.A. 2010. *Waves and Rays in Elastic Continua*. World Scientific Books.

Sloan, S.D. Peterie, S.L. Miller, R.D. Ivanov, J. Schwenk, J.T. McKenna, J.R. 2015. Detecting clandestine tunnels using near-surface seismic techniques. *Geophysics*, 80 (5), pp. EN127-EN135.

Stanković, L. 2001 A measure of some time–frequency distributions concentration, *Signal Processing*, Volume 81, Issue 3, Pages 621-631

Staszewski, W., 1998, Identification of non-linear systems using multi-scale ridges and skeletons of the wavelet transform: *Journal of Sound and Vibration*, 214, no. 4, 639–658.

Stokoe II, K.H., Wright, G.W., James, A.B., Jose, M.R., 1994. Characterization of geotechnical sites by SASW method. In: Woods, R.D. (Ed.), *Geophysical Characterization of Sites*, ISSMFE Technical Committee #10. Oxford Publishers, New Delhi.

Stockwell, R.G. Mansinha, L. et Lowe, R.P. 1996. Localization of the complex spectrum: the Stransform, *IEEE Trans. Signal Proc.*, 44(4), 998-1001.

Stokoe, K.H., and S. Nazarian, 1984, In situ shear wave velocity from spectral analysis of surface waves: 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 3, 31-38.

Stokoe II K.H., S. Nazarian, 1985, Use of Rayleigh waves in liquefaction studies, measurement and use of shear wave velocity for evaluating dynamic soil properties: *Proceedings of a geotechnical engineering division session at ASCE convention*, 1–17.

- Stokoe II K.H., S.G. Wright, J.A. Bay, J.M. Roesset, 1994, Characterization of geotechnical sites by SASW method: XIII international conference of civil engineering, 15–34.
- Strobbia, C., and Foti, S., 2006. Multi-offset phase analysis of surface wave data MOPA: *Journal of Applied Geophysics*, 59, 300–313.
- Szalai, S. Szarka, L. 2008. On the classification of surface geoelectric arrays: *Geophysical Prospecting* 56 (2), 159–175.
- Takeuchi, H. et Sato, M. 1972. Seismic surface waves. In *Seismology: Surface Waves and Earth Oscillations*, edited by Bolt, B.A. *Methods in Computational Physics*, vol. 11, 217–295. New-York: Academic Press.
- Tallavó, F., Cascante, G., Pandey M. 2009. Experimental and numerical analysis of MASW tests for detection of buried timber trestles. *Soil Dyn Earthquake Eng* 29(1):91–102.
- Tary, J. B. Herrera, R. H. Han, J. and van der Baan, M. 2014a. Spectral estimation—What is new? What is next?, *Rev. Geophys.*, 52, 723–749.
- Tary, J. B. Herrera, R. H. et van der Baan, M. 2014b. Time-Varying Autoregressive Model for Spectral Analysis of Microseismic Experiments and Long-Period Events, 196(1), 600–611, doi:10.1093/gji/ggt400.
- Thakur, G. Brevdo, E. Fuckar, N. S. et Wu, H.-T. 2013. “The synchrosqueezing algorithm for time-varying spectral analysis: Robustness properties and new paleoclimate applications,” *Signal Process*, vol. 93, no. 5, pp. 1079–1094.
- Thomas, B. Roth, M.J.S. 1999. Evaluation of site characterization methods for sinkholes in Pennsylvania and New Jersey: *Engineering Geology*, Volume 52, Issues 1–2, March 1999, Pages 147-152, ISSN 0013-7952
- Thomson, W.T. 1950. Transmission of elastic waves through a stratified solid. *Journal of Applied Physics*. 21, pp. 89-93
- Tokimatsu, K. Kuwayama, S. Tamura, S. Miyadera, Y. 1991.  $V_s$  determination from steady state Rayleigh wave Method.

Tokimatsu, K., 1992, Effects of multiple modes on rayleigh wave dispersion characteristics: *Journal of Geotechnical Engineering*, 118, no. 10, 1529-1543.

Tolstoy, I.1973. *Wave Propagation*. McGraw-Hill International Series in the Earth and Planetary Sciences. 466 pp.

Torres, M.E. Colominas, M.A. Schlotthauer, G. Flandrin, P. 2011. A complete ensemble empirical mode decomposition with adaptive noise, in: *Proc. 36th IEEE Int. Conf. on Acoust., Speech and Signal Process, ICASSP 2011, Prague, Czech Republic*, pp. 4144–4147.

Tremblay, S.P., 2013. Développement d'une procédure non intrusive basée sur la propagation des ondes élastiques pour l'évaluation de l'état des structures en béton enfouis du réseau de distribution d'Hydro-Québec, Mémoire de maîtrise en génie civil, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec), Canada, 144p.

Tremblay, S.P. et Karray, M. 2014. Développement d'une procédure non intrusive basée sur la propagation des ondes élastiques pour l'évaluation de l'état des structures en béton enfouies du réseau de distribution d'Hydro-Québec. *Rapport Interne*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec), Canada, 164p.

Tremblay, S.P. Karray, M. Chekired, M. Bessette, C. Jinga, L. 2014. Non-destructive inspection of the surface of underground structures based on the propagation of surface waves *GeoRegina 2014, 67<sup>e</sup> conférence géotechnique canadienne*, Regina, Sask.

Tremblay, S.P. Karray, M. Chekired, M. Bessette, C. Jinga, L. 2015. Non-destructive inspection of the surface of underground structures based on the propagation of surface waves- Part II. *GeoQuébec 2015, 68<sup>e</sup> conférence géotechnique canadienne*, Québec, Qc.

Tremblay, S.P. Karray, M. Chekired, M. Bessette, C. Jinga, L. 2017. Inspection of the lids of shallowly buried concrete structures based on the propagation of surface waves. *Journal of Applied Geophysics*, Volume 136, Pages 19-34

Tremblay, S.P., Karray, M. Submitted for publication. Time-frequency analysis for modal analysis of surface waves. *Geophysics*.

- Tremblay, S.P., Karray, M., Chekired, M., Bessette, C., Jinga, L. Submitted for publication. Inspection of the lids of shallowly buried concrete structures based on the propagation of surface waves: part II, *Journal of Applied Geophysics*.
- Truesdell, C.A. 1966. *Six lectures on modern natural philosophy* : Springer-Verlag.
- Van Schoor, M. 2002. Detection of Sinkholes Using 2D Electrical Resistivity Imaging: *Applied Geophysics Journal*, 50, 4, 393-399.
- Veen, M.V.D., Spitzer, R., Green, A., Wild, P., 2001. Design and application of a towed land-streamer system for cost-effective 2-D and pseudo-3-D shallow seismic data acquisition, *Geophysics*, 66, pp. 482-500
- Vera Rodriguez, I. Bonar, D. and Sacchi, M. D. 2012. Microseismic data denoising using a 3C group sparsity constrained time-frequency transform, *Geophysics*, 77, V21–V29,
- Vermeer, G., 2002. *3D seismic survey design*, SEG, Tulsa, OK
- Vickridge, I.G., Leontidis, D. (1997). *Sewer surveys. Sewers – Rehabilitation and Construction Repair and Renovation*, volume 1, p. 84–102.
- Ville, J. 1948. *Théorie et Applications de la Notion de Signal Analytique. Câbles et Transmission*. Vol.2 a. pp 61-74.
- Wiggins, R. A., 1976. A fast, new computational algorithm for free oscillations and surface waves. *Geophys. J. Roy. Astr. Soc.*, 47, 135-250.
- Wirahadikusumah, R., Abraham, D.M., Iseley, T., Prasanth, R.K. 1998. Assessment technologies for sewer system rehabilitation. *Autom Constr* 7(4):259-70.
- Wu, H.-T. Flandrin, P. Daubechies, I. 2011. One or two frequencies? The synchrosqueezing answers, *Adv. Adapt. Data Anal.* 3. 29–39.
- Wu, Z. Huang, N.E. 2009. Ensemble empirical mode decomposition: a noise-assisted data analysis method, *Adv. Adapt. Data Anal.* 1 (1) 1–41.
- Xia, J., Nyquist, J.E., Xu, Y., Roth, M.J.S., Miller, R.D. 2007. Feasibility of detecting near-surface feature with Rayleigh-wave diffraction. *Journal of Applied Geophysics* 62, pp. 244–253.



- Xu, Y., Xia, J., Miller, R.D., 2006. Quantitative estimation of minimum offset for multichannel surface-wave survey with actively exciting source. *J. Appl. Geophys.* 59, 117–125.
- Yamashita, Y. Groom, D. Inazaki, T. et Hayashi, K. 2004. Rapid near surface resistivity survey using the capacitively-coupled resistivity system: OhmMapper. *Proceeding of 7th SEGJ International Symposium*, 292-295.
- Yanovskaya, T.B. 1989. Surface waves in media with weak lateral inhomogeneity. *Modern approaches in geophysics Vol. 9, Seismic surface waves in a laterally inhomogeneous earth*, edited by V. I. Keilis-Borok, 35-70.
- Yao Wang, Richard Miller, Shelby Peterie, Steven Sloan, Mark Moran, Harley Cudney. 2017. A focusing study of near-surface full-waveform inversion based on wave-mode separation. *SEG Technical Program Expanded Abstracts*, 2632-2636.
- Yeh, J.-R. Shieh, J.-S. Huang, N.E. 2010. Complementary ensemble empirical mode decomposition: a novel noise enhanced data analysis method, *Adv. Adap. DataAnal.* 2 (02).135–156
- Yelf, R.J. 2007. Application of ground penetrating radar to civil and geotechnical engineering. *Electromagnetic Phenomena*, 7(1), 18.
- Yu, C.W. Dravinski, M. 2009. Scattering of a plane harmonic SH wave by a completely embedded corrugated scatterer, *Int. J. Numer. Methods Eng.* 78. 196–214.
- Yu, H. Huang, Y. Guo, B. 2016. Near-surface fault detection by migrating back-scattered surface waves with and without velocity profiles: *Journal of Applied Geophysics*, Volume 130, Pages 81-90.
- Zhang, S.X., Chan, L.S. 2003. Possible effects of misidentified mode number on Rayleigh wave inversion. *Journal of Applied Geophysics*, 53 (1), pp. 17-29.
- Zhou, W. F. Beck, B. F. et Adams, A. L. 2002. Effective Electrode Array in Mapping Karst Hazards in Electrical Resistivity Tomography: *Environmental Geology*, 42, 8, 922-928.

Zhu, J. Currens, J.C. Dinger, J.S. 2012. Challenges of using electrical resistivity method to locate karst conduits—a field case in the Inner Bluegrass Region, Kentucky. *Journal of Applied Geophysics* 75 (3), 523–530.

Zywicki, D.J., G.J. Rix, 2005, Mitigation of near-field effects for seismic surface wave velocity estimation with cylindrical beamformers: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131, no. 8, 970–977.