

**Titre:** Effets de la bidirectionnalité des accélérations sismiques sur la  
Title: réponse de site

**Auteur:** Anis Kafidi  
Author:

**Date:** 2022

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Kafidi, A. (2022). Effets de la bidirectionnalité des accélérations sismiques sur la  
Citation: réponse de site [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/10337/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/10337/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Najib Bouaanani  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

**Effets de la bidirectionnalité des accélérations sismiques sur la réponse de site**

**ANIS KAFIDI**

Département de Génie civil, mine et géologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie Civil

Mai 2022

# **POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

## **Effets de la bidirectionnalité des accélérations sismiques sur la réponse de site**

présenté par **Anis KAFIDI**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

**Pooneh MAGHOUL**, présidente

**Najib BOUAANANI**, membre et directeur de recherche

**Rola ASSI**, membre externe

## DÉDICACE

*À mon père, ma mère et mes amis*



## REMERCIEMENTS

De prime abord, je tiens à remercier mon directeur de recherche Pr. Najib Bouaanani, pour son soutien, sa confiance et son mentorat tout au long de ce projet de recherche. Son enseignement et sa franchise m'ont ouvert la porte à la vie de chercheur comme on fait découvrir le monde à un nouveau-né. Il m'a octroyé sa confiance et m'a permis de faire mes premiers pas dans la recherche et l'enseignement. Je lui suis tout particulièrement reconnaissant de son accompagnement et de son dévouement acharné à travers les moments difficiles.

Je veux aussi remercier mes collègues Sylvain Renaud et Laurent Ferradou qui m'ont généreusement apporté leur aide incommensurable, leur perspective scientifique et leur amitié.

Je voudrais également remercier, pour leur soutien financier, le Fond Québécois pour la Recherche sur la Nature et la Technologie (FQRNT), ainsi que le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

Je tiens à remercier ma famille, ma compagne et mes amis qui m'ont apporté leur soutien indéfectible tout au long de cette aventure.

Enfin, mes pensées vont tout particulièrement à mon père qui a toujours répondu à l'appel pour écouter mes doléances et me conseiller. Il m'a transmis, dès l'enfance, la curiosité, l'amour des sciences et l'exigence de soi-même. Une tradition qui date de feu mon grand-père et qui vivra pour toujours en moi.

## RÉSUMÉ

Le présent mémoire a pour objectif d'étudier l'effet de la bidirectionnalité des accélérations sismiques de l'Est du Canada sur la réponse de site. La grande majorité des logiciels spécialisés et répandus pour les analyses de réponse sismique de site évalue la propagation verticale des ondes de cisaillement pour seulement une composante horizontale d'accélération sismique à la fois. Les réponses de site des deux composantes horizontales sont par la suite combinées afin d'obtenir la résultante des accélérations en surface pour un tremblement de terre donné. Ces analyses découplées ne tiennent pas compte des effets d'un éventuel couplage généré par la propagation verticale des ondes de cisaillement selon les deux directions. Ce mémoire vise à évaluer l'effet de la bidirectionnalité et du couplage des composantes horizontales des séismes, notamment en terme d'amplification sismique. Pour ce faire, une revue de littérature a d'abord été réalisée et a démontré le besoin d'étudier les effets de la bidirectionnalité sur les réponses sismiques de site, en particulier à l'Est du Canada. Cette revue a également mis en évidence la rareté des modèles constitutifs susceptibles de tenir compte de ces effets. Plusieurs modèles numériques d'analyse de réponse sismique de site ont été produits en utilisant des logiciels variés (i.e. DEEPSOIL, LS-DYNA, OpenSees et ADINA). Ces modèles ont été utilisés pour vérifier la construction des modèles de profil de sol, l'implémentation de conditions frontières absorbantes à la base et la propagation des ondes sismiques. Ces analyses ont débouché vers le choix d'un modèle constitutif multidirectionnel (I-Soil), implémenté dans LS-DYNA. Ce modèle est une généralisation tridimensionnelle des modèles constitutifs hystérétiques non-linéaires basé sur le principe de la superposition de plusieurs courbes de contraintes versus déformations élastiques parfaitement plastiques. Quatre profils de sol sont soumis à plusieurs séismes de l'Est du Canada afin d'évaluer l'importance des effets de la bidirectionnalité des accélérations sismiques sur la réponse de différents sites. Les résultats des analyses présentent une grande variabilité étant donnée la diversité des sites (densité et  $V_s$  du sol et du roc, profondeur du roc, indice de plasticité du sol et niveau de consolidation) et les particularités des séismes utilisées (APR, contenu fréquentiel et durée). Les résultats montrent que le couplage bidirectionnel peut réduire la réponse sismique des sols consistents (Classe D) par rapport aux analyses non couplées. Dans le cas des sols meubles (classe E), on observe une augmentation des non-linéarités. En résumé, le présent travail montre la nécessité d'approfondir l'étude des impacts du couplage des accélérations de l'Est du Canada sur la réponse de site des sols présentant des non-linéarités importantes.

## ABSTRACT

This master's thesis aims at studying the effects of bi-directional seismic shaking on site response analysis in Eastern Canada. The majority of common and specialized software are available to evaluate the vertical propagation on shear waves for only one directional component at the time. Both horizontal components are then combined to obtain the resulting free-field acceleration of the earthquake event. These uncoupled analyses do not take in consideration the potential effect generated by the coupling of the shear waves propagating in both directions. This master's thesis aims to evaluate the effects of bi-directional shaking and the coupling of earthquake's horizontal components, especially in terms of seismic site amplification. In order to attain this goal, a state-of-the-art review was made to show the necessity to study the effects of bi-directional shaking on site response analyses, especially in the Eastern Canadian region. This review also shows that constitutive models that can consider the effects of bi-directional shaking are rare. Multiple numerical models for site response analyses were produced by the means of varied softwares (i.e. DEEPSOIL, LS-DYNA, OpenSees and ADINA). These models were used to verify the construction of soil profiles, the implementation of absorbing boundary conditions and the propagation of shear waves. The analyses have concluded in the choice of one multi-directional constitutive model (I-Soil), implemented in LS-DYNA. This model is a tri-dimensional generalization of the GQ/H non-linear constitutive model founded around the principle of superposition of multiple elastic perfectly plastic shear-strain curves. Four soil profiles are subjected to a variety of Eastern Canadian earthquakes to evaluate the importance of the effects of bi-directional seismic accelerations on the response of different sites. The results of these analyses have shown a great variability in the response because of site diversity (density,  $V_s$  of soil layers and rock layer, rock depth, plasticity index and level of consolidation) and the particularity of the seismic inputs (PGA, frequency content and duration). The results have shown that the coupling of bi-directional shaking can reduce the site response of consistent soils (Class D) compared to uni-directional shaking. For more flexible soils (Class E), we observe and increase in non-linear behavior. In summary, this master's thesis shows that more research needs to be conducted to assess the impact of bi-directional shaking on seismic site response of soils that present important non-linear behavior.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VI
TABLE DES MATIÈRES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES.....	XI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte .....	1
1.2 Problématique.....	3
1.3 Objectifs .....	4
1.4 Méthodologie .....	4
1.5 Plan de mémoire.....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	6
2.1 Propagation des ondes sismiques .....	6
2.1.1 Généralités.....	6
2.1.2 Analyses fréquentielles .....	6
2.1.3 Analyses temporelles.....	7
2.2 Modèles constitutifs de sol.....	8
2.2.1 Généralités et modèles linéaires.....	8
2.2.2 Résistance du sol et niveau de confinement.....	8
2.2.3 Courbes hyperboliques de module de cisaillement et d'amortissement .....	10
2.3 Signal sismique d'entrée .....	14

2.4	Conditions aux frontières .....	14
2.4.1	Demi-espace rigide.....	14
2.4.2	Demi-espace élastique.....	15
2.4.3	Degrés de liberté contraints.....	16
2.5	Outils d'analyse.....	16
2.5.1	DEEPSOIL .....	16
2.5.2	OpenSees.....	18
2.5.3	LS-DYNA .....	21
CHAPITRE 3 COMPARAISON NUMÉRIQUE.....		23
3.1	Introduction .....	23
3.2	Colonnes de sol analysées .....	23
3.3	Réponse de site unidirectionnelle et linéaire.....	27
3.3.1	Demi-espace rigide.....	27
3.3.2	Demi-espace élastique.....	29
3.3.3	Méthode d'implémentation du signal sismique d'entrée .....	32
3.4	Réponse de site unidirectionnel et non linéaire.....	34
3.4.1	Implémentation des non-linéarités .....	34
3.4.2	Demi-espace rigide.....	36
3.4.3	Demi-espace élastique.....	36
3.5	Réponse de site non-linéaire bidirectionnelle et couplée .....	38
CHAPITRE 4 RÉPONSE DE SITE COUPLÉE .....		43
4.1	Introduction .....	43
4.2	Construction des colonnes de sol de l'Est du Canada.....	43
4.2.1	Profil de sol D1 (Montréal) .....	43

4.2.2	Profil de sol BRCO (Ontario).....	45
4.2.3	Profil de sol STCO (Ontario) .....	46
4.2.4	Profil de sol de Saint-Adelphe (Saguenay) .....	47
4.3	Analyse des résultats .....	48
4.3.1	Comportement non-linéaire du sol .....	49
4.3.2	Effet du couplage des composantes horizontales l'accélération .....	52
4.3.3	Amplification des séismes de l'Est du Canada – résultats préliminaires.....	58
CHAPITRE 5 CONCLUSION .....		61
RÉFÉRENCES.....		63

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Catégorie d'emplacement du CNB 2015 (CNB, 2015).....	2
Tableau 2.1 : Paramètres recommandés pour le modèle non-linéaire PressureIndependMultiYield (Mazzoni, 2006) .....	20
Tableau 2.2 : Paramètres recommandés pour le modèle non-linéaire PressureDependMultiYield (Mazzoni, 2006). .....	21
Tableau 3.1 : Caractéristiques physiques du sol meuble.....	24
Tableau 3.2 : Propriétés physiques des couches de sol .....	25
Tableau 3.2 : Propriétés physiques des couches de sol (suite).....	26
Tableau 3.3 : Caractéristiques physiques du roc .....	30
Tableau 3.4 : Modèles constitutifs utilisés pour les analyse non-linéaires .....	35

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Polygone de Tresca et ellipse de Von Mises .....	9
Figure 2.2 : Enveloppes des critères de Mohr-Coulomb et Drucker-Prager .....	10
Figure 2.3 : Modèle non linéaire hystérétique d'une couche de sol.....	11
Figure 2.4 : Types de sollicitations sismiques à la base de la colonne de sol ( <i>Bedrock motion</i> et <i>Outcropping motion</i> , adapté de DEEPSOIL 2022).....	15
Figure 2.5 : Principe de modélisation avec DEEPSOIL (2022).....	18
Figure 3.1 : Tremblement de terre Chi-chi (1999).....	24
Figure 3.2 : Maillage des modèles à 12 couches (DEEPSOIL) .....	25
Figure 3.3 : Modélisation de la colonne de sol en demi-espace rigide .....	27
Figure 3.4 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couche), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace rigide .....	28
Figure 3.5 : Accélération relative à la surface de la colonne 2 (12 couches, homogène), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace rigide.....	29
Figure 3.6 : Accélération relative à la surface de la colonne 3 (12 couches, hétérogène), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace rigide.....	29
Figure 3.7: Modélisation de la colonne de sol en demi-espace élastique .....	30
Figure 3.8 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couches), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace élastique .....	31
Figure 3.9 : Réponse à la surface du modèle à 12 couches homogènes.....	31
Figure 3.10 : Réponse à un nœud au sommet de la colonne de sol du modèle à 12 couches hétérogènes.....	32
Figure 3.11 : Effet du type d'historique d'entrée sur l'accélération relative à la surface de la colonne 1 avec ADINA.....	33
Figure 3.12 : Effet du type d'historique d'entrée sur l'accélération relative à la surface de la colonne 1 avec LS-DYNA .....	33



Figure 3.13 : Effet du type d'historique d'entrée sur l'accélération relative à la surface de la colonne 1 avec OpenSees.....	33
Figure 3.14 : Courbe de dégradation du module de cisaillement, courbe de l'amortissement hystérétique et courbe de la résistance au cisaillement .....	35
Figure 3.15 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couche), non-linéaire, avec une condition de demi-espace rigide.....	36
Figure 3.16 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couche), non-linéaire, avec une condition de demi-espace élastique.....	37
Figure 3.17 : Accélération relative à la surface de la colonne 3 (12 couches, hétérogène), non-linéaire, avec une condition de demi-espace élastique.....	37
Figure 3.18 : Historique de la composante en X de l'accélération du tremblement de terre d'Imperial Valley, site d'El Centro (1940) .....	38
Figure 3.19 : Historique de la composante en Y de l'accélération du tremblement de terre d'Imperial Valley, site d'El Centro (1940) .....	39
Figure 3.20 : Modèle couplé à une couche de la colonne de sol avec une condition aux frontières, à la base : (a) demi-espace élastique; et (b) demi-espace rigide .....	40
Figure 3.21 : Accélération absolue en X au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées.....	40
Figure 3.22 : Accélération absolue en Y au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées.....	41
Figure 3.23 : Spectre d'accélération en X et en Y obtenus au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées.....	42
Figure 3.24 Spectres de la moyenne arithmétique des accélérations obtenues au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées .....	42
Figure 4.1 : Profil de sol D1 .....	44

Figure 4.2 : Profil de sol BRCO.....	46
Figure 4.3 : Profil de sol STCO.....	47
Figure 4.4 : Profil de sol de Saint-Adelphe.....	48
Figure 4.5 : Réponse du profil D1 (Saguenay, 1988) : (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	49
Figure 4.6 : Réponse du profil BRCO (Saguenay, 1988) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	50
Figure 4.7 : Réponse du profil STCO (Saguenay, 1988) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	50
Figure 4.8 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Saguenay, 1988) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	51
Figure 4.9 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	52
Figure 4.10 : Réponse du profil D1 (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	53
Figure 4.11 : Réponse du profil BRCO (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	53
Figure 4.12 : Réponse du profil STCO (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	54
Figure 4.13 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	54
Figure 4.14 : Réponse du profil D1 (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	55
Figure 4.15 : Réponse du profil BRCO (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	55
Figure 4.16 : Réponse du profil STCO (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	56

Figure 4.17 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	56
Figure 4.18 : Réponse du profil D1 (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	57
Figure 4.19 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification.....	58
Figure 4.20 : Facteurs d'amplification (Nahanni, 1985) (a) profil D1, (b) profil BRCO et (c) profil STCO.....	59
Figure 4.21 : Facteurs d'amplification du profil de Saint-Adelphe pour (a) Nahanni (1985) (b) Saguenay (1988) et (c) Val-des-Bois (2010).....	60

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

CNB 2015 Code National du Bâtiment Canadien (2015)

E Module de Young

$\nu$  Ratio de Poisson

$V_s$  Vitesse de propagation des ondes de cisaillement

$N_{60}$  Résistance moyenne à la pénétration standard

$S_u$  Résistance du sol au cisaillement

PGA ou APR *Peak Ground Acceleration* ou Accélération de pointe du roc

$\rho$  Densité

G Module de cisaillement

$u$  Déplacement

$\dot{u}$  Vitesse

$\ddot{u}$  Accélération

TFD Transformation de Fourier Discrète

$G/G_{\max}$  Ratio du module de cisaillement sécant sur le module de cisaillement maximal élastique

GQ/H *General Quadratic Hyperbolic Model*

MKZ *Modified Kondner-Zelasko Model*

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte

Les tremblements de terre peuvent être des évènements d'une force exceptionnelle et aux conséquences dévastatrices. Ces chocs ou dissipations d'énergie provoquent des ondes traversant plusieurs kilomètres avant d'atteindre la surface de la croûte terrestre. Ces ondes se propagent dans des strates de sol aux caractéristiques physiques variées et parcourent différentes trajectoires avant de faire vibrer les structures en surface.

L'étude de la propagation des ondes sismiques et de sa réponse à la surface du sol s'appelle la réponse sismique de site et constitue un problème fondamental pour la conception parasismique. En effet, les ingénieurs en structure se basent sur les analyses de réponse de site, tenant compte de ses propriétés, afin d'obtenir l'accélération à la surface du sol (*free-field motion*). Cette réponse à la surface du sol est alors utilisée dans les analyses de contraintes et de déformations dynamiques des systèmes de reprise des charges latérales.

Au Canada, ces effets sont habituellement estimés à l'aide de facteurs d'amplification ou de réduction spécifiés par le Code National du Bâtiment (CNB 2015) et associés à une classe de sol. Cette classe de sol est déterminée à la suite d'une étude géotechnique des conditions du site où sera construite la future structure.

Le CNB (2015) dispose de plusieurs clauses permettant d'approximer l'effet de site. Les sols sont répartis en plusieurs catégories d'emplacement de A à F, présentées au Tableau 1.1 en fonction de la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement ( $V_s$ ), de la résistance moyenne à la pénétration standard ( $N_{60}$ ) et de la résistance au cisaillement du sol non drainé ( $S_u$ ) (CNB, 2015).

Tableau 1.1 : Catégorie d'emplacement du CNB 2015 (CNB, 2015)

Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement $V_s$ (m/s)	Résistance moyenne à la pénétration standard, $N_{60}$	Résistance du sol non drainé au cisaillement, $s_u$
A	<i>Roche dure</i>	$V_s > 1500$	s/o	s/o
B	<i>Roche</i>	$760 < V_s < 1500$	s/o	s/o
C	<i>Sol très dense et roche tendre</i>	$360 < V_s < 760$	$N_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	<i>Sol consistant</i>	$180 < V_s < 360$	$15 < N_{60} < 50$	$50 \text{ kPa} < s_u < 100 \text{ kPa}$
E	<i>Sol meuble</i>	$V_s < 180$	$N_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
		Tout profil de plus de 3m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Indice de plasticité : <math>PI &gt; 20</math></li> <li>• Teneur en eau : <math>w &gt; 40\%</math> et</li> <li>• Résistance du sol non drainé au cisaillement : <math>s_u &lt; 25</math> kPa</li> </ul>		
F	<i>Autres sols<sup>(1)</sup></i>	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		
<p>(1) Parmi les autres types de sol, on compte notamment :</p> <p>a) Les sols liquéfiables, les argiles très sensibles et extrasensibles, les sols peu consolidés susceptibles d'affaissement et d'autres sols susceptibles d'affaissement ou de défaillance en raison de charges dues aux séismes</p> <p>b) La tourbe et les argiles à forte teneur en matières organiques dont l'épaisseur dépasse 3m</p> <p>c) Les argiles ayant une grande plasticité (<math>PI &gt; 75</math>) dont l'épaisseur dépasse 8m, et</p> <p>d) Les argiles raides, de molles à moyennes, dont l'épaisseur dépasse 30m.</p>				

En fonction de la classe et de l'accélération de pointe au roc de référence du site (APR ou PGA en anglais pour *peak ground acceleration*), un facteur d'amplification est déterminé pour les périodes de 0.2 s, 0.5 s, 1 s, 2 s, 5 s et 10 s. Par la suite, des analyses statiques équivalentes ou spectrales peuvent être effectuées afin de déterminer les efforts à prendre en compte pour la conception des systèmes de reprise des charges latérales (CNB, 2015). Ces analyses sont, le plus souvent, selon deux directions orthogonales considérées indépendamment (découplées). Cette méthodologie simplificatrice est largement utilisée par les ingénieurs en structure dans la conception parasismique et présente certaines failles. D'une part, l'interaction entre le sol et la structure n'est pas considérée (NEHRP, 2012) et d'autre part, le couplage des composantes horizontales des séismes n'est pas pris en compte.

Afin de remédier à ces limitations, une analyse dynamique temporelle conjointe à une étude approfondie et détaillée de la stratigraphie et des propriétés des sols mous permettent d'obtenir des informations cruciales dans la prédiction des effets de site sur la réponse sismique à la surface du sol. Cela nécessite que les ingénieurs en structure et en géotechnique travaillent conjointement à la conception des bâtiments.

La sismicité de l'Est du Canada demeure complexe à caractériser en raison du manque de données provenant des accélérographes. En effet, le premier accélérographe à avoir été installé, dans l'Est

de l'Amérique du Nord, date seulement de 1970 (Nuttli, 1973). De ce fait, l'évaluation des périodes de récurrence se basant sur une approche probabiliste est imprécise. De plus, les enregistrements sismiques disponibles ne provenant que du roc, il est difficile d'évaluer les effets de site typiques de la géologie de l'Est du Canada (Nuttli, 1973). En raison de ce manque de données, les ingénieurs et sismologues se sont tournés vers des enregistrements provenant d'autres régions du monde où la disponibilité des données sismiques est plus grande. Cependant, les séismes de l'Est ont plusieurs particularités : (i) l'étendue des zones géographiques de dommages observés; et (ii) un contenu en hautes fréquences important. En effet, lors des trois événements sismiques majeurs de la vallée de Mississippi (1811-1812), les zones de dommages structuraux et non-structuraux ont été jusqu'à 5 fois et 20 fois plus larges, respectivement, que celles relevées pour le tremblement de terre de San-Francisco (1906). De plus, malgré la propagation sur de longues distances, l'énergie des séismes de l'Est du Canada, présentant un contenu fréquentiel plus élevé que ceux de l'Ouest du Canada, est faiblement atténuée par la distance de l'épicentre (Nuttli, 1973).

## 1.2 Problématique

Les méthodes d'analyse de réponse de site sont des outils importants dans la prédiction de la réponse des dépôts de sols meubles situés au-dessus du roc. Elles permettent d'obtenir l'historique temporel de l'accélération à la surface de sol et de développer des spectres de réponse et des accélérogrammes de conception adaptés au site à l'étude.

Les méthodes d'analyse de réponse de site peuvent considérablement différer. Premièrement, le domaine d'analyse peut être fréquentiel ou temporel. Le domaine fréquentiel ne peut offrir qu'une solution exacte en linéaire élastique ou linéaire équivalente pour le problème de propagation verticale des ondes de cisaillement. Deuxièmement, la caractérisation spatiale du sol peut être abordée en une, deux ou trois dimensions pour tenir compte, ou non, de la variation topographique du site (Chaljub, Cornou, & Bard, Août 2006). Pour prendre en considération la topographie, il est nécessaire d'utiliser un logiciel par éléments finis. Troisièmement, les analyses fréquentielles linéaires élastiques et linéaires équivalentes (DEEPSOIL 2021) ne peuvent pas tenir compte des effets de couplage entre les composantes sismiques car la solution n'est développée que pour la propagation d'une composante à la fois. Enfin, le modèle constitutif (linéaire et non linéaire) représentant le comportement du sol doit être judicieusement sélectionné en fonction de la nature du sol (Conti, 2020) et du niveau de contraintes occasionné par le séisme.

### 1.3 Objectifs

L'objectif principal de ce mémoire est d'investiguer les effets du couplage des composantes horizontales des séismes typiques de l'Est du Canada sur les analyses de réponse de site, tout en comparant plusieurs méthodes disponibles dans la littérature scientifique.

Les objectifs secondaires de ce mémoire sont donc les suivants :

1. Comparer différents outils d'analyse de la réponse de site.
2. Comparer différents modèles constitutifs non-linéaires de sol implémentés dans les outils d'analyse de réponse de site.
3. Construire les modèles d'éléments finis, tenant compte du couplage des deux composantes horizontales de séismes de l'Est du Canada.
4. Investiguer l'effet du couplage des composantes sismiques de l'Est du Canada sur la réponse de site typique de l'Est du Canada

### 1.4 Méthodologie

Afin d'atteindre les objectifs mentionnés précédemment, une revue de littérature est réalisée sur les différentes méthodes d'analyse de réponse de site sismique, ainsi que sur les modèles constitutifs de sol et les conditions frontières pouvant être utilisés. Par la suite, plusieurs techniques d'analyse de la réponse sismique de site sont comparées avec une sollicitation sismique découplée : (1) DEEPSOIL, (2) LS-DYNA; (3) OpenSees; et (4) ADINA (ce dernier uniquement avec un sol linéaire élastique). Cette comparaison se concentre notamment sur les logiciels de LS-DYNA (2022) basé sur la méthode des éléments finis, et DEEPSOIL (2022) utilisant, entre autres, la méthode des différences finies. Étant donné que plusieurs modèles constitutifs de sol, pouvant être linéaires ou non-linéaires, sont disponibles, une comparaison de ceux-ci est aussi réalisée en vue de sélectionner le plus approprié.

Par la suite, trois profils de sol de classe D et un profil de sol de classe E représentatifs de la classification du CNB (2015) sont construits. Ces profils de sol sont ensuite intégrés dans LS-DYNA (2022) qui permet de mener des analyses tenant compte du couplage entre les deux composantes horizontales des séismes ainsi que du comportement non-linéaire des sols à l'aide d'un nouveau modèle constitutif tri-dimensionnel (I-SOIL) plus stable que le précédent



(MAT\_HYSTERETIC\_SOIL) (Baltaji, 2017). Les analyses sont alors menées avec des sollicitations sismiques de l'Est du Canada afin d'investiguer les effets du couplage des composantes horizontales sur la réponse de site, tout en tenant compte de leur spécificité. Une structure non-linéaire à deux degrés de liberté est aussi implémentée au sommet de cette couche de sol afin d'investiguer l'effet de ce couplage.

## **1.5 Plan de mémoire**

Ce mémoire est constitué de 5 chapitres. L'Introduction (chapitre 1) expose les motivations et les objectifs du mémoire. La revue de littérature (chapitre 2) présente un état de l'art des différentes méthodes d'analyse de réponse de site ainsi que les fondements théoriques impliqués. Le chapitre 3 est dédié à la comparaison des différentes techniques de modélisation du sol. Cette comparaison se base sur des analyses sismiques découplées et couplées largement diffusées dans la littérature. Les analyses réalisées sont linéaires et non linéaires afin de définir la méthode qui sera utilisée dans les analyses couplées finales. Le chapitre 4 présente les profils de sol retenus pour les analyses couplées et non linéaires représentant les classes D et E, soumis à des séismes de l'Est du Canada, ainsi que les résultats qui en découlent. Enfin, le chapitre 5 conclut sur les travaux réalisés et propose diverses recommandations concernant l'effet du couplage des composantes horizontales de l'accélération sismique sur la réponse de site.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Propagation des ondes sismiques

#### 2.1.1 Généralités

Lorsque les ondes sismiques traversent les sols, une partie de l'onde est réfléchi à la surface libre et à l'interface entre le roc et les sols mous. Ce phénomène d'encapsulation des ondes a pour effet d'augmenter l'amplitude, la durée et le contenu fréquentiel de la secousse sismique par interférence constructive (NEHRP, 2012). Des analyses de site sont alors nécessaires pour évaluer les modifications que subit l'onde de cisaillement lorsqu'elle se propage verticalement dans la couche de sédiments géologiques se situant au-dessus du roc.

Lorsque l'analyse est unidimensionnelle, l'équation différentielle reliant le déplacement  $u$  du sol du site à sa masse volumique  $\rho$  et son module de cisaillement  $G$  est définie par

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

où  $t$  est l'unité de temps et  $z$  la coordonnée verticale du point. Le problème de la propagation des ondes sismiques de cisaillement peut se résoudre de deux manières : (1) dans le domaine fréquentiel; ou (2) dans le domaine temporel. Le logiciel DEEPSOIL (2022) permet d'utiliser ces deux méthodes tandis que le logiciel d'éléments finis LS-DYNA (2022) n'utilise que la méthode temporelle.

#### 2.1.2 Analyses fréquentielles

Dans le domaine fréquentiel, la réponse sismique est traitée par le spectre d'amplitude de Fourier et modifiée par la fonction de transfert  $H(f)$  donnée par

$$H(f) = \frac{-f_n^2}{(f^2 - f_n^2) - 2i\xi f * f_n} \quad (2.2)$$

où  $f_n$  est la fréquence naturelle calculée à partir de l'équation  $f_n = \frac{\sqrt{k/m}}{2\pi}$  où  $k$  est la rigidité et  $m$  la masse du système. L'amortissement,  $\xi$ , est calculé à partir de l'équation  $\xi = \frac{c}{2\sqrt{k/m}}$  où  $c$  est l'amortissement du système. La Transformation de Fourier Discrète (TFD) est ensuite utilisée pour convertir la réponse en domaine fréquentiel vers le domaine temporel.

### 2.1.3 Analyses temporelles

Les analyses temporelles peuvent se résoudre de deux manières : (i) par la méthode implicite ou (ii) par la méthode explicite. Les logiciels ADINA et OpenSees sont utilisés avec la méthode implicite, alors que le logiciel LS-DYNA est utilisé avec la méthode explicite. Peu importe la méthode utilisée, les analyses temporelles sont des approches approximatives à la résolution de l'équation différentielle du mouvement dynamique décrit à l'équation (2.3)

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{F(t)\} \quad (2.3)$$

#### Implicite

L'approche implicite utilise la méthode d'intégration de Newmark  $\beta$  pour mener les analyses temporelles. Cette méthode permet de déterminer la vitesse relative et le déplacement relatif nodal  $\dot{u}_{i+1}$  et  $u_{i+1}$  au pas de temps  $i+1$  à partir de la vitesse relative et le déplacement relatif nodal  $\dot{u}_i$  et  $u_i$  au pas de temps  $i$  grâce à l'équation (2.4)

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.4)$$

et

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2.5)$$

où  $\Delta t$  est le pas de temps, et où les paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  déterminent l'hypothèse de variation de l'accélération dans le temps. Ces paramètres sont déterminants pour la stabilité et la précision de la méthode d'intégration. En général, ces paramètres sont établis à ( $\beta = 0.5$  et  $\gamma = 0.25$ ). Cette méthode produit, de façon inhérente, des erreurs de calcul associées au pas de temps de la sollicitation sismique. Ces erreurs sont plus importantes dans la réponse sismique du contenu à haute fréquence lorsque le pas de temps du séisme enregistré est grand. Il est alors nécessaire de

réduire le pas de temps d'analyse  $\Delta t$  afin de capturer adéquatement la réponse sismique du contenu à haute fréquence.

### **Explicite**

L'approche explicite utilise la méthode des différences centrées pour mener les analyses temporelles. Cette méthode utilise l'équation dynamique (2.3) à un pas de temps  $i$  afin de déterminer les composantes du mouvement au pas de temps  $i+1$ . Il est à noter que la méthode explicite nécessite un pas de temps d'analyse suffisamment petit afin d'assurer la stabilité numérique et la fiabilité des résultats.

## **2.2 Modèles constitutifs de sol**

### **2.2.1 Généralités et modèles linéaires**

Les modèles constitutifs de sol peuvent être linéaires élastiques ou non-linéaires. Lorsque les modèles sont non-linéaires, la résistance du sol peut être dépendante ou indépendante des contraintes de confinement. Par exemple, la résistance en compression du sable dépend de son état de confinement, au contraire des argiles non-drainées (Gutierrez, 1993). Lorsqu'un modèle constitutif non-linéaire de sol est considéré, les variations du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement peuvent être caractérisées au moyen de courbes hyperboliques (Idriss I.M., 1978).

La modélisation linéaire élastique demeure la manière la plus simple pour analyser la réponse d'une couche de sol. Des analyses dans le domaine fréquentiel comme dans le domaine temporel peuvent être menées et très peu de paramètres sont nécessaires (rigidité maximale et ratio d'amortissement du sol). Cependant, en raison des contraintes occasionnées par les séismes, le comportement non-linéaire des sols peut substantiellement affecter la réponse de site (Beresnev I. A., 1996)

### **2.2.2 Résistance du sol et niveau de confinement**

La résistance du sol peut être dépendante ou indépendante des contraintes de confinement. Lorsqu'elle est indépendante, le critère de Von Mises peut être utilisé pour définir l'enveloppe de plastification (Groholski, 2016). Le critère de Von Mises permet notamment d'approximer celui de Tresca tout en étant caractérisé par une enveloppe de plastification lisse, tel que montré à la

Figure 2.1. Ce critère s'avère adéquat pour modéliser le comportement des sols argileux (Idriss I.M., 1978).

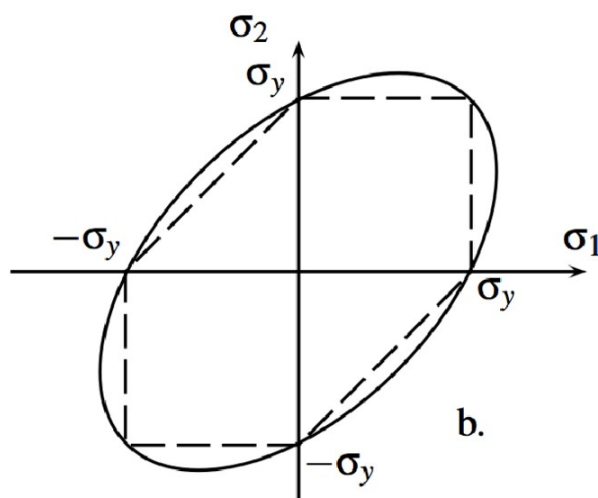


Figure 2.1 : Polygone de Tresca et ellipse de Von Mises

Lorsque la résistance du sol dépend des contraintes de confinement, le critère de Drucker-Prager peut être utilisé pour définir l'enveloppe de plastification (Gutierrez, 1993). Le critère de Drucker-Prager permet notamment d'approximer celui de Mohr-Coulomb tout en étant caractérisé par une enveloppe de plastification lisse, tel que montré à la Figure 2.2. Ce critère peut s'avérer adéquat pour modéliser le comportement des sols sablonneux (Hashash Y. M., 2001). Il est intéressant de noter que les sols sablonneux présentent plusieurs spécificités par rapport aux sols argileux, dont le risque de liquéfaction, ainsi que la capacité de se contracter et se dilater en fonction du chargement.

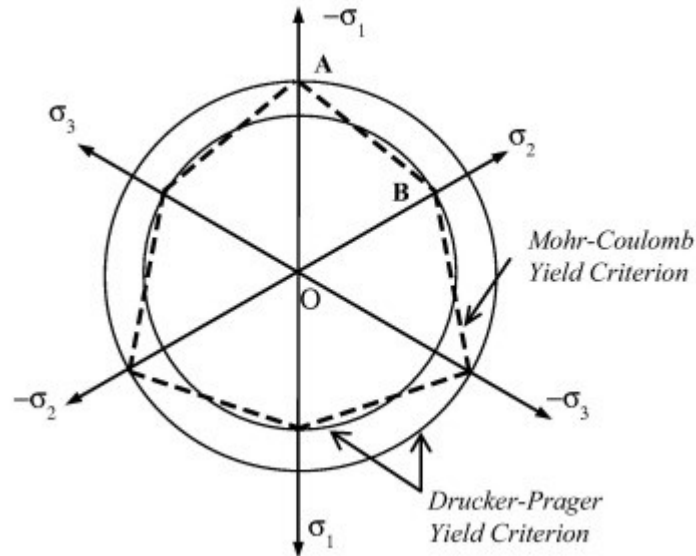


Figure 2.2 : Enveloppes des critères de Mohr-Coulomb et Drucker-Prager

### 2.2.3 Courbes hyperboliques de module de cisaillement et d'amortissement

Plusieurs études expérimentales (Beresnev I. A., 1996) ont démontré que sous l'effet d'un séisme intense, les couches de sols peuvent se comporter de manière non-linéaire selon une courbe d'hystérésis, tel qu'illustré à la Figure 2.3. On observe alors une dégradation du module de cisaillement et une augmentation de l'amortissement à mesure que la déformation en cisaillement augmente. À partir de données expérimentales, le comportement d'un sol peut alors être caractérisé par des courbes discrètes de réduction du module de cisaillement du sol ( $G/G_{\max}$ ) et de ratio d'amortissement dépendantes du niveau de déformation en cisaillement. Plusieurs modèles constitutifs non-linéaires de sol sont alors disponibles dans la littérature modéliser ces courbes discrètes hyperboliques. Une procédure de calibration numérique est alors requise.

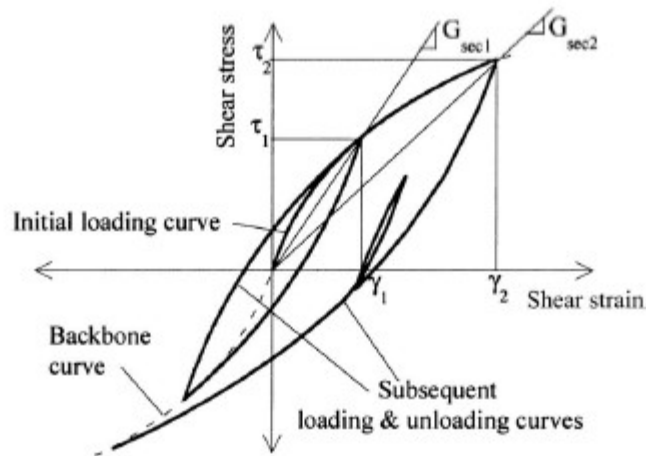


Figure 2.3 : Modèle non linéaire hystérétique d'une couche de sol.

Le modèle GQ/H (Groholski et al., 2016) est un modèle non-linéaire hyperbolique de sol ne tenant pas compte de l'effet des contraintes de confinement (*Pressure Independent*). Ce modèle est construit sur la base de données expérimentales obtenues à l'aide de tests de résonance de colonne de sol à faible niveau de contraintes et à l'aide de tests de cisaillement torsionnel pour les niveaux de contraintes moyens (Darendeli, 2001). Ensuite, les valeurs sont extrapolées afin de déterminer le comportement à haut niveau de contraintes et doivent être corrigées (Philips and Hashash, 2009). Le modèle GQ/H corrige automatiquement les courbes de référence (Darendeli, 2001) sur la base d'une résistance au cisaillement lors de grandes déformations (paramètre  $\tau_{max}$ ). Les paramètres  $\theta_1$  à  $\theta_5$  sont utilisés afin de préserver la courbe de réduction du module de cisaillement obtenue des courbes de référence tout en modifiant les valeurs de la courbe dans les grandes déformations. Ce modèle est donné par l'équation

$$\theta_\tau = \theta_1 + \theta_2 * \frac{\theta_4 * \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{\theta_5}}{\theta_3^{\theta_5} + \theta_4 * \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{\theta_5}} \quad (2.6)$$

où  $\gamma_r$  est la déformation de référence calculée à partir de  $\gamma_r = \tau_{max}/G_0$ . Une fois que  $\theta_\tau$  est déterminé, la courbe de résistance au cisaillement en fonction de la déformation se construit à l'aide de l'équation

$$\tau = \tau_{max} * \left[ \frac{1}{\theta_\tau} * \left\{ 1 + \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) - \sqrt{\left\{ 1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right\}^2 - 4 * \theta_\tau * \frac{\gamma}{\gamma_r}} \right\} \right] \quad (2.7)$$

Le modèle non-linéaire de sol MKZ modifié et développé par Matasovic est un autre modèle hyperbolique (Konder et Zelasko) tenant compte des contraintes de confinement (*Pressure Dependent*). Ce modèle requiert deux paramètres supplémentaires  $\beta$  et  $S$  afin d'ajuster la courbe de comportement. L'équation suivante décrit la relation entre la résistance au cisaillement  $\tau$  et la déformation en cisaillement de référence  $\gamma_r$ , la déformation en cisaillement actuel  $\gamma$  et le module de cisaillement de référence  $G_0$

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \beta \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (2.8)$$

Le couplage entre le niveau de confinement et la contrainte de cisaillement est implémenté en rendant le paramètre  $\gamma_r$  dépendant du niveau de confinement (Hashash and Park, 2001) par la relation décrite par l'équation

$$\gamma_r = \gamma_r \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma_r} \right)^b \quad (2.9)$$

où  $\sigma'_v$  est la contrainte effective verticale,  $\sigma_r$  est la contrainte effective vertical au niveau de déformation en cisaillement de référence  $\gamma_r$  et  $b$  est le paramètre de dépendance au niveau de confinement de la déformation en cisaillement de référence. Le modèle MKZ est quasiment linéaire en basse contrainte et n'offre aucun amortissement hystérétique à un niveau de contrainte faible. L'amortissement en basse contrainte doit être ajouté afin de simuler proprement le comportement du sol. Cet amortissement est défini par l'équation

$$\xi = \left( \frac{1}{\sigma'_v} \right)^d \quad (2.10)$$

où  $d$  peut être égal à 0 si l'on désire un amortissement indépendant du niveau de confinement.

Initialement, trois types de règles (*Masing*) ont été proposées pour calibrer les modèles non-linéaires hyperboliques de sol sur les courbes discrètes expérimentales :



- **Réduction du module de cisaillement seulement (MR).** Cette option permet de calibrer la courbe  $G/G_{\max}$  sans se soucier de la courbe d'amortissement. Cette méthode peut produire un important décalage entre les courbes modélisées et voulues d'amortissement.
- **Calibration de l'amortissement hystérétique seulement (DC).** Cette option permet de calibrer la courbe d'amortissement sans se soucier de la courbe  $G/G_{\max}$ . Cette méthode peut produire un important décalage entre les courbes modélisées et voulues de  $G/G_{\max}$ .
- **Réduction du module de cisaillement et calibration de l'amortissement hystérétique (MRD).** Cette option permet de trouver le meilleur compromis entre la calibration de la courbe  $G/G_{\max}$  et la courbe d'amortissement hystérétique, cependant des décalages peuvent parfois être observés.

Pour pallier les limitations des méthodes de calibration (Masing) évoquées ci-dessus, une nouvelle règle dite de *Non-Masing* (Numanoglu, 2018) a aussi été développée sous la forme d'un modèle *Model Reduction Damping Factor* (MRDF). Ce modèle implémente un facteur de réduction qui altère efficacement la règle de *Masing* et calibre simultanément la courbe de réduction du module de cisaillement et la courbe d'amortissement. L'équation de chargement/déchargement sera modifiée par l'équation

$$\tau = F(\gamma_m) \left[ 2 \frac{G_0((\gamma - \gamma_{rev})/2)}{1 + \beta \left( \frac{(\gamma - \gamma_{rev})}{2\gamma_r} \right)^s} - \frac{G_0(\gamma - \gamma_{rev})}{1 + \beta \left( \frac{\gamma_m}{\gamma_r} \right)^s} \right] + \frac{G_0(\gamma - \gamma_{rev})}{1 + \beta \left( \frac{\gamma_m}{\gamma_r} \right)^s} + \tau_{rev} \quad (2.11)$$

Il existe deux options pour définir le facteur de réduction  $F(\gamma_m)$  : (i) MRDF-UIUC; et (ii) MRDF-Darendeli. L'option MRDF-UIUC (Hashash Y. M., 2020) calcul le facteur de réduction à l'aide de l'équation

$$F(\gamma_m) = P_1 - P_2(1 - G(\gamma_m)/G_0)^{P_3} \quad (2.12)$$

où  $\gamma_m$  est la déformation maximale,  $G(\gamma_m)$  est le module de cisaillement à  $\gamma_m$  et  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$  sont les paramètres de calibration du facteur de réduction. En imposant  $P_1 = 1$  et  $P_2 = 0$ , le facteur de réduction est égal à 1 indépendamment de la valeur de  $P_3$ . Avec l'option MRDF-Darendeli (Darendeli, 2001), le facteur de réduction se calcul à l'aide de l'équation

$$F(\gamma_m) = P_1(G(\gamma_m)/G_0)^{P_2} \quad (2.13)$$

où  $\gamma_m$  est la déformation maximale,  $G(\gamma_m)$  est le module de cisaillement à  $\gamma_m$  et  $P_1$  et  $P_2$  sont les paramètres de calibration du facteur de réduction. En imposant  $P_1 = 1$  et  $P_2 = 0$ , le facteur de réduction est égal à 1.

## 2.3 Signal sismique d'entrée

Les caractéristiques du roc de fondation peuvent significativement influencer les conditions de transmission des ondes sismiques. Tel que vu précédemment, le roc peut être considéré comme rigide ou flexible, ce qui impacte le processus de sélection du signal sismique à utiliser dans les analyses, tel qu'illustré à la Figure 2.4. Lorsque le roc est défini comme étant élastique, celui-ci absorbe une partie de l'énergie des ondes incidentes se propageant vers le bas. Il faut donc utiliser un signal sismique spécifique (nommé en anglais *Outcropping Motion*) qui tient compte des ondes se propageant vers la surface et vers le roc (Hashash Y. M., 2010). Lorsque le roc est défini comme étant rigide, celui-ci réfléchit les ondes incidentes se propageant vers le bas. Dans ce cas, il faut utiliser un signal sismique spécifique (nommé en anglais *Bedrock Motion*) dont les ondes ont déjà été réduites par l'absorption d'énergie sismique au sein du rock.

## 2.4 Conditions aux frontières

### 2.4.1 Demi-espace rigide

Différents types de conditions aux frontières peuvent être envisagées à la base de la colonne de sol, à l'interface avec le roc. Ces conditions frontières dépendent de l'enregistrement sismique utilisé. Lorsque l'enregistrement a été effectué au sein du sol, il est de type *Bedrock motion*. Les données de ces enregistrements ont déjà été modifiées par leur passage dans le rock où une partie de l'énergie s'est dissipée. Dans ce cas-ci, le signal sismique peut être directement implémenté à la base de la colonne de sol, en considérant un roc sous-jacent rigide et une condition frontière réfléchissante. On appelle ce type de conditions frontière de demi-espace rigide (en anglais *half-space rigid*).

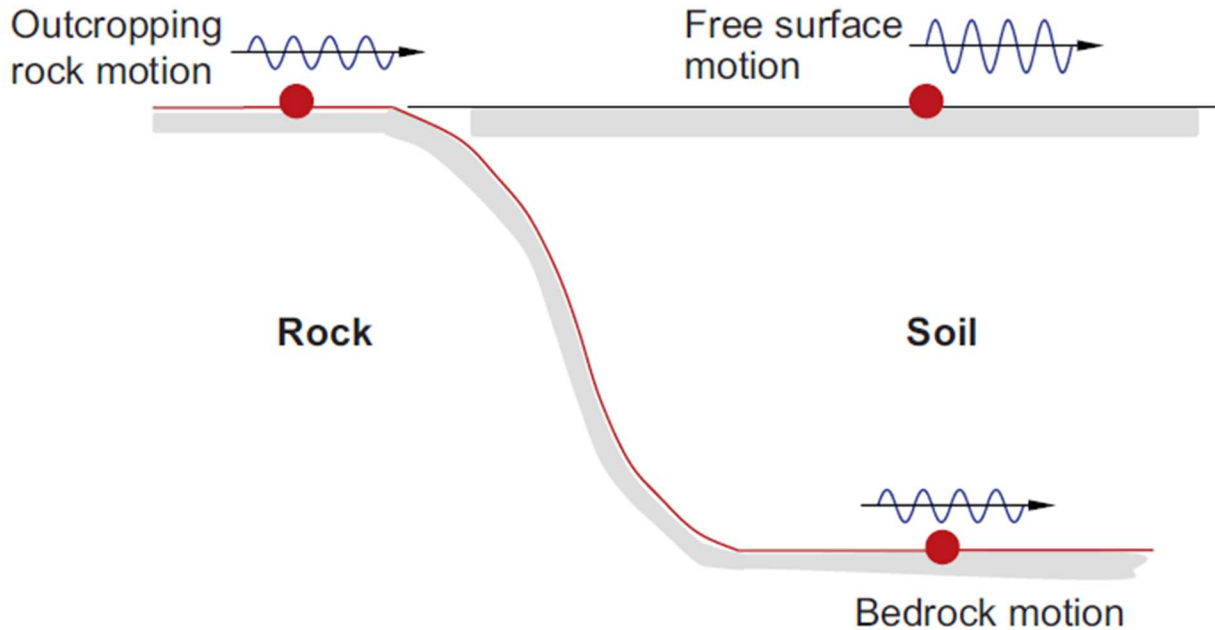


Figure 2.4 : Types de sollicitations sismiques à la base de la colonne de sol (*Bedrock motion* et *Outcropping motion*, adapté de DEEPSOIL 2022).

### 2.4.2 Demi-espace élastique

Lorsque le signal sismique d'entrée utilisé est de type *Outcropping motion*, une partie de son énergie va se propager vers le bas, au travers du roc flexible. Des amortisseurs de type Lysmer, tenant compte des propriétés mécaniques du roc, doivent être ajoutés à la base de la colonne de sol afin de modéliser la dissipation d'énergie par le biais d'une condition frontière absorbante (CFA). Le signal sismique est alors implémenté à l'extrémité des amortisseurs.

Le procédé le plus souvent cités (Kontoe, 2007) dans la littérature est l'implémentation d'amortisseurs visqueux (Lysmer, 1969) placés à la frontière du domaine d'étude. Ces amortisseurs ne fonctionnent que dans une seule direction et doivent être correctement paramétrés afin de prendre en compte l'absorption partielle des ondes sismiques. Les propriétés du roc sous-jacent permettent de définir la valeur de l'amortisseur  $C$  comme étant  $C = A_c * V_{s-roc} * \rho_{roc}$  où  $A_c$  est l'aire de la base de la colonne de sol,  $V_{s-roc}$  est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement au sein du roc et  $\rho_{roc}$  est la masse volumique du roc. Un amortisseur doit alors être défini pour chaque composante directionnelle du séisme.

### 2.4.3 Degrés de liberté contraints

Pour évaluer la réponse sismique du site, il est nécessaire de s'assurer que le modèle ne se déforme dynamiquement qu'en cisaillement. Afin d'assurer un déplacement latéral uniforme à la base du modèle de la colonne de sol, les degrés de liberté horizontaux des nœuds à ce niveau doivent être contraints entre eux. À chaque niveau de profondeur du modèle, les nœuds associés à une profondeur donnée doivent aussi être contraints horizontalement et verticalement.

## 2.5 Outils d'analyse

### 2.5.1 DEEPSOIL

DEEPSOIL (2022) est un logiciel d'analyse de la réponse sismique d'un site en 1D. Deux types d'analyses sont possibles : fréquentielle et temporelle. Plusieurs modèles constitutifs de sol, linéaire et non-linéaires, sont à la disposition de l'utilisateur. Lorsqu'un modèle constitutif de sol non-linéaire est sélectionné avec DEEPSOIL (2022), il est possible de considérer les phénomènes de réduction du module de cisaillement et d'augmentation de l'amortissement hystérétique.

Dans le domaine fréquentiel, DEEPSOIL (2022) utilise la formulation fermée pour résoudre l'équation de la propagation verticale des ondes des ondes de cisaillement. Chaque couche de sol est caractérisée par une densité, un module de cisaillement et un amortissement hystérétique. La solution exacte à chaque couche est calculée à partir d'une fonction de transfert mettant en relation le déplacement de couche  $i$  avec le déplacement de la couche  $j$  dans le domaine fréquentiel tel que défini par l'équation 2.14.

$$F_{ij} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (2.14)$$

Où  $F_{ij}$  est l'amplitude de la fonction de transfert entre la couche  $i$  et la couche  $j$ ,  $a_i$  et  $a_j$  sont les amplitudes normalisées de l'onde se propageant vers le haut et  $b_i$  et  $b_j$  sont les amplitudes normalisées de l'onde se propageant vers le bas dans les couches  $i$  et  $j$  respectivement.

Dans le domaine temporel, chaque couche est discrétisée en éléments finis caractérisés par une masse concentrée, un ressort et un amortisseur, tel que montré à la Figure 2.5. Les conditions frontières à la base de la colonne de sol permettent la translation horizontale et bloquent la

translation verticale. La base de la colonne de sol est ensuite attachée à un amortisseur de Lysmer correspondant aux propriétés du roc qui peuvent être définies de deux manières selon le type de sollicitation sismique (*Bedrock Motion* et *Outcropping Motion*). La résolution de l'équation de mouvement se fait de manière implicite, à chaque pas de temps, par le biais de la méthode d'intégration de Newmark-Beta.

Trois méthodes d'analyse sont disponibles dans DEEPSOIL (2022).

- **Linéaire.** L'analyse linéaire élastique est la plus simple et peut être effectuée dans les domaines fréquentiel comme temporel. Ce type d'analyse nécessite peu de paramètres : la rigidité maximale et le taux minimum d'amortissement du sol.
- **Non linéaire.** L'analyse non-linéaire d'une colonne de sol s'effectue dans le domaine temporel en résolvant les équations du mouvement à chaque pas de temps, de manière implicite, par la méthode d'intégration de Newmark- $\beta$ . Ce type d'analyse permet de prendre en compte directement le comportement hystérétique non-linéaire des couches de sol. Plusieurs modèles constitutifs non-linéaires de sol sont disponibles pour caractériser les courbes de réduction du module de cisaillement du sol ( $G/G_{\max}$ ) et de ratio d'amortissement, tels que le modèle hyperbolique GQ/H et le modèle dépendant du niveau de confinement MKZ. Ces modèles doivent souvent être calibrés sur plusieurs points discrets dépendants du niveau de déformation en cisaillement, tel que décrit précédemment. Il est recommandé de toujours procéder à une analyse linéaire équivalente afin de vérifier les résultats de l'analyse non linéaire.
- **Linéaire équivalente.** L'analyse linéaire équivalente ne peut se faire que dans le domaine fréquentiel. Ce type d'analyse constitue un compromis entre la simplicité des analyses linéaires élastiques, et la prise en compte du comportement non-linéaire des couches de sol. Pour ce faire, l'algorithme fonctionne de façon itérative pour sélectionner le module de cisaillement réduit et le ratio d'amortissement du sol à implémenter, à la manière du programme SHAKE (2000).

La sélection du type de méthode affecte significativement la réponse sismique du sol. Elle doit être effectuée judicieusement selon l'amplitude de la sollicitation sismique et le niveau de précision recherché.

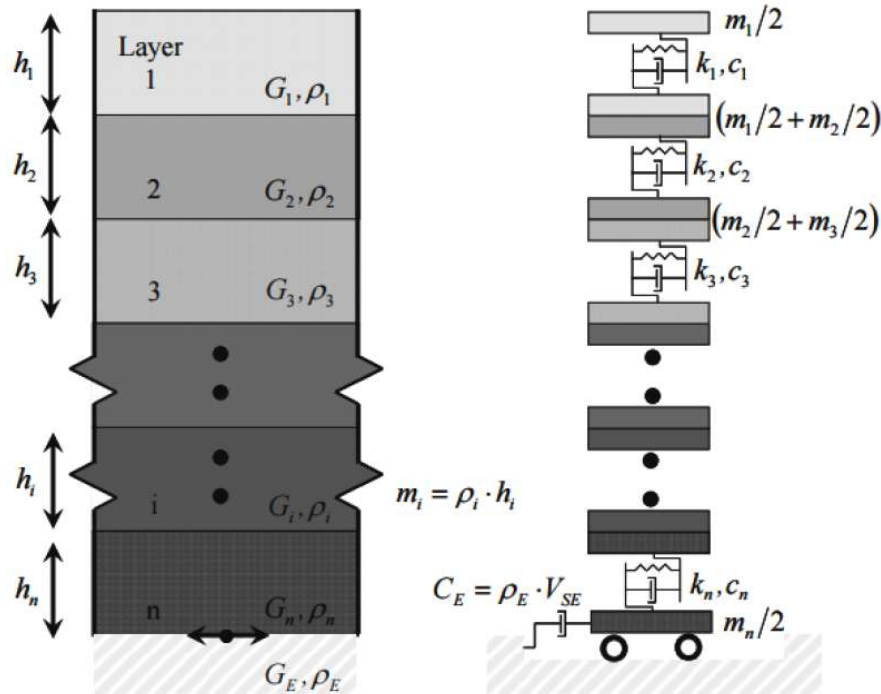


Figure 2.5 : Principe de modélisation avec DEEPSOIL (2022).

## 2.5.2 OpenSees

OpenSees (2022) est un logiciel d'éléments finis permettant la construction de modèles de fondations en 1D, 2D ou 3D. Cette flexibilité rend possible l'investigation, au moyen de ce logiciel, de l'effet du couplage des composantes sismiques la réponse du site. L'implémentation du couplage est cruciale car elle permet une prédiction plus précise de la réponse du site, tel que démontré par des données de terrain (Motamed, 2015).

Le type d'éléments finis à employer varient selon le nombre de dimensions du modèle : (i) des éléments treillis (*Truss*) doivent être utilisés pour un modèle 1D; (ii) des éléments à 4 nœuds de contrainte plane (*Quad*) doivent être utilisés pour un modèle 2D; et (iii) des éléments à au moins 8 nœuds (*StdBrick*) doivent être utilisés pour un modèle 3D. Le niveau de raffinement du modèle d'éléments finis est un paramètre essentiel pour obtenir des résultats fiables. Selon les travaux de (Ramirez, 2018), il a été établi que la résolution du maillage, dans le cas d'un matériau élastique, doit être au minimum 4 fois plus fin que la plus petite longueur d'onde du signal sismique. Afin de capturer adéquatement le comportement non-linéaire du sol, il est recommandé de réduire additionally cette résolution par un facteur de 4. Il est aussi possible de caractériser

l'hétérogénéité du sol en divisant le modèle en plusieurs couches ou éléments avec des propriétés mécaniques distinctes. Pour ce faire, plusieurs modèles constitutifs du sol sont mis à la disposition de l'utilisateur.

Les modèles constitutifs les plus couramment utilisés sont le modèle linéaire élastique isotropique (*ElasticIsotropic*), le modèle non-linéaire de sol indépendant du niveau de confinement (*PressureIndependMultiYield*) et le modèle non-linéaire de sol dépendant du niveau de confinement (*PressureDependMultiYield*) :

- Le modèle linéaire élastique isotropique *ElasticIsotropic* demeure le plus simple. Seuls les paramètres suivants doivent être définis : le module de Young  $E$ , le ratio de poisson  $\nu$  et la masse volumique du matériau  $\rho$ .
- Le modèle non-linéaire *PressureIndependMultiYield* est basé sur le critère de Von Mises afin de définir les surfaces de plastification (i.e. indépendant du niveau de confinement). Ce modèle est recommandé pour caractériser le comportement des sols argileux (Mazzoni, 2006). Il est possible d'utiliser les valeurs obtenues à l'aide de données géotechniques du site. De cette façon, l'utilisateur peut entrer lui-même les valeurs discrétisées de la courbe de réduction du module de cisaillement à un niveau de déformation donné. La documentation de OpenSees (2022) fournit aussi des données et des courbes de réduction typiques pour les argiles molles, moyennes et dures, tel que montré au Tableau 2.1. Les paramètres requis sont : la masse volumique du matériau  $\rho$ ; le module de cisaillement de référence  $G$ ; le module d'élasticité isostatique de référence  $K$ ; la cohésion  $c$ ; la déformation maximale  $\gamma_{\max}$  au niveau de confinement effectif moyen  $p'_r$ .

Tableau 2.1 : Paramètres recommandés pour le modèle non-linéaire *PressureIndependMultiYield* (Mazzoni, 2006)

Parameters	Soft Clay	Medium Clay	Stiff Clay
rho	1.3 ton/m <sup>3</sup> or 1.217x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>	1.5 ton/m <sup>3</sup> or 1.404x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>	1.8 ton/m <sup>3</sup> or 1.685x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>
refShearModul	1.3x10 <sup>4</sup> kPa or 1.885x10 <sup>3</sup> psi	6.0x10 <sup>4</sup> kPa or 8.702x10 <sup>4</sup> psi	1.5x10 <sup>5</sup> kPa or 2.176x10 <sup>4</sup> psi
refBulkModu	6.5x10 <sup>4</sup> kPa or 9.427x10 <sup>3</sup> psi	3.0x10 <sup>5</sup> kPa or 4.351x10 <sup>4</sup> psi	7.5x10 <sup>5</sup> kPa or 1.088x10 <sup>5</sup> psi
cohesi	18 kPa or 2.611 psi	37 kPa or 5.366 psi	75 kPa or 10.878 psi
peakShearStra (at p' <sub>r</sub> =80 kPa or 11.6 psi)	0.1	0.1	0.1
frictionAng	0	0	0
pressDependCoe	0	0	0

- Le modèle non-linéaire *PressureDependMultiYield* est basé sur le critère de Drucker-Prager afin de définir les surfaces de plastification (i.e. dépendant du niveau de confinement). Ce modèle est recommandé pour modéliser le comportement des sols sablonneux (Mazzoni, 2006). De même que précédemment, il est possible d'utiliser les valeurs obtenues à l'aide de données géotechniques du site pour définir la courbe de réduction du module de cisaillement. La documentation d'OpenSees (2022) fournit aussi des données et des courbes de réduction typiques pour différents types de sable, tel que montré au Tableau 2.2. Les paramètres requis sont : la masse volumique du matériau  $\rho$ ; le module de cisaillement de référence  $G$ ; le module de Bulk de référence  $K$ ; l'angle de friction  $\phi$ ; la déformation maximale  $\gamma_{\max}$  au niveau de confinement effectif moyen  $p'_r$ ; le coefficient de dépendance du confinement  $d$ ; l'angle de transformation de phase  $\phi_{PT}$ ; une constante positive définissant la vitesse de contraction du sol (contrac); deux constantes positives définissant la vitesse de dilatation du sol; le niveau de confinement effectif en dessous duquel le mécanisme de liquéfaction se produit; la déformation maximale parfaitement plastique qui peut se développer à un niveau de contraintes effectives nul; le ratio de vide initial  $e$ .



Tableau 2.2 : Paramètres recommandés pour le modèle non-linéaire PressureDependMultiYield (Mazzoni, 2006).

Parameters	Loose Sand (15%-35%)	Medium Sand (35%-65%)	Medium-dense Sand (65%-85%)	Dense Sand (85%-100%)
rho	1.7 ton/m <sup>3</sup> or 1.59x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>	1.9 ton/m <sup>3</sup> or 1.778x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>	2.0 ton/m <sup>3</sup> or 1.872x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>	2.1 ton/m <sup>3</sup> or 1.965x10 <sup>-4</sup> (lbf)(s <sup>2</sup> )/in <sup>4</sup>
refShearModul (at p' <sub>r</sub> =80 kPa or 11.6 psi)	5.5x10 <sup>4</sup> kPa or 7.977x10 <sup>3</sup> psi	7.5x10 <sup>4</sup> kPa or 1.088x10 <sup>4</sup> psi	1.0x10 <sup>5</sup> kPa or 1.45x10 <sup>4</sup> psi	1.3x10 <sup>5</sup> kPa or 1.885x10 <sup>4</sup> psi
refBulkModu (at p' <sub>r</sub> =80 kPa or 11.6 psi)	1.5x10 <sup>5</sup> kPa or 2.176x10 <sup>4</sup> psi	2.0x10 <sup>5</sup> kPa or 2.9x10 <sup>4</sup> psi	3.0x10 <sup>5</sup> kPa or 4.351x10 <sup>4</sup> psi	3.9x10 <sup>5</sup> kPa or 5.656x10 <sup>4</sup> psi
frictionAng	29	33	37	40
peakShearStra (at p' <sub>r</sub> =80 kPa or 11.6 psi)	0.1	0.1	0.1	0.1
refPress (p' <sub>r</sub> )	80 kPa or 11.6 psi	80 kPa or 11.6 psi	80 kPa or 11.6 psi	80 kPa or 11.6 psi
pressDependCoe	0.5	0.5	0.5	0.5
PTAng	29	27	27	27
contrac	0.21	0.07	0.05	0.03
dilat1	0.	0.4	0.6	0.8
dilat2	0	2	3	5
liquefac1	10 kPa or 1.45 psi	10 kPa or 1.45 psi	5 kPa or 0.725 psi	0
liquefac2	0.02	0.01	0.003	0
liquefac3	1	1	1	0
e	0.85	0.7	0.55	0.45

### 2.5.3 LS-DYNA

LS-DYNA (2022) est un logiciel d'éléments finis utilisant la méthode d'intégration explicite et permettant la construction de modèles en 1D, 2D ou 3D. Le type d'éléments finis à employer varie selon le nombre de dimensions du modèle : (i) des éléments poutres (*Beam*) doivent être utilisés pour un modèle 1D; (ii) des éléments coques (*Shell*) doivent être utilisés pour un modèle 2D; et (iii) des éléments hexaèdres (*Solids*) doivent être utilisés pour un modèle 3D. Seuls les éléments hexaèdres peuvent être utilisés dans les analyses couplées.

De multiples modèles de matériau de type linéaire, visqueux et non-linéaire sont disponibles :

- Le matériau linéaire élastique est le même que pour OpenSees (2022). Seuls les paramètres suivants doivent être définis : le module de Young  $E$ , le ratio de poisson  $\nu$  et la masse volumique du matériau  $\rho$ .
- Les modèles non-linéaires de matériau explorés dans le présent mémoire sont le modèle hystérétique (*mat\_hysteretic\_soil* ou *mat\_079*) et le modèle de I-Soil (*mat\_048*). Ces modèles sont particulièrement efficaces lors d'analyses dynamiques en raison de leur faculté à capturer le comportement hystérétique des sols, notamment décrit par les lois constitutives implémentées dans DEEPSOIL (2022). Le modèle hystérétique est capable de représenter le comportement constitutif en trois dimensions. La courbe d'hystérésis est définie par la superposition en parallèle de plusieurs couches élastiques et parfaitement plastiques. L'utilisateur configure le comportement non-linéaire en spécifiant 10 points reliant la déformation et la contrainte en cisaillement. Le modèle de I-Soil fonctionne de la même manière que le modèle hystérétique. Il est cependant plus robuste car il est moins sensible aux problèmes de convergence.

## CHAPITRE 3 COMPARAISON NUMÉRIQUE

### 3.1 Introduction

Ce chapitre présente la comparaison de plusieurs techniques d'analyse dynamique temporelle de la réponse sismique de site : (1) DEEPSOIL, (2) LS-DYNA; (3) OpenSees; et (4) ADINA (ce dernier uniquement avec un sol linéaire élastique). Les logiciels LS-DYNA, OpenSees et ADINA sont basés sur la méthode des éléments finis. Les analyses dynamiques temporelles de DEEPSOIL sont menées au moyen de la méthode des différences finies.

Dans un premier temps, les analyses sont menées avec une seule composante sismique horizontale du tremblement de terre de Chi-chi (1999), i.e. sollicitation sismique découplée. Plusieurs définitions des conditions aux frontières sont possibles. Des modèles constitutifs de sol, linéaires ou non-linéaires, peuvent aussi être considérés. Des analyses sont effectuées afin de comparer l'effet de ces hypothèses de modélisation sur la réponse de site du séisme en vue de sélectionner les plus appropriées. Ce travail permet aussi de vérifier la démarche de construction des modèles de couches de sol.

Dans un second temps, les analyses sont réalisées avec les deux composantes sismiques horizontales du séisme de l'Imperial Valley (site d'El Centro, 1979). Les analyses sont menées avec chacune des deux composantes prises séparément (découplées) et en couplant les deux composantes horizontales afin d'effectuer une première observation de l'effet du couplage.

### 3.2 Colonnes de sol analysées

Dans ce chapitre, trois colonnes de sol différentes, toutes de 41,41 m de haut, sont analysées :

- Colonne 1 : homogène constituée d'une seule couche de sol illustrée à la Figure 3.3 dont les propriétés sont disponibles au Tableau 3.1.
- Colonne 2 : homogène constituée de 12 couches de sol illustrées à la Figure 3.1 aux propriétés identiques disponibles au Tableau 3.1.
- Colonne 3 : hétérogène constituée de 12 couches de sol illustrées à la Figure 3.1 dont les propriétés diffèrent pour chacune, disponibles au Tableau 3.2.

Le comportement des colonnes de sol peut être considéré élastique linéaire ou non-linéaire selon le type d'analyse réalisé. Le tremblement de terre de Chi-chi (1999) pour l'ensemble des analyses avec une seule composante sismique a été utilisé et l'historique d'accélération est présenté à la Figure 3.1.

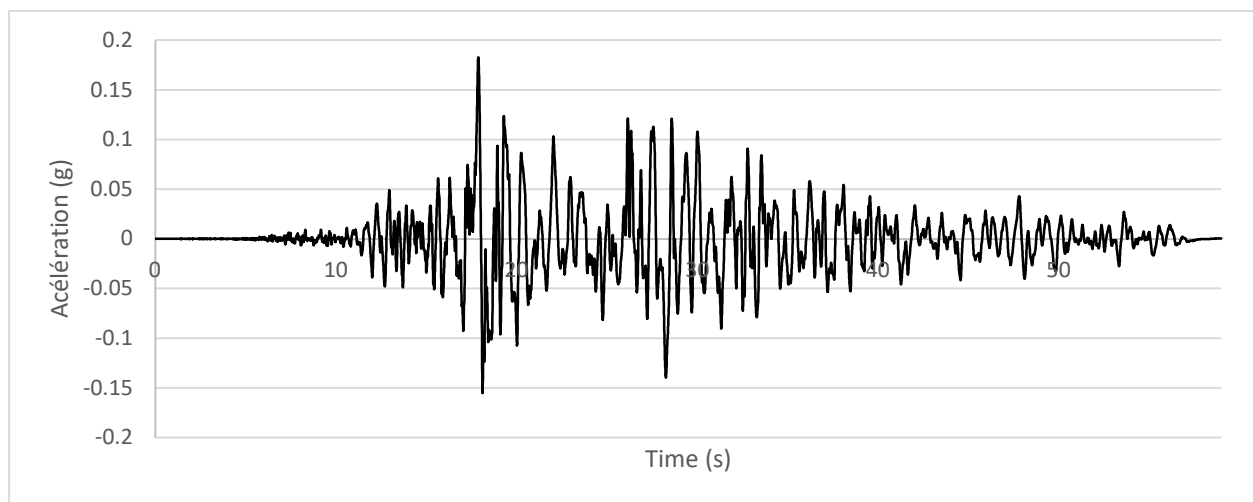


Figure 3.1 : Tremblement de terre Chi-chi (1999)

Tableau 3.1 : Caractéristiques physiques du sol meuble

Densité (kg/m <sup>3</sup> )	1885,8
Masse concentrée (kg)	9761,5
Vitesse de propagation des ondes de cisaillement (m/s)	309
Module de cisaillement (kPa)	180 061

Les modèles à 12 couches présentés à la Figure 3.2 par éléments finis sont construits à l'aide de 12 éléments solides à huit nœuds. Les nœuds 1, 2, 3, 4 à la base du modèle sont libres dans la direction X horizontale. Les nœuds à chaque niveau de profondeur sont contraints, entre eux, en déplacements horizontaux et verticaux afin d'assurer un comportement uniquement en cisaillement. Les masses concentrées sont manuellement ajoutées aux nœuds (*LumpedMass*).

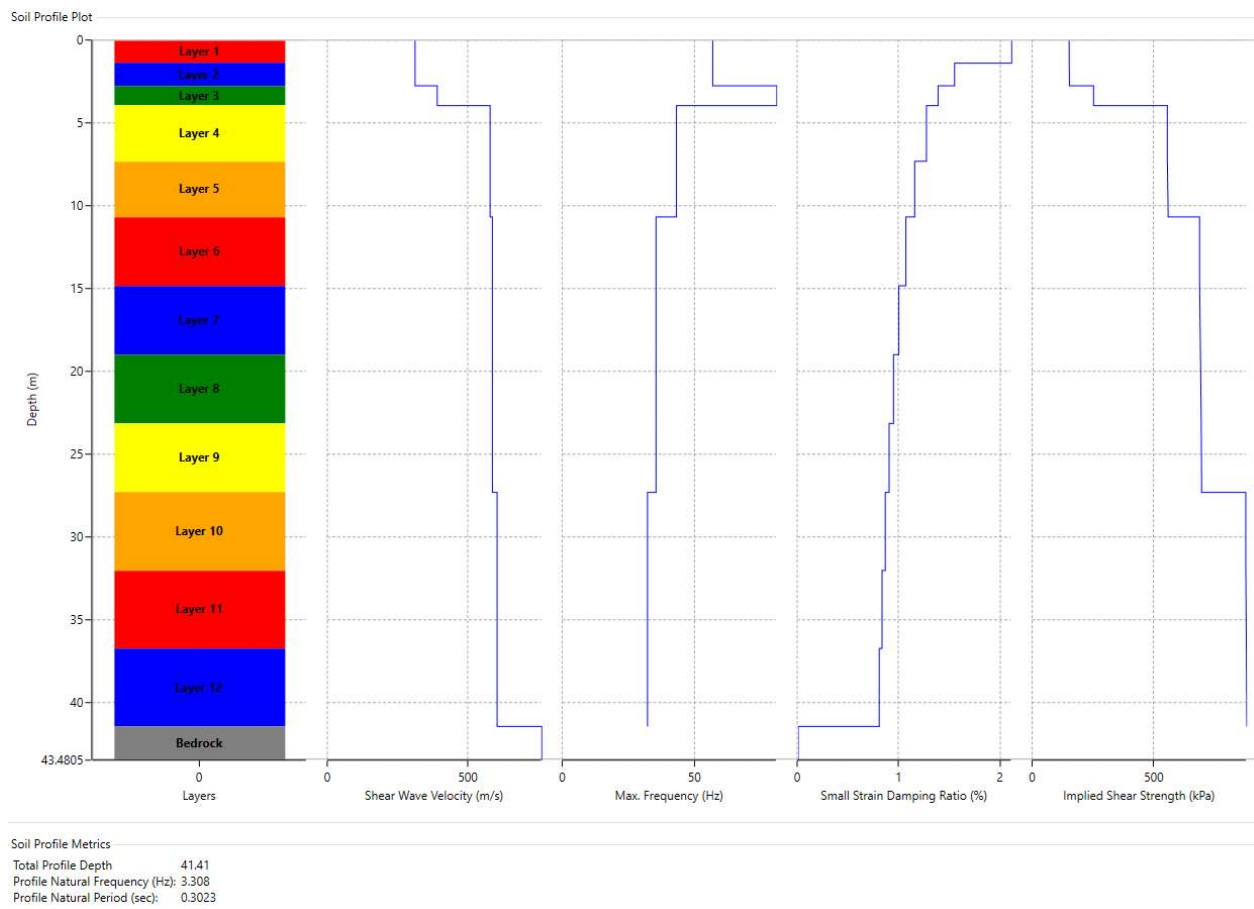


Figure 3.2 : Maillage des modèles à 12 couches (DEEPSOIL)

Tableau 3.2 : Propriétés physiques des couches de sol

Numéro de la couche	Épaisseur (m)	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement (m/s <sup>2</sup> )
1	1,365	18,5	309
2	1,365	18,5	309
3	1,2	18,5	388
4	3,36	18,5	576

Tableau 3.2 : Propriétés physiques des couches de sol (suite)

5	3,36	18,5	576
6	4,1575	18,5	584
7	4,1575	18,5	584
8	4,1575	18,5	584
9	4,1575	18,5	584
10	4,71	18,5	601
11	4,71	18,5	601
12	4,71	18,5	601

### 3.3 Réponse de site unidirectionnelle et linéaire

#### 3.3.1 Demi-espace rigide

Dans cette section, les analyses sont menées en considérant les colonnes de sol comme linéaires élastiques, sans amortissement. Ceci permet d'éliminer les particularités que peuvent présenter les modèles non-linéaires. Les colonnes de sol sont soumises à une composante sismique unidirectionnelle du séisme de Chi-chi (1999, Figure 3.1). Une condition aux frontières de demi-espace rigide à la base des colonnes est sélectionnée dans le logiciel DEEPSOIL. Pour les logiciels par éléments finis, le séisme est appliqué simultanément aux 4 nœuds de la base du modèle sous la forme d'un historique d'accélération comme présenté à la Figure 3.3.

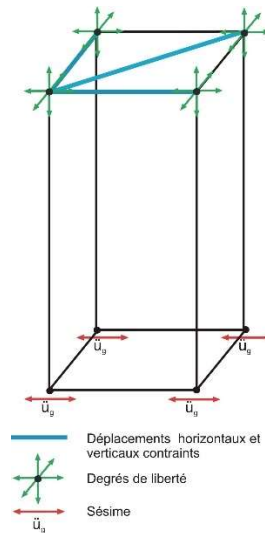


Figure 3.3 : Modélisation de la colonne de sol en demi-espace rigide

La Figure 3.4 présente les accélérations relatives obtenues au sommet de la colonne 1 (une couche) avec LS-DYNA, ADINA, OpenSees et DEEPSOIL. Les courbes issues des 4 logiciels se superposent parfaitement entre elles lorsqu'on utilise un modèle de matériau linéaire élastique. Cette comparaison permet donc de vérifier la construction des modèles par éléments finis lorsqu'une condition de demi-espace rigide est utilisée à la base des colonnes.

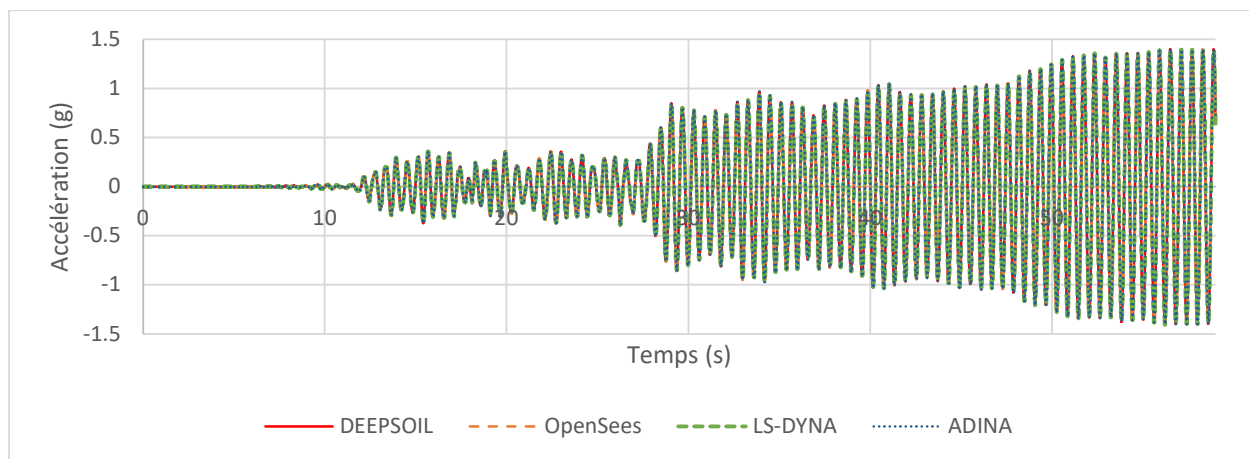


Figure 3.4 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couche), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace rigide

La Figure 3.5 compare les courbes d'accélération relative au sommet de la colonne 2 (homogène, 12 couches) obtenues avec les 4 logiciels. Les prédictions de la méthode des différences finies de DEEPSOIL concorde bien avec les logiciels par éléments finis, malgré de légères différences. Celles-ci peuvent s'expliquer par la méthode d'analyse numérique qui est différente par rapport aux logiciels par éléments finis. Les accélérations des logiciels ADINA et OpenSees se superposent parfaitement entre elles. Les résultats avec LS-DYNA sont cohérents avec les résultats de DEEPSOIL.

On observe à la Figure 3.4 et à la Figure 3.5, présentant les résultats pour les colonnes 1 (homogène, une couche) et 2 (homogène, 12 couches) que les accélérations maximales observées entre 10 s et 30 s sont d'environ 0,9 g et 2,2 g, respectivement. Bien que les propriétés mécaniques des colonnes 1 et 2 soient identiques, des réponses dynamiques différentes sont observées. Ce résultat indique que le maillage grossier de la colonne 1 (une couche) n'est pas adéquat, il mène à une surestimation de la rigidité et à une sous-estimation de l'amplification dynamique au sein de la colonne de sol. Il est donc essentiel de raffiner suffisamment le maillage des éléments finis pour ADINA, LS-DYNA et OpenSees, ou des couches de sol pour DEEPSOIL, pour garantir la validité des analyses.

La Figure 3.6 compare les courbes d'accélération relative au sommet de la colonne 3 (hétérogène, 12 couches) obtenus avec les 4 logiciels. Les résultats de la comparaison suivent une tendance semblable au modèle avec la colonne 2 (homogène, 12 couches). Cependant, les écarts entre DEEPSOIL et les logiciels d'éléments finis sont moins prononcées que pour la colonne 2. En effet,



les couches inférieures de sol étant plus rigides, celles-ci réduisent l'amplification sismique et augmentent la rigidité globale du système.

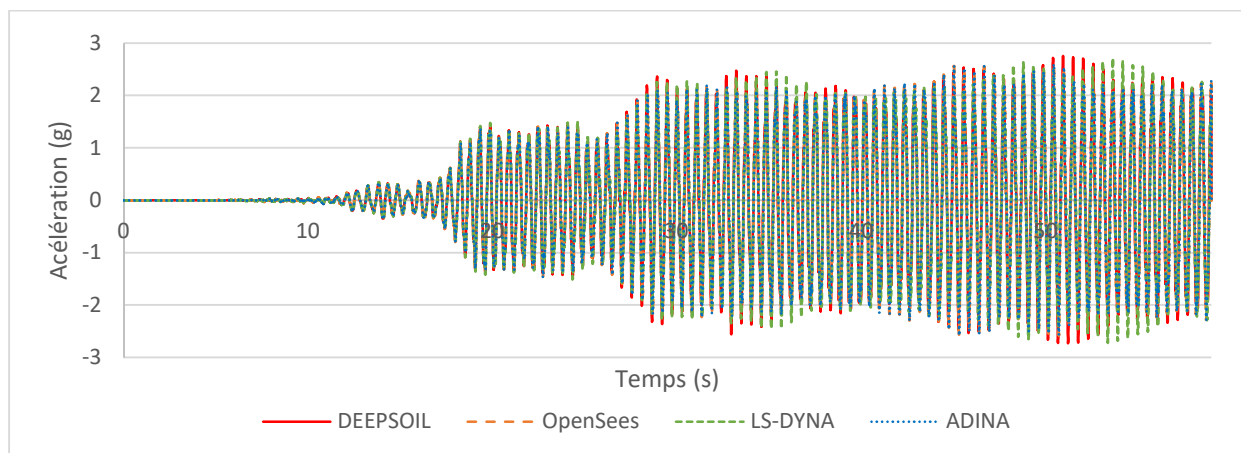


Figure 3.5 : Accélération relative à la surface de la colonne 2 (12 couches, homogène), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace rigide

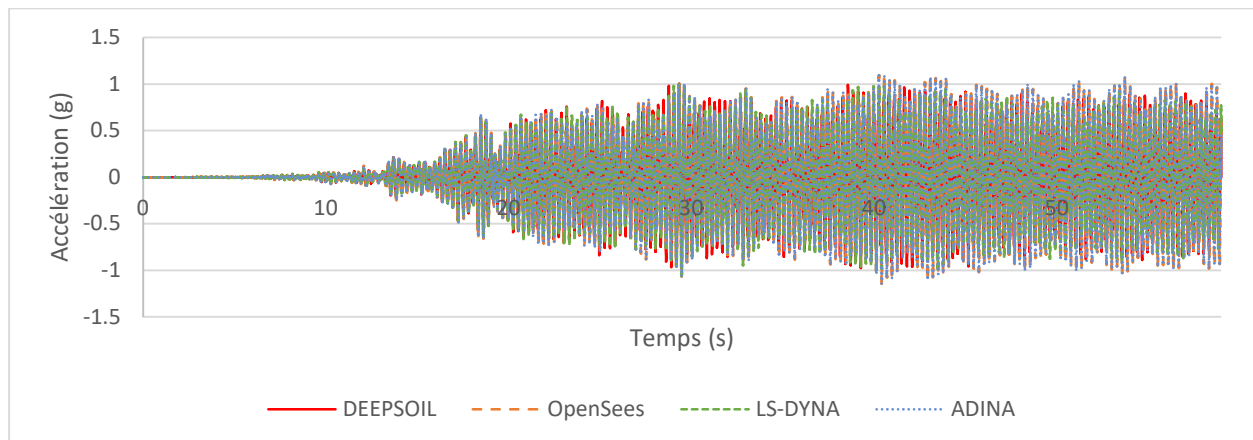


Figure 3.6 : Accélération relative à la surface de la colonne 3 (12 couches, hétérogène), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace rigide

### 3.3.2 Demi-espace élastique

Dans cette sous-section, une condition aux frontières de demi-espace élastique à la base des colonnes est sélectionnée dans le logiciel DEEPSOIL. Pour les logiciels par éléments finis, le séisme est implémenté simultanément à l'extrémité de deux amortisseurs de Lysmer horizontaux fixés à la base des colonnes de sol, tel que montré à la Figure 3.7. Une contrainte en déplacement horizontal en X est imposée aux 4 nœuds de la base pour que celle-ci se déplace de manière

uniforme et simule la transmission partielle de l'onde sismique du roc au sol meuble sus-jacent. Les amortisseurs de Lysmer sont modélisés à l'aide d'un matériau visqueux aux propriétés décrites par l'équation (3.1). Le séisme est ensuite implémenté à l'extrémité des amortisseurs sous la forme d'un historique d'accélération.

$$C/2 = (Aire_{base} * V_{sRoc} * \rho_{roc})/2 \quad (3.1)$$

Tableau 3.3 : Caractéristiques physiques du roc

Densité (kg/m <sup>3</sup> )	2400
Vitesse de propagation des ondes de cisaillement (m/s)	760
Module de cisaillement (kPa)	1 386 240
Amortisseur de Lysmer (kN-s/m)	912

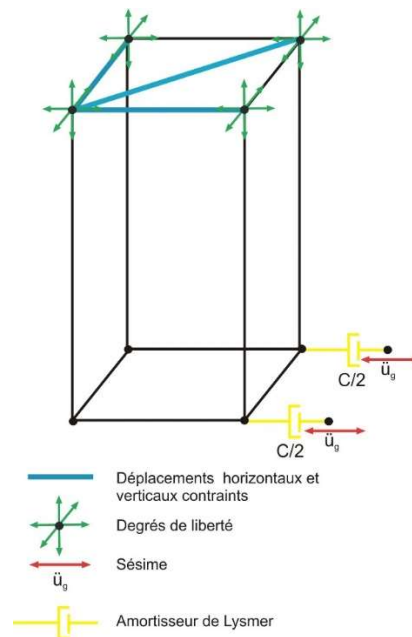


Figure 3.7: Modélisation de la colonne de sol en demi-espace élastique

La Figure 3.8 présente les courbes d'accélération relative au sommet de la colonne de sol 1 (1 couche) obtenue avec LS-DYNA, ADINA, OpenSees et DEEPSOIL. Les courbes d'accélération issues des 4 logiciels se superposent parfaitement entre elles lorsqu'on utilise un modèle de

matériau linéaire élastique. Cette comparaison permet de vérifier la construction des modèles par éléments finis lorsque des conditions de demi-espace élastique sont utilisées. La Figure 3.9 et la Figure 3.10 comparent les courbes d'accélération relative au sommet des colonnes 2 (12 couches, homogène) et 3 (12 couches, hétérogène), respectivement, obtenues avec les 4 logiciels. Les résultats du logiciel par différences finies DEEPSOIL et ceux obtenus des logiciels par éléments finis ADINA, OpenSees et LS-DYNA sont très proches.

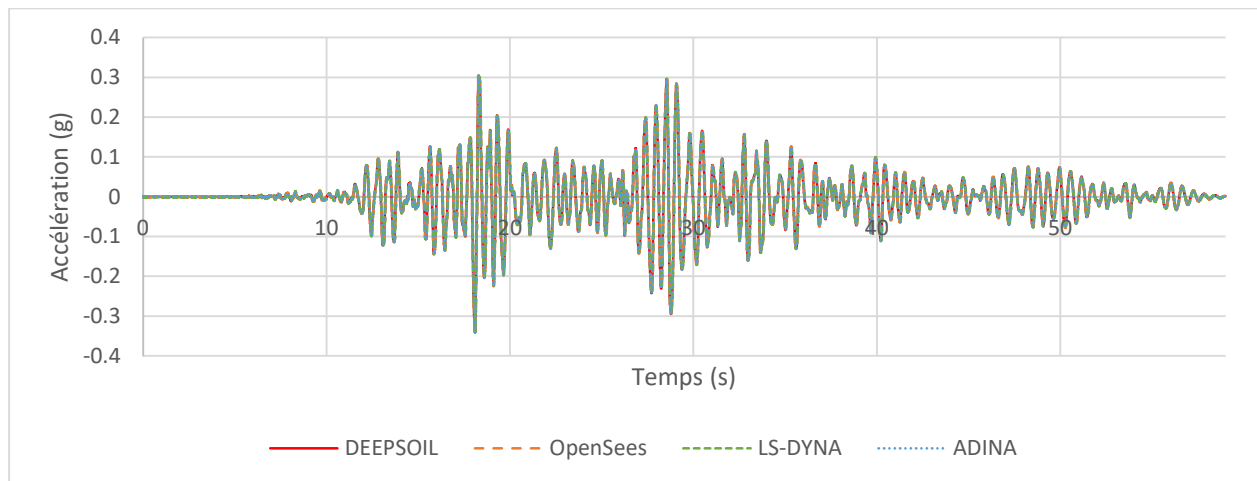


Figure 3.8 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couches), élastique linéaire, avec une condition de demi-espace élastique

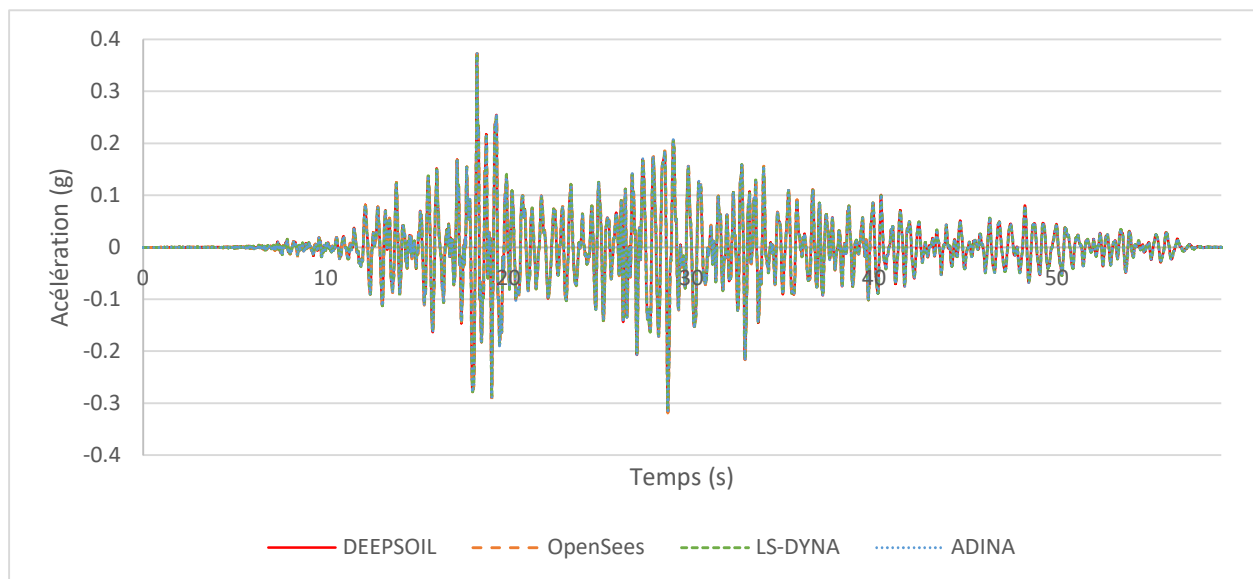


Figure 3.9 : Réponse à la surface du modèle à 12 couches homogènes

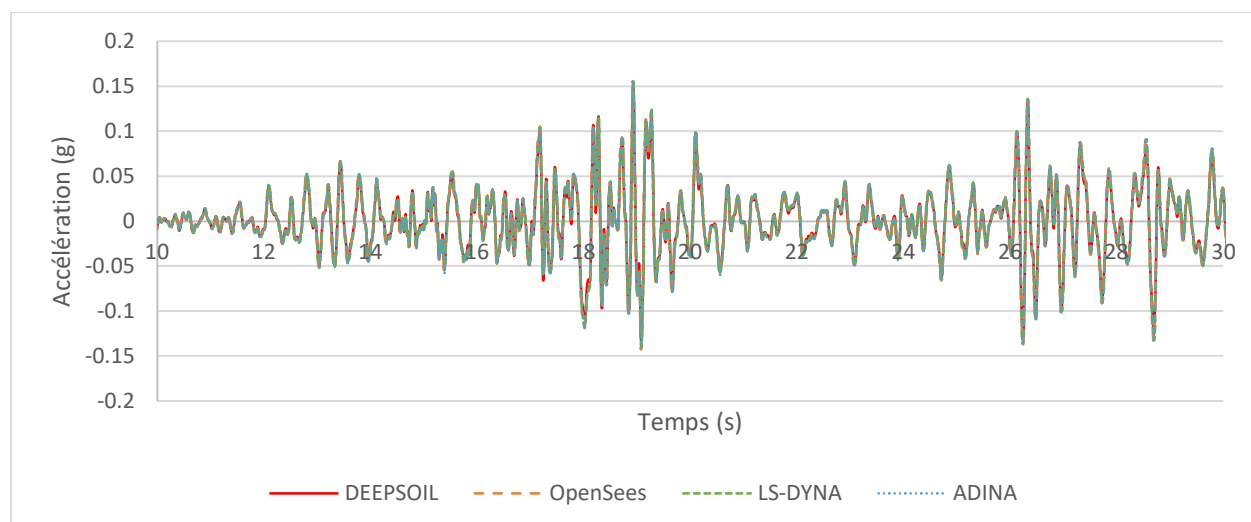


Figure 3.10 : Réponse à un nœud au sommet de la colonne de sol du modèle à 12 couches hétérogènes

### 3.3.3 Méthode d'implémentation du signal sismique d'entrée

Le signal d'entrée sismique peut être implémenté au sein des modèles d'éléments finis comme un historique : (i) d'accélération nodale à la base des colonnes de sol, comme aux sous-sections 3.3.1 et 3.3.2; (ii) d'accélération proportionnelle à la masse sur l'ensemble de la colonne; (iii) de vitesse; ou (iv) de déplacement nodal à la base des colonnes de sol. Utiliser un historique de déplacement requiert que l'enregistrement soit corrigé (le déplacement doit retourner à zéro à la fin de la sollicitation sismique).

Pour l'accélération proportionnelle à la masse, les conditions frontières aux amortisseurs doivent être fixes. Dans cette sous-section, la sollicitation sismique est implémentée au moyen des historiques de type (i), (ii) et (iv). La colonne 1 (une couche) est considérée avec une condition aux frontières de demi-espace élastique à la base. Les Figure 3.11 à Figure 3.13 comparent les accélérations relatives obtenues au sommet de la colonne 1 avec les logiciels d'éléments finis ADINA, OpenSees et LS-DYNA. Indépendamment du type de signal sismique d'entrée, les modèles par éléments finis répondent de manière très similaire.

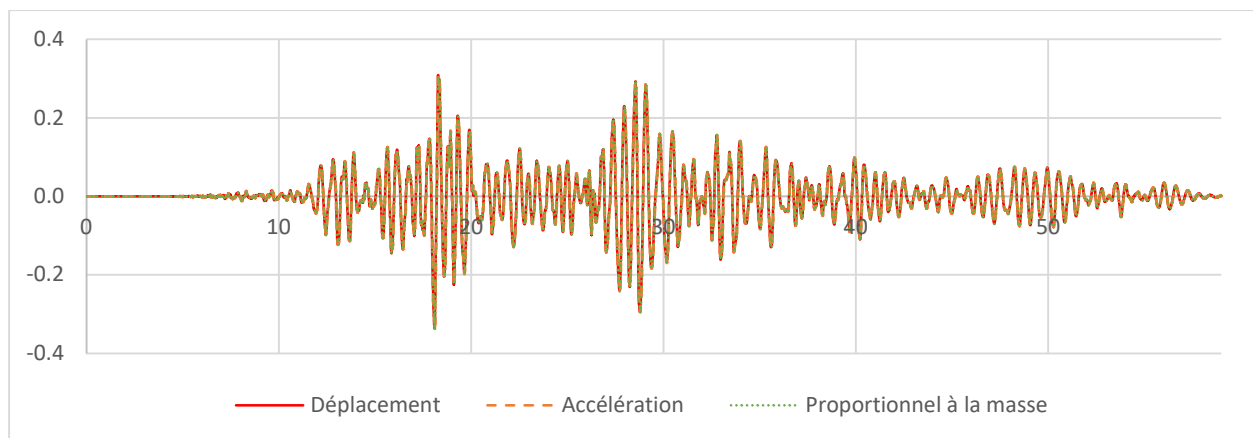


Figure 3.11 : Effet du type d'historique d'entrée sur l'accélération relative à la surface de la colonne 1 avec ADINA

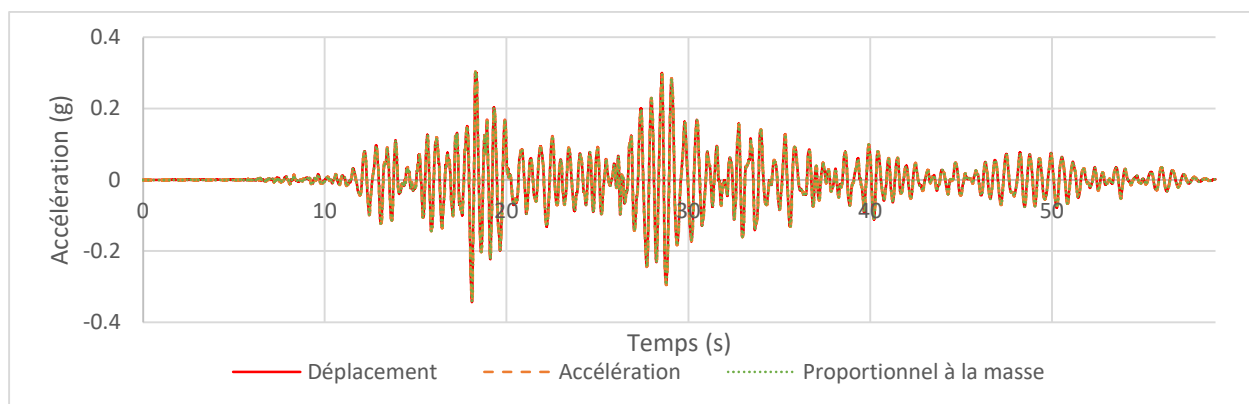


Figure 3.12 : Effet du type d'historique d'entrée sur l'accélération relative à la surface de la colonne 1 avec LS-DYNA

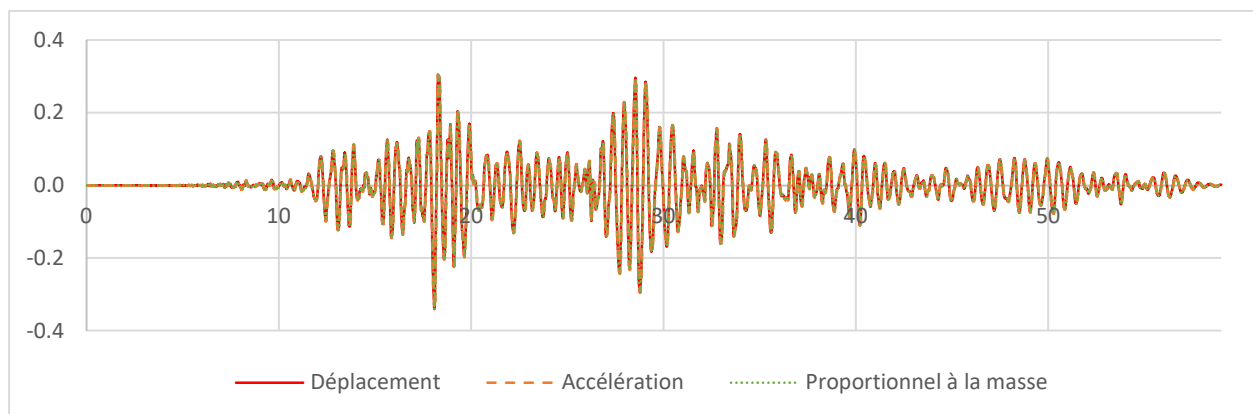


Figure 3.13 : Effet du type d'historique d'entrée sur l'accélération relative à la surface de la colonne 1 avec OpenSees

## 3.4 Réponse de site unidirectionnel et non linéaire

### 3.4.1 Implémentation des non-linéarités

Dans cette section, les analyses sont menées en considérant des matériaux non-linéaires pour les colonnes de sol soumises à une composante sismique unidirectionnelle du séisme de Chi-chi (1999), implémentée sous la forme d'un historique d'accélération tel que présenté à la Figure 3.1. Les modèles constitutifs de matériaux utilisés permettent de tenir compte de la dégradation du module de cisaillement. Ils sont indépendants du niveau de confinement afin de caractériser, ici, les sols argileux. Ils sont présentés au Tableau 3.. L'amortissement minimal est considéré nul puis croissant selon le niveau de déformation. La courbe de dégradation du module de cisaillement ( $G/G_{\max}$ ), le ratio d'amortissement et la résistance au cisaillement sont présentés à la Figure 3.14. Le logiciel ADINA a été mis de côté puisque : 1) les résultats d'ADINA sont exactement les mêmes qu'OpenSees et LS-DYNA et 2) les modèles constitutifs non-linéaires des sols sont peu documentés dans la littérature scientifique (Kramer, 2004).

Tableau 3.4 : Modèles constitutifs utilisés pour les analyse non-linéaires

Logiciel	Modèle constitutif	Amortissement hystérétique
DEEPSOIL	GQ/H	<i>Non-Masing</i>
LS-DYNA	I-Soil	<i>Non-Masing</i>
OpenSees	<i>Pressure Independ Multi Yield</i>	N/A

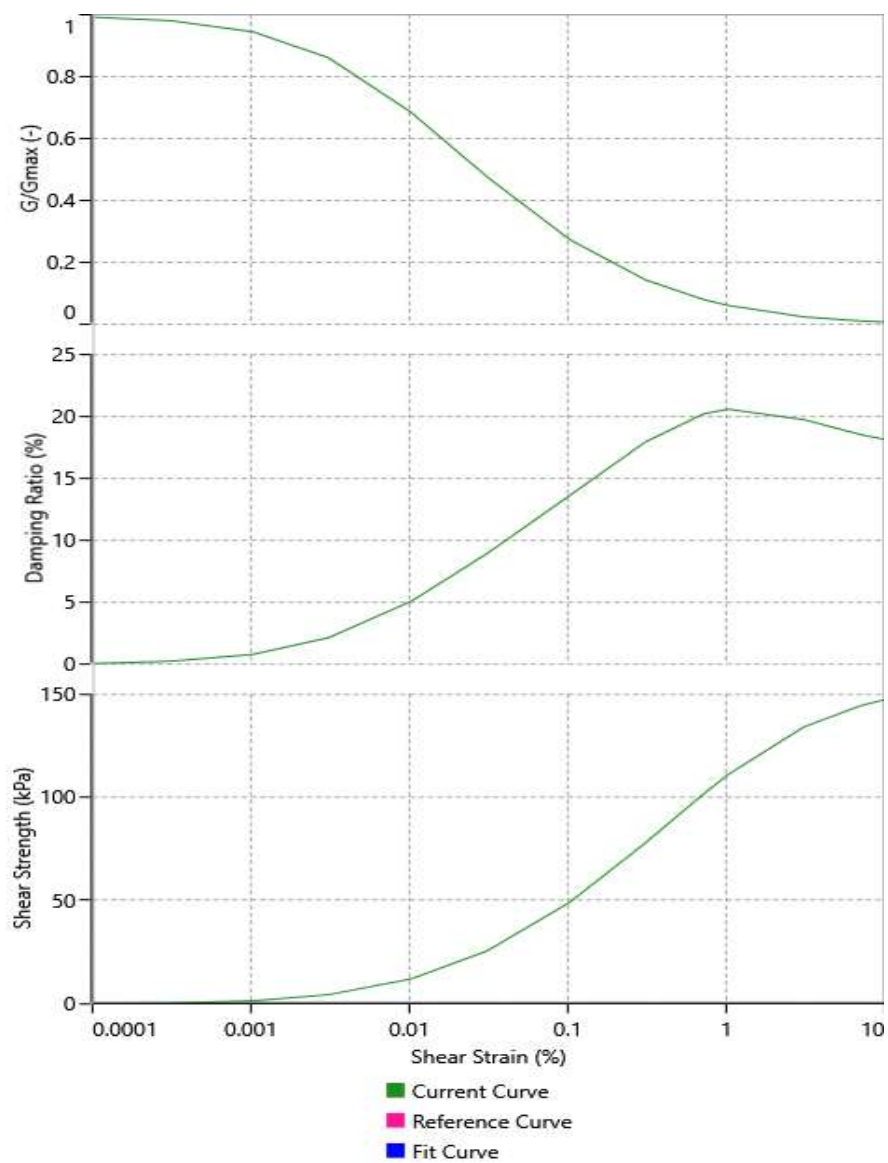


Figure 3.14 : Courbe de dégradation du module de cisaillement, courbe de l'amortissement hystérétique et courbe de la résistance au cisaillement

### 3.4.2 Demi-espace rigide

Une condition aux frontières de demi-espace rigide à la base des colonnes est sélectionnée dans le logiciel DEEPSOIL. Pour les logiciels par éléments finis, le séisme est appliqué simultanément aux 4 nœuds de la base du modèle sous la forme d'un historique d'accélération comme présenté à la Figure 3.3. La Figure 3.15 compare les courbes d'accélération relative obtenues à la surface de la colonne 1 (une couche) entre DEEPSOIL, LS-DYNA et OpenSees. Les résultats de LS-DYNA et de DEEPSOIL concordent très bien entre eux. Les résultats d'OpenSees diffèrent légèrement. En effet, l'accélération relative maximale obtenue par les analyses de DEEPSOIL et LS-DYNA est de l'ordre de 0.3 g autour de 28 s et 29 s, alors que pour l'analyse d'OpenSees, l'accélération relative maximale est de 0.27 g autour de 29 s. Cet écart peut s'expliquer par le modèle constitutif qui diffère entre OpenSees et les deux autres logiciels, bien que les paramètres de matériaux soient identiques.

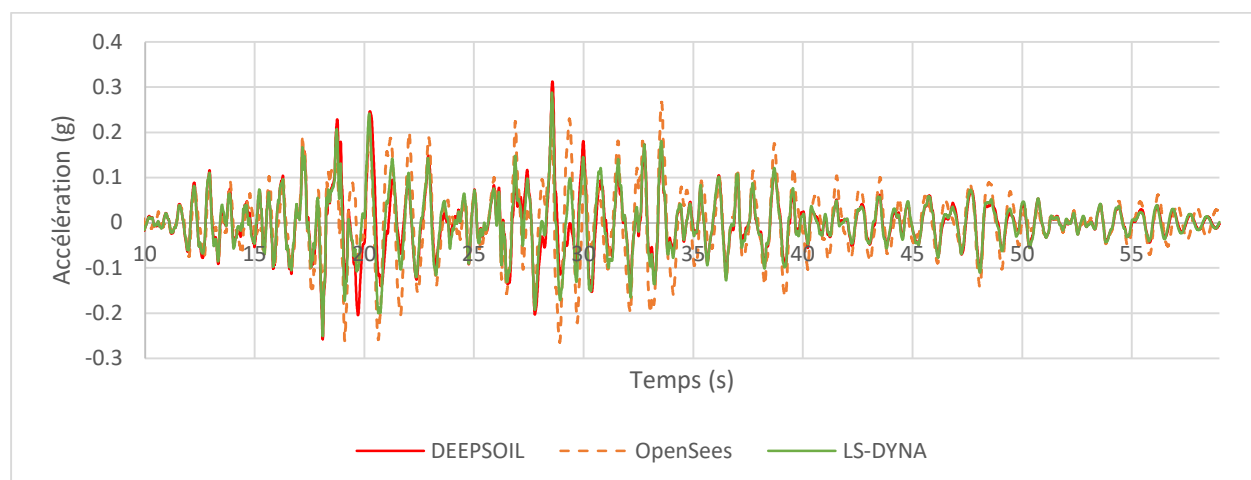


Figure 3.15 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couche), non-linéaire, avec une condition de demi-espace rigide

### 3.4.3 Demi-espace élastique

Dans cette sous-section, une condition aux frontières de demi-espace élastique à la base des colonnes est sélectionnée dans le logiciel DEEPSOIL. Pour les logiciels par éléments finis, le séisme est implémenté simultanément à l'extrémité de deux amortisseurs de Lysmer horizontaux fixés à la base des colonnes de sol, tel que montré à la Figure 3.7. La Figure 3.16 compare les courbes d'accélération relative obtenues à la surface de la colonne de sol 1 (une couche) entre



DEEPSOIL, LS-DYNA et OpenSees. De même que précédemment, les résultats de LS-DYNA et de DEEPSOIL concordent très bien entre eux et les résultats d'OpenSees sont légèrement différents. Les accélérations relatives maximales pour les analyses DEEPSOIL, LS-DYNA et OpenSees sont de l'ordre de 0.28 g autour de 28 s et 29 s. On observe une meilleure concordance des résultats des différents modèles dans le cas d'un demi-espace élastique. Cela peut être expliqué par la présence d'amortisseurs à la base de la colonne de sol qui viennent atténuer la réponse sismique et réduire les écarts entre les modèles. La Figure 3.17 compare les courbes d'accélération relative obtenues à la surface de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène) entre DEEPSOIL, LS-DYNA et OpenSees. Des observations similaires peuvent être effectuées.

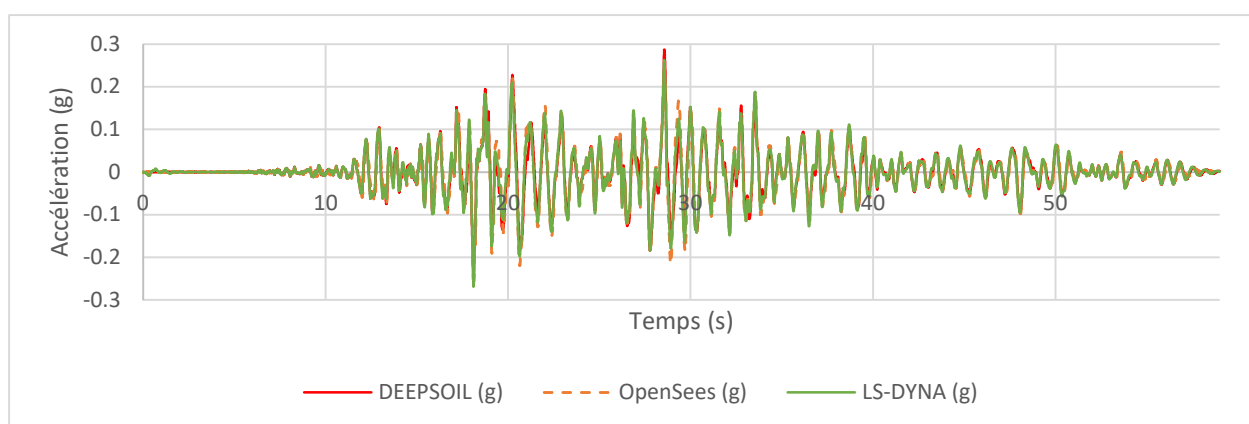


Figure 3.16 : Accélération relative à la surface de la colonne 1 (1 couche), non-linéaire, avec une condition de demi-espace élastique

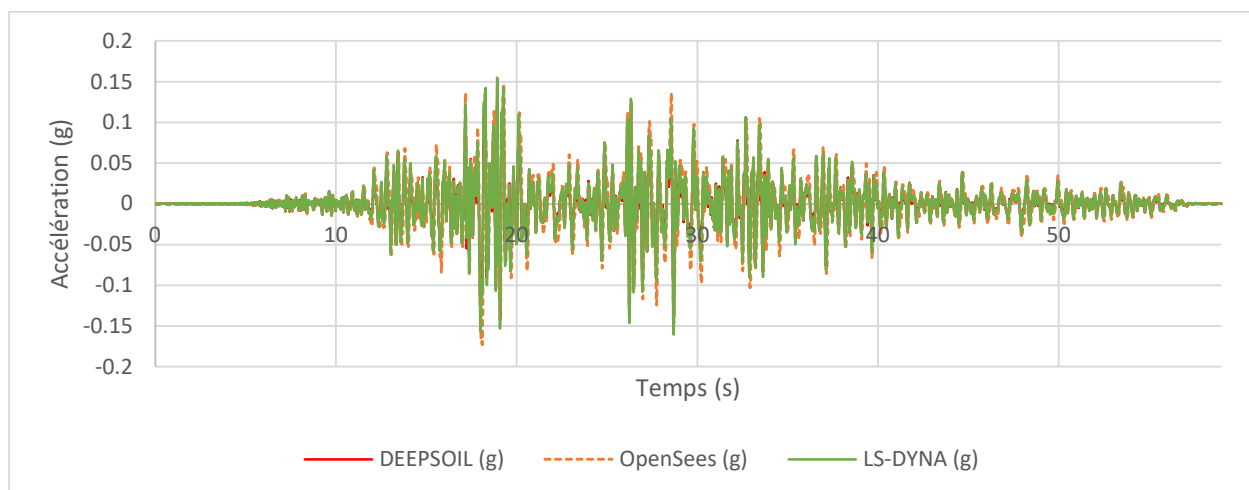


Figure 3.17 : Accélération relative à la surface de la colonne 3 (12 couches, hétérogène), non-linéaire, avec une condition de demi-espace élastique

### 3.5 Réponse de site non-linéaire bidirectionnelle et couplée

Dans cette section, les analyses sont menées en considérant des matériaux non-linéaires décrits au Tableau 3.4 et à la Figure 3.14 pour la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène). Cette colonne est soumise aux deux composantes sismiques horizontales X et Y du séisme d'Imperial Valley (El Centro, 1940), présenté à la Figure 3.18 et la Figure 3.19. Le tremblement de terre a une durée de 53,74 s et une accélération de pointe de 0,35 g en X et de 0,22 g en Y. Le logiciel d'éléments finis LS-DYNA est utilisé pour mener : (i) une analyse avec les composantes X et Y appliquées simultanément à la base de la colonne de sol, i.e. bidirectionnelle couplée; et (ii) une analyse avec seulement la composante X et une analyse avec seulement la composante Y, i.e. deux analyses découplées. Cette démarche permet d'investiguer les effets du couplage des deux composantes horizontales sur la réponse sismique de site à la surface de la colonne de sol. Il est intéressant de noter que le logiciel DEEPSOIL ne permet pas de mener directement des analyses bidirectionnelles couplées.

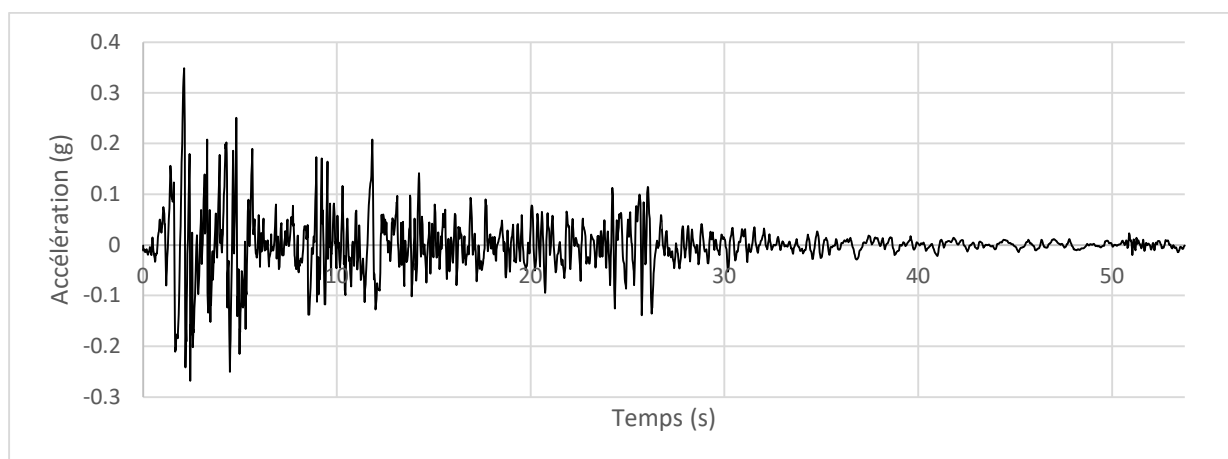


Figure 3.18 : Historique de la composante en X de l'accélération du tremblement de terre d'Imperial Valley, site d'El Centro (1940)

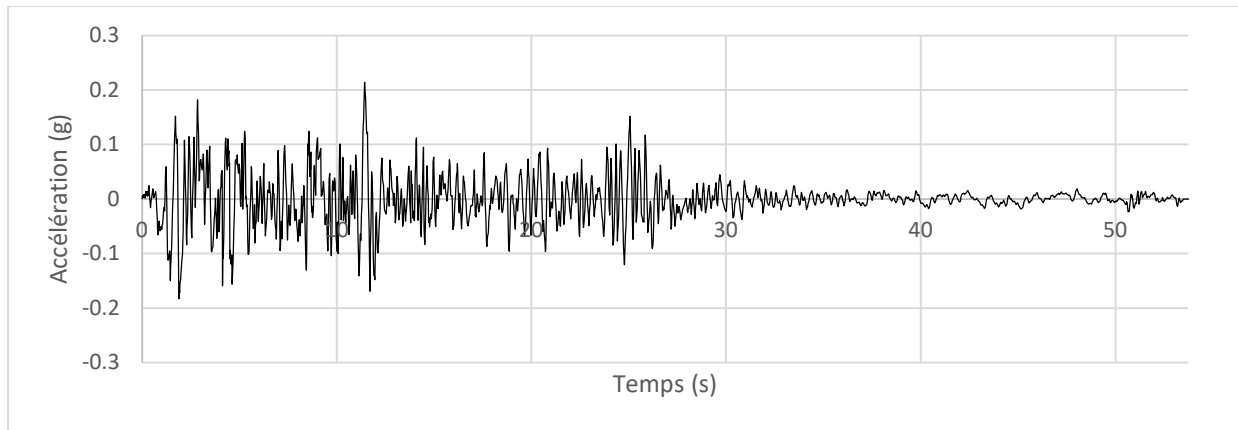


Figure 3.19 : Historique de la composante en Y de l'accélération du tremblement de terre d'Imperial Valley, site d'El Centro (1940)

La Figure 3.20 illustre les modèles de LS-DYNA permettant de mener des analyses bidirectionnelles couplées. Par la suite, une condition aux frontières de demi-espace élastique est considérée. Pour ce faire, deux amortisseurs dans la direction Y sont ajoutés aux deux amortisseurs dans la direction X, tel que présenté à la Figure 3.20 (a).

La Figure 3.21 et la Figure 3.22 présentent les courbes d'accélération absolue obtenues selon les axes X et Y, respectivement, au sommet de la colonne de sol 3, pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes sismiques couplées. On remarque que peu de différences sont observables ici.

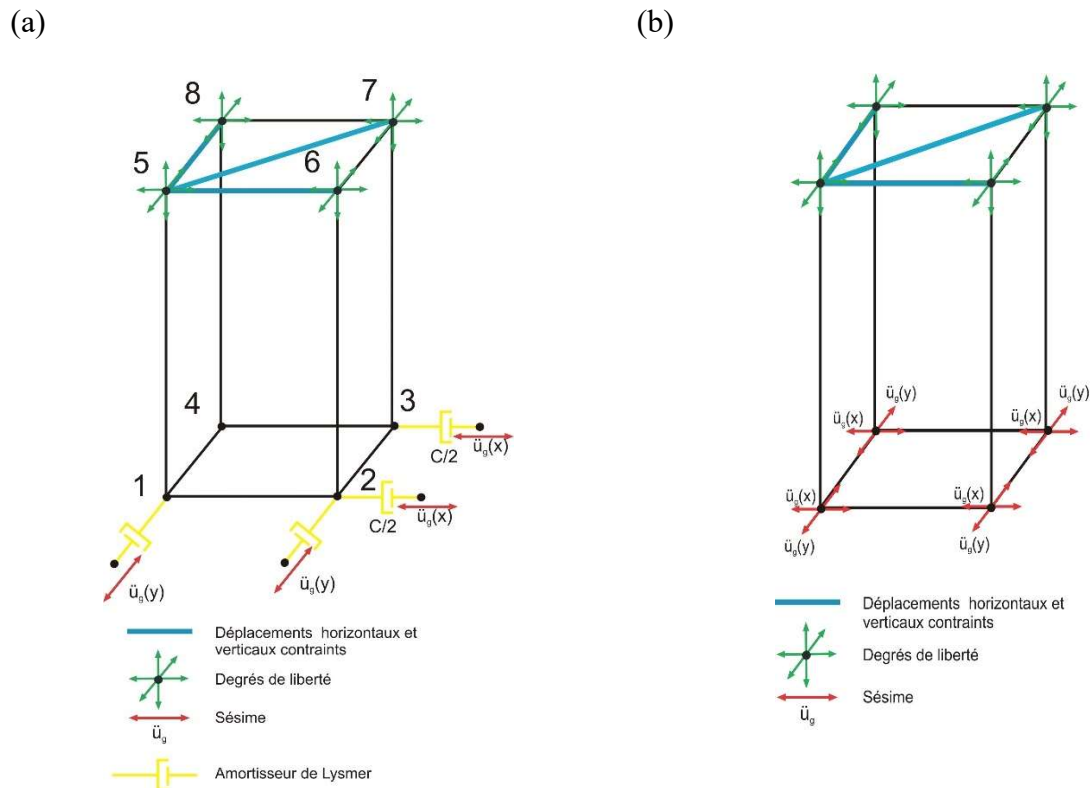


Figure 3.20 : Modèle couplé à une couche de la colonne de sol avec une condition aux frontières, à la base : (a) demi-espace élastique; et (b) demi-espace rigide

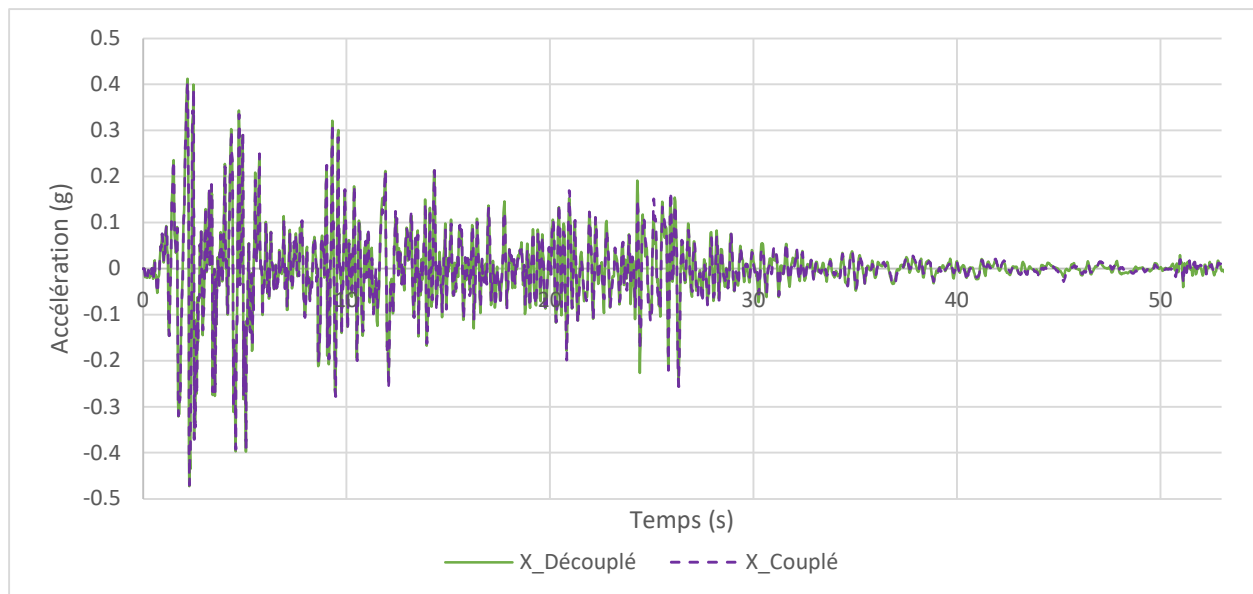


Figure 3.21 : Accélération absolue en X au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées

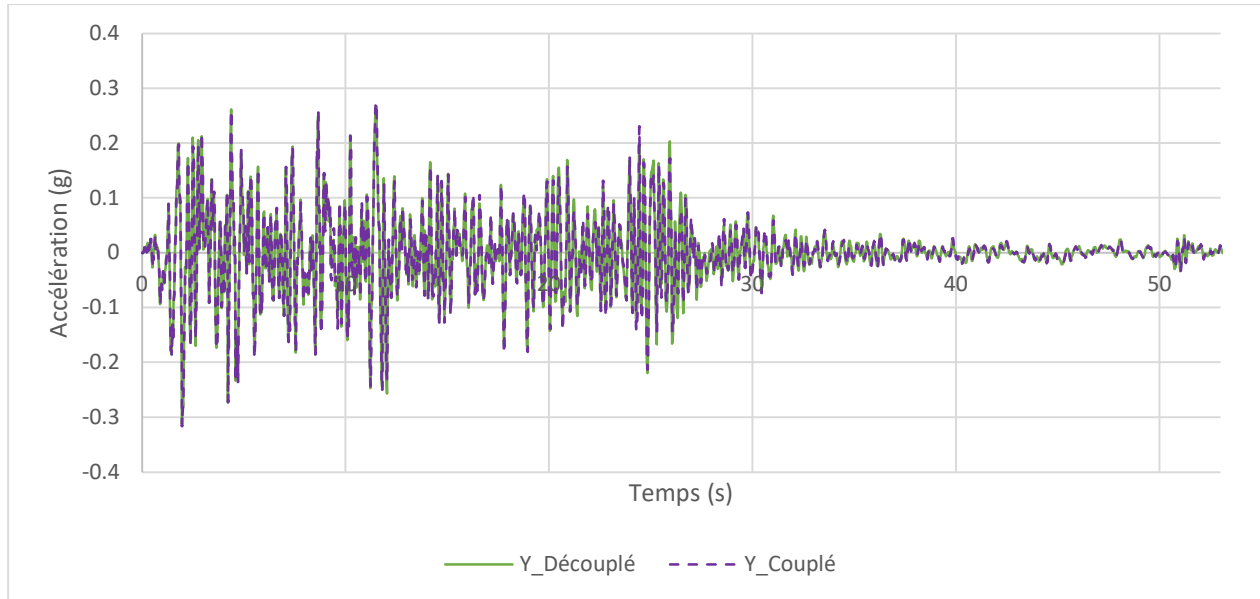


Figure 3.22 : Accélération absolue en Y au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées

La Figure 3.23 présente les spectres des accélérations obtenues selon les axes X et Y, respectivement, au sommet de la colonne de sol 3, pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes sismiques couplées. On observe une légère atténuation, autour des périodes de 0.07 s et 0.08 s, de l'amplitude des spectres issus d'une avec les deux composantes couplées par rapport à ceux issus d'analyses découplées.

Les spectres moyens d'accélération de la réponse de site sont produits par l'équation (3.2).

$$S_{GM}(T_i) = \sqrt{S_x(T_i) \times S_y(T_i)} \quad (3.2)$$

La Figure 3.24 montre les spectres issus de la moyenne arithmétique des accélérations obtenues au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes sismiques couplées. Bien que pouvant être observées, les écarts entre les deux courbes demeurent assez limités. Ces analyses illustrent surtout la capacité de LS-DYNA de mener des analyses couplées bidirectionnelles.

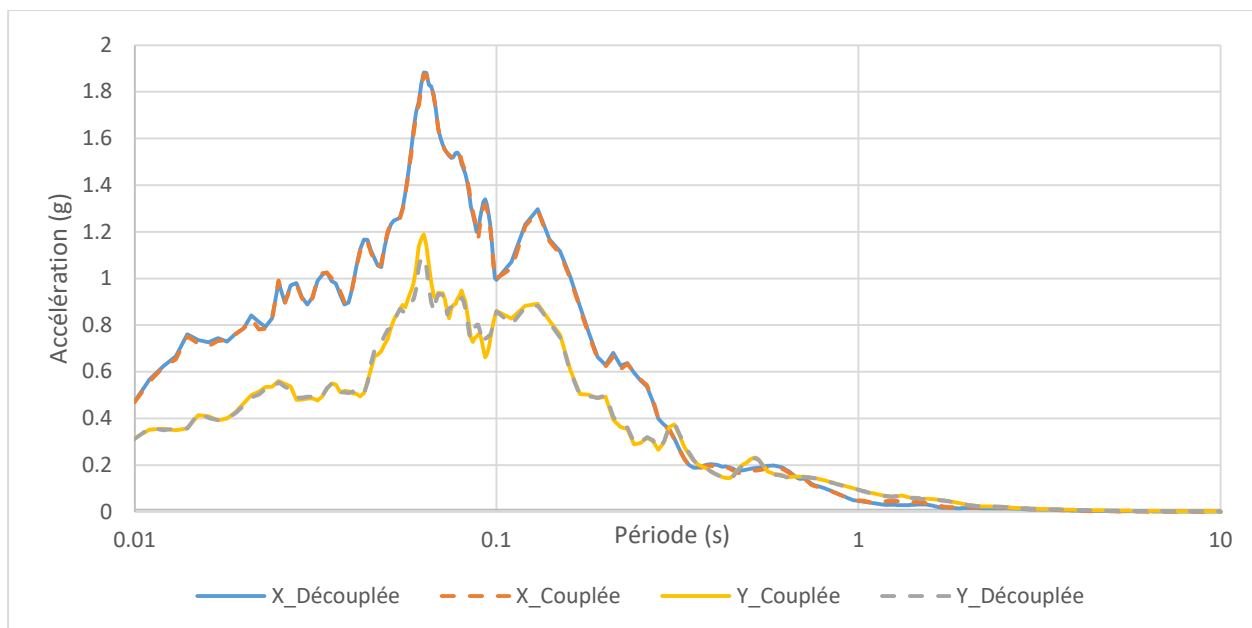


Figure 3.23 : Spectre d'accélération en X et en Y obtenus au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées

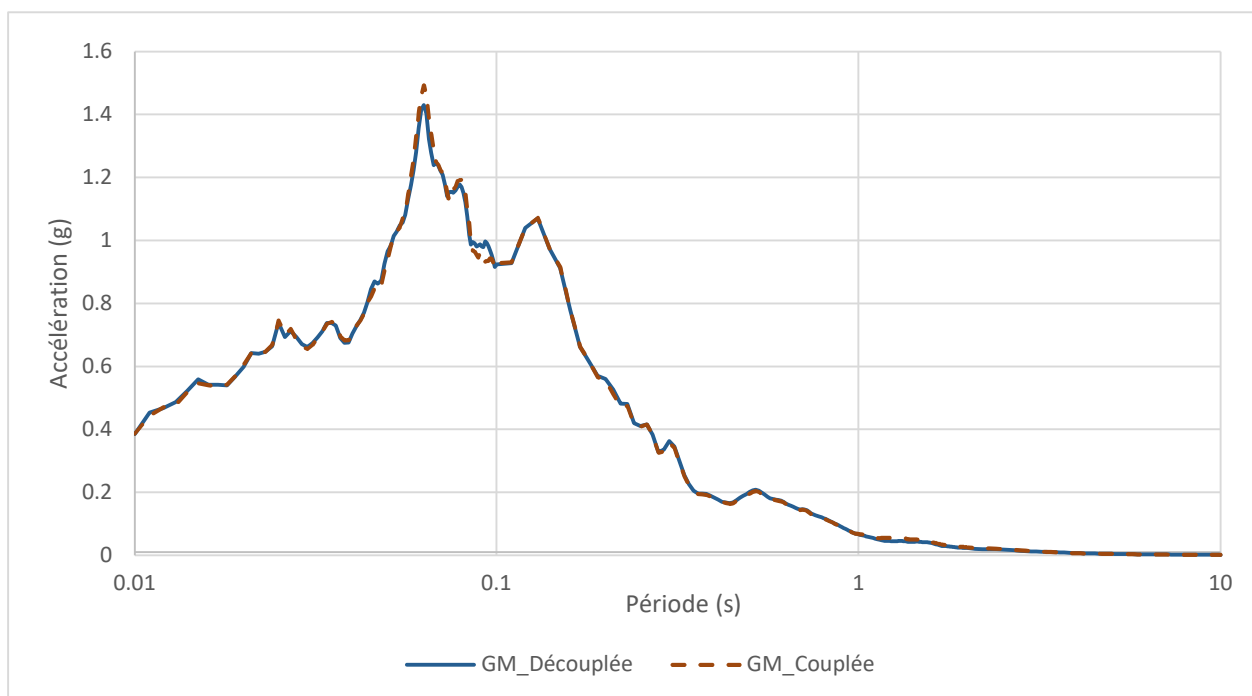


Figure 3.24 Spectres de la moyenne arithmétique des accélérations obtenus au sommet de la colonne de sol 3 (12 couches, hétérogène), pour une analyse découplée et une analyse avec les deux composantes couplées

## CHAPITRE 4 RÉPONSE DE SITE COUPLÉE

### 4.1 Introduction

Afin d'étudier l'effet de la bidirectionnalité des séismes sur différents types de sol, 7 profils de sol sont étudiés. 3 profils de sol sont générés selon la définition de l'article de Rodriguez et al.. Ces 3 profils de sol sont représentatifs des catégories d'emplacement C, D et E définis par le CNB 2015 et présenté au Tableau 1.1. 1 profil de sol de classe D et représentatif de la région de Montréal est construit sur la base des données fournies par Talukder et al.. 2 profils de sol de classe D provenant de l'Ontario sont construits à partir des informations fournies par Beresnev & Atkinson (Beresnev, 1997). 1 profil de sol de classe E provenant de la région de la Mauricie, près du Saguenay, est construit sur la base des données fournies par Abdellaziz et al.. Pour chaque profil de sol, un modèle de colonne de sol est développé dans les logiciels DeepSoil et LS-DYNA.

### 4.2 Construction des colonnes de sol de l'Est du Canada

#### 4.2.1 Profil de sol D1 (Montréal)

Le profil de sol D1 est tiré des travaux probabilistes de micro-zonage produit par Chouinard et Talukder. Les données du profil sont tirées d'une étude géotechnique de site dans l'Est de Montréal. La vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement du profil est de 243,8 m/s et la résistance moyenne en cisaillement est de 153,3 kPa ce qui correspond à un sol de classe D (CNB 2015). La colonne de sol représentant le profil est de 19,28 m de profondeur, divisée en 19 couches d'épaisseur variable (de 0,74 m à 1,18 m) permettant la propagation des ondes de fréquence maximale de 50Hz (Kramer, 2004). La période fondamentale du modèle est évaluée à 0,303s. Le profil de la résistance maximale au cisaillement n'étant pas fournie, elle a été estimée par l'équation (4.1) proposé par (Mayne, 2019).

$$S_u = c' + \sigma'_v * \tan(\varphi') \quad (4.1)$$

Où la cohésion  $c' = 7,5 \text{ kPa}$ , l'angle de friction  $\varphi' = 30^\circ$ , et  $\sigma'_v$  est la contrainte verticale efficace au centre de la couche de sol. Cette relation vient de test triaxiaux CIUC sur de l'argile de Leda normalement consolidé (OCR = 1).

Les couches de sol sont constitués d'argile de Leda dont la densité est de 1682 kg/m<sup>3</sup>. La distribution de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et de la résistance au cisaillement de chaque couche est présentée à la Figure 4.1. L'indice de plasticité de l'argile du site de Montréal est d'environ 38 % avec une déviation standard de 14% basé sur des forages de 11 sites différents. Un indice de plasticité de 40%, un N de 10 cycles, une fréquence de charge de 1Hz, un ratio de surconsolidation (OCR) de 1 et une pression latérale de la terre de 0,5 a été utilisé pour la calibration du modèle constitutif avec les courbes de référence pour l'argile de Darendeli (2001). Ces paramètres de courbes de référence permettent de prédire le plus adéquatement le comportement de l'argile de Leda présent dans les sites de Montréal. Une vitesse de propagation des ondes de cisaillement de 3000 m/s a été assigné au roc afin de représenter les particularités des hauts contrastes d'impédance de la région de l'Est du Canada et une densité de 2783 kg/m<sup>3</sup> a été considéré dans les analyses.

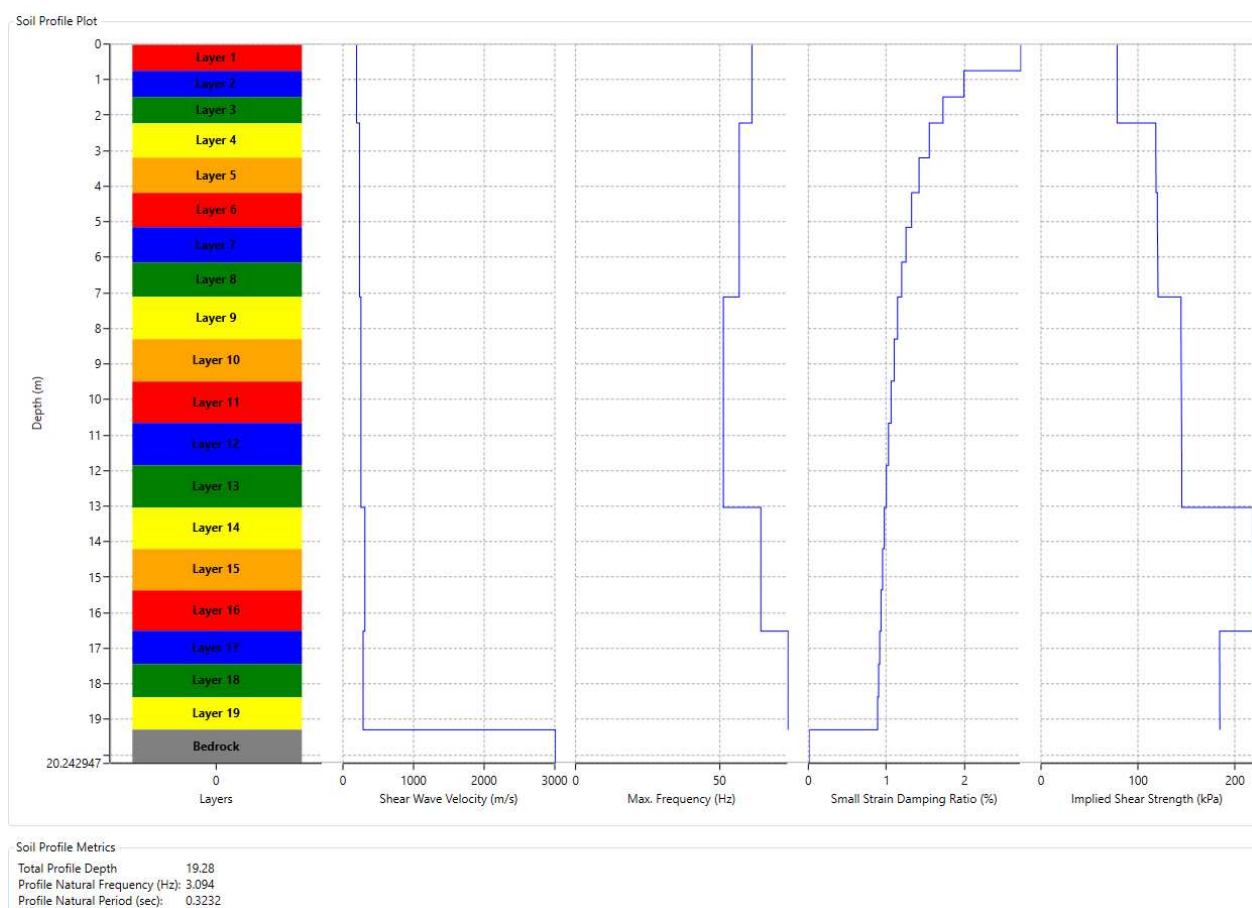


Figure 4.1 : Profil de sol D1



### 4.2.2 Profil de sol BRCO (Ontario)

Le profil BRCO est tiré des travaux de Bersenev & Atkinson (1997). Les données du profil ont été obtenues à l'aide d'une étude géotechnique du site de Bruce Nuclear Power Plant en Ontario. La vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement est de 359,6 m/s et la résistance moyenne en cisaillement est de 372,4 kPa, ce qui correspond à un sol de classe D (CNB 2015). La colonne de sol est de 54 m de profondeur, divisée en 33 couches d'épaisseur variable (de 1,176 m à 2,125 m) permettant la propagation des ondes de fréquence maximale de 50 Hz. La période fondamentale du modèle est établie à 0,6496 s. Le profil de la résistance maximale au cisaillement n'étant pas fournie, elle a été estimée par l'équation (4.1) en prenant une déformation en cisaillement maximale de 0,03%. La densité est de 1800 kg/m<sup>3</sup> pour toutes les couches de sol et de 2500 kg/m<sup>3</sup> pour le roc sous-jacent. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement des 20 premiers mètres de sol meuble est de 240 m/s et de 430 m/s pour les 34 derniers mètres. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement du roc est de 1160 m/s. Les mêmes courbes de réduction du module de cisaillement et de l'amortissement que le profil D1 ont été utilisées afin de calibrer le modèle G/QH et I-Soil.

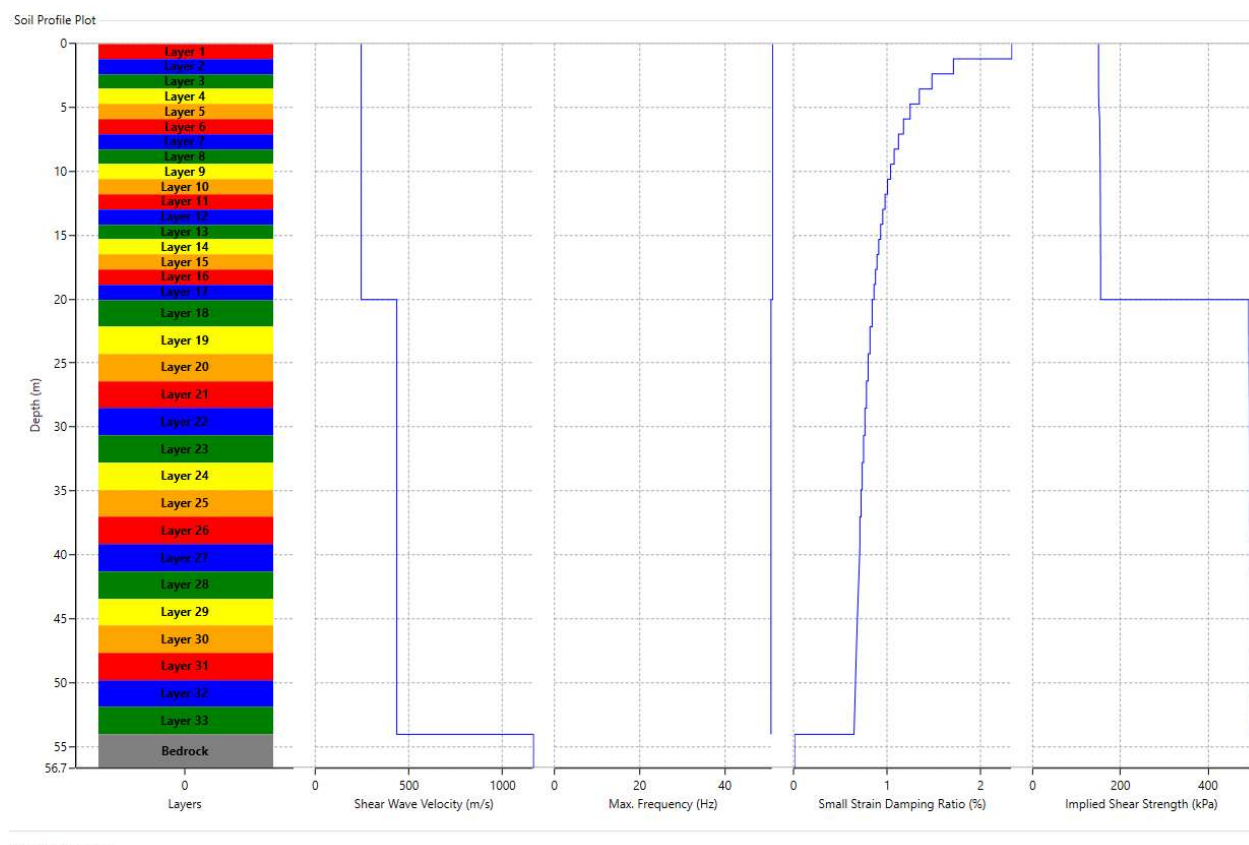


Figure 4.2 : Profil de sol BRCO

### 4.2.3 Profil de sol STCO (Ontario)

Le profil STCO est tiré des travaux de Bersenev & Atkinson (1997). Les données du profil sont obtenues à l'aide d'une étude géotechnique du site de Saint Catharines en Ontario. La vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement est de 300 m/s et la résistance moyenne en cisaillement est de 243 kPa, ce qui correspond à un sol de classe D (CNB 2015). La colonne de sol est de 20 m de profondeur, divisée en 14 couches de 1,43 m d'épaisseur permettant la propagation des ondes de fréquence maximale de 50 Hz. La période fondamentale du modèle est établie à 0,227 s. Le profil de la résistance maximale au cisaillement n'étant pas fournie, elle a été estimée par l'équation (4.1) en prenant une déformation en cisaillement maximale de 0,03%. La densité est de 1800 kg/m<sup>3</sup> pour toutes les couches de sol et de 2500 kg/m<sup>3</sup> pour le roc sous-jacent. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement des couches de sol est de 300 m/s. La vitesse de propagation des ondes de cisaillement du roc est de 1800 m/s. Les mêmes paramètres du profil D1, de la courbe

de réduction du module de cisaillement et de l'amortissement, ont été utilisés dans la calibration du modèle G/QH et I-Soil.

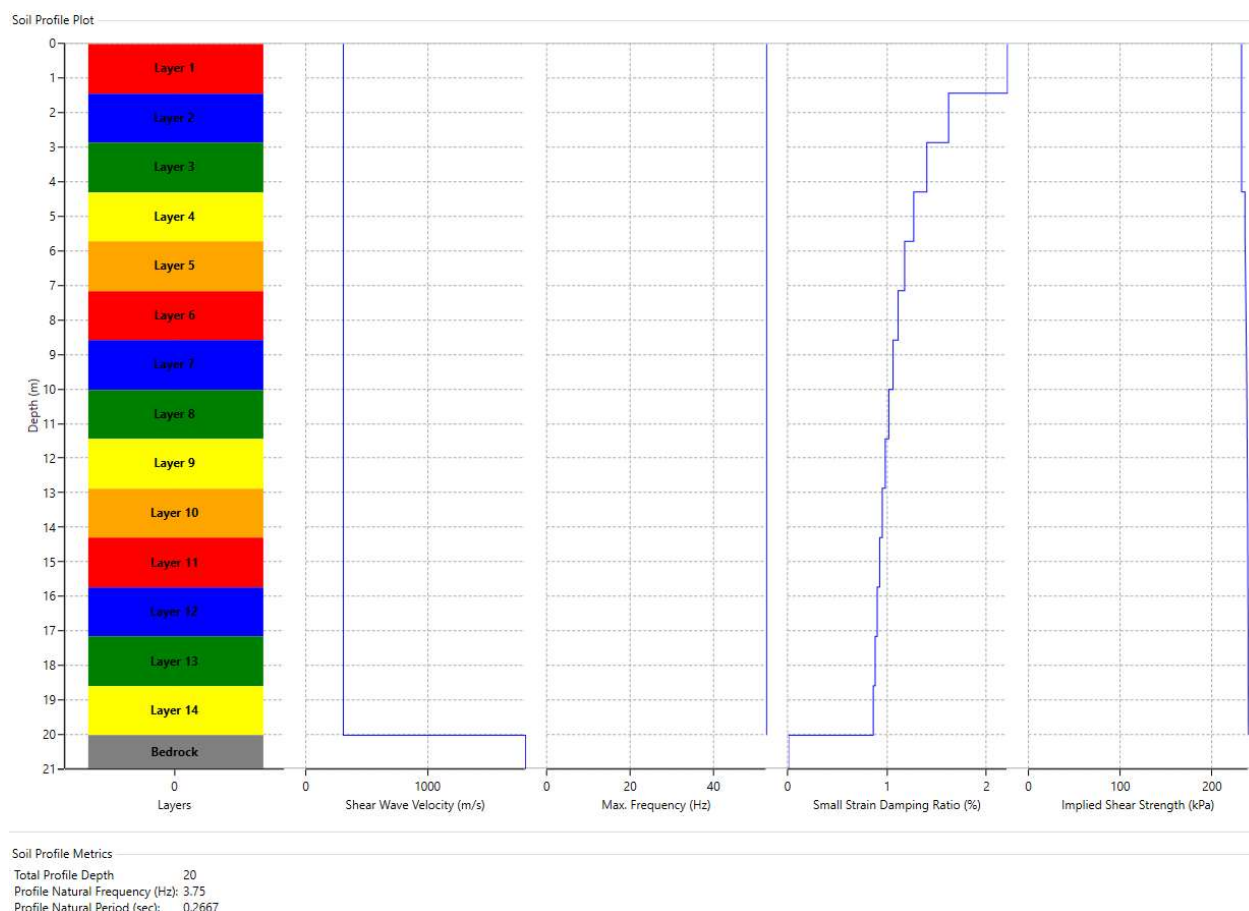


Figure 4.3 : Profil de sol STCO

#### 4.2.4 Profil de sol de Saint-Adelphe (Saguenay)

Le profil de sol de Saint-Adelphe, en Mauricie, est tiré des travaux de Abdellaziz et al. Les données du profil sont obtenues par le biais d'une investigation géotechnique. La vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement est de 141 m/s et la résistance moyenne en cisaillement est de 30 kPa, ce qui correspond à un sol de classe E (CNB 2015). La colonne de sol est de 14 m de profondeur, divisée en 26 couches d'épaisseur variable (de 0,243 m à 0,938 m) permettant la propagation des ondes de fréquence maximale de 50 Hz. La période fondamentale du modèle est établie à 0,428 s. L'étude géotechnique établie la résistance maximale au cisaillement à 30 kPa pour toutes les couches de sol. La densité du sol est de 1600 kg/m<sup>3</sup> pour les 24 premières couches et de 2039 kg/m<sup>3</sup> pour les 2 dernières couches. Les propriétés du roc n'étant pas spécifiées dans

l'article, la densité a été établie à 2783 kg/m<sup>3</sup> et la vitesse de propagation des ondes de cisaillement à 3000 m/s pour les mêmes raisons que le profil D1 (Talukder, 2017) de Montréal. Les mêmes paramètres, que pour le profil D1, de la courbe de réduction du module de cisaillement et de l'amortissement ont été utilisés dans la calibration le modèle G/QH et I-Soil.

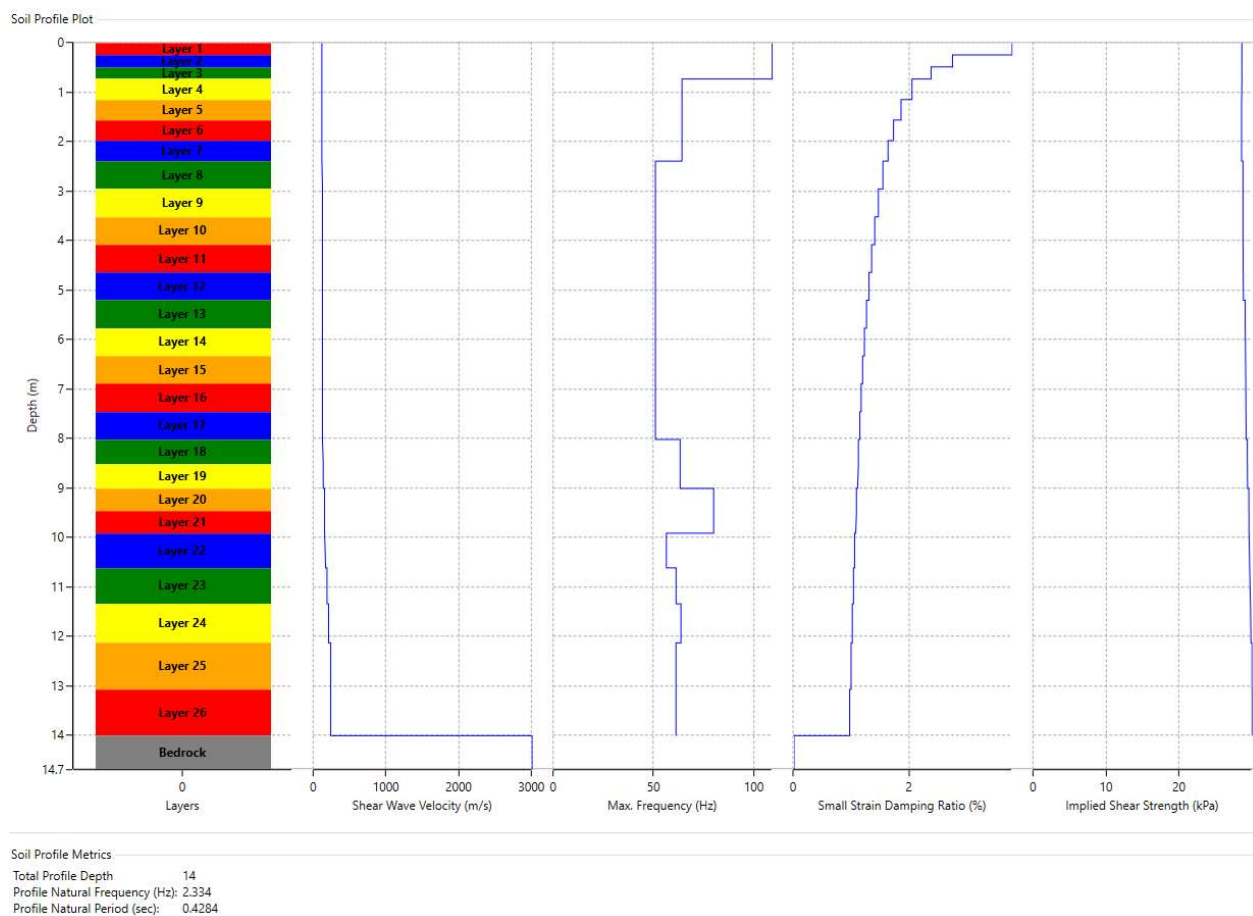


Figure 4.4 : Profil de sol de Saint-Adelphe

### 4.3 Analyse des résultats

3 événements sismiques sont utilisés : (i) Saguenay (1988), (ii) Nahanni (1985) et (iii) Val des Bois (2010) afin d'investiguer l'impact du comportement non-linéaire du sol, l'effet du couplage bidirectionnel, l'effet des propriétés du profil de sol et l'amplification des séismes de l'Est du Canada. L'analyse linéaire élastique est présentée comme courbe de référence pour vérifier les analyses non-linéaires

### 4.3.1 Comportement non-linéaire du sol

Dans la sous-section suivante, nous comparons principalement les résultats des analyses linéaire équivalente et non-linéaire de Deepsoil.

La Figure 4.5 à la Figure 4.8 présentent les spectres moyens d'accélération et les facteurs d'amplification pour les colonnes de sol des profils D1, BRCO, STCO et Sainte-Adelphe soumis au tremblement de terre de Saguenay 1988.

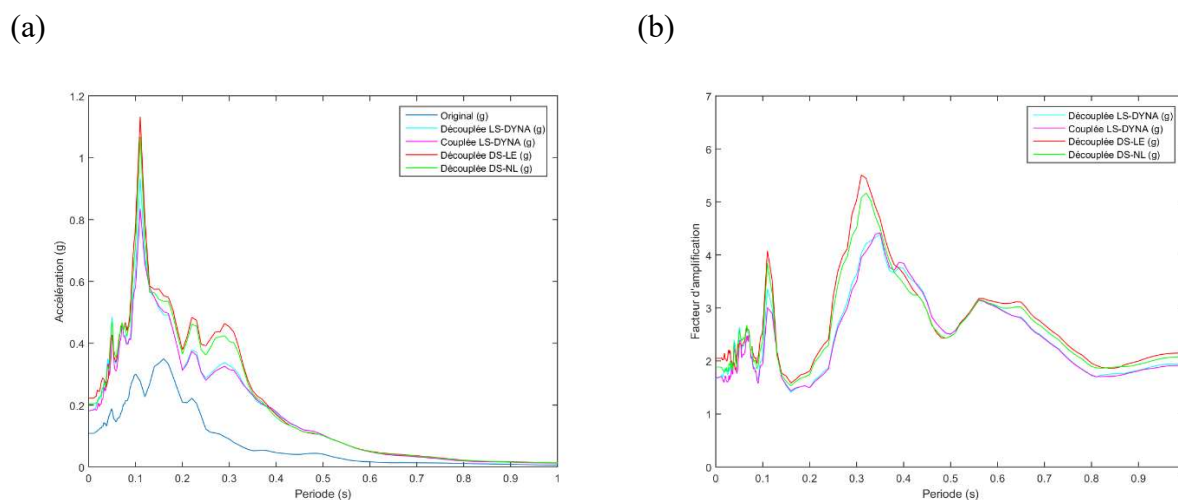


Figure 4.5 : Réponse du profil D1 (Saguenay, 1988) : (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

Les accélérations spectrales et les facteurs d'amplification issus de l'analyse linéaire équivalente et non-linéaire de DeepSoil pour les profils de classe D (D1, BRCO et STCO) sont proches l'une de l'autre, alors que pour le profil de classe E (Sainte-Adelphe), on observe une différence d'environ 0.1 g de l'accélération spectrale autour de la période de 0.18 s et d'environ 0.06 g autour de la période fondamentale de la colonne de sol. Le facteur d'amplification du profil de classe E autour de sa période fondamentale est de 6.1 pour l'analyse linéaire équivalente et de 4.3 pour l'analyse non-linéaire.

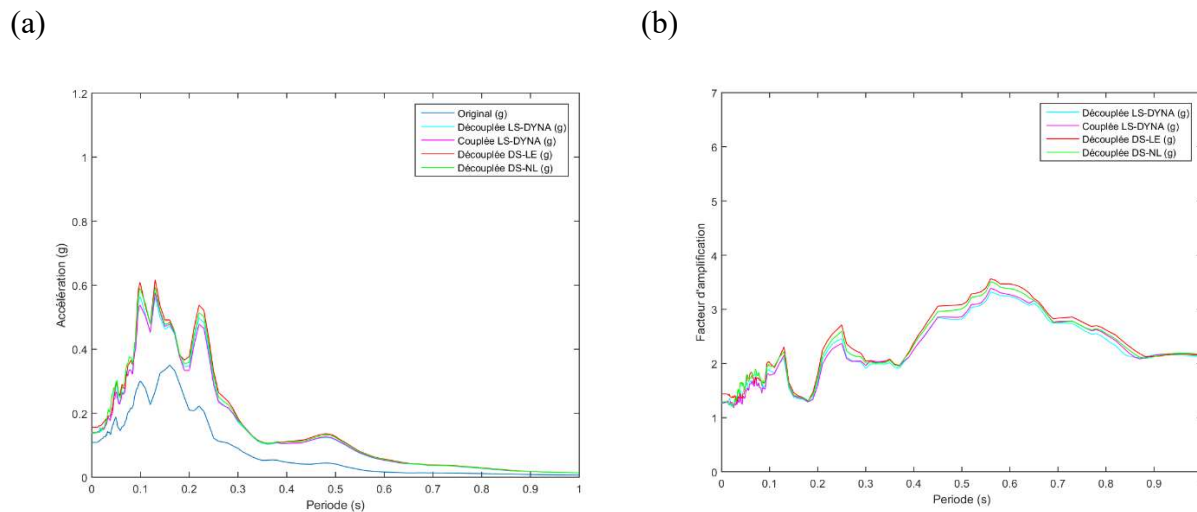


Figure 4.6 : Réponse du profil BRCO (Saguenay, 1988) (a) Spectres moyens d'accélérations et (b) facteurs d'amplification

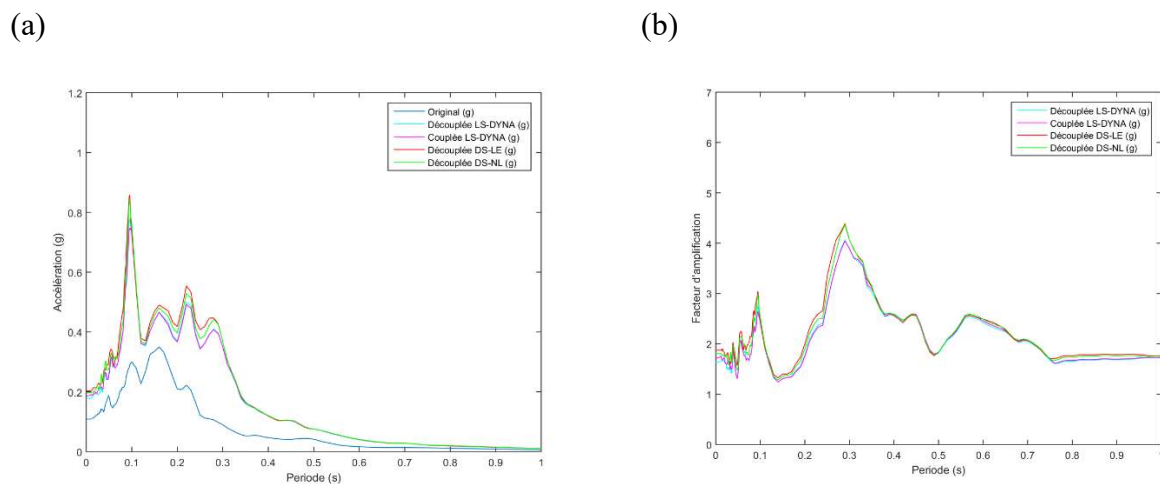


Figure 4.7 : Réponse du profil STCO (Saguenay, 1988) (a) Spectres moyens d'accélérations et (b) facteurs d'amplification

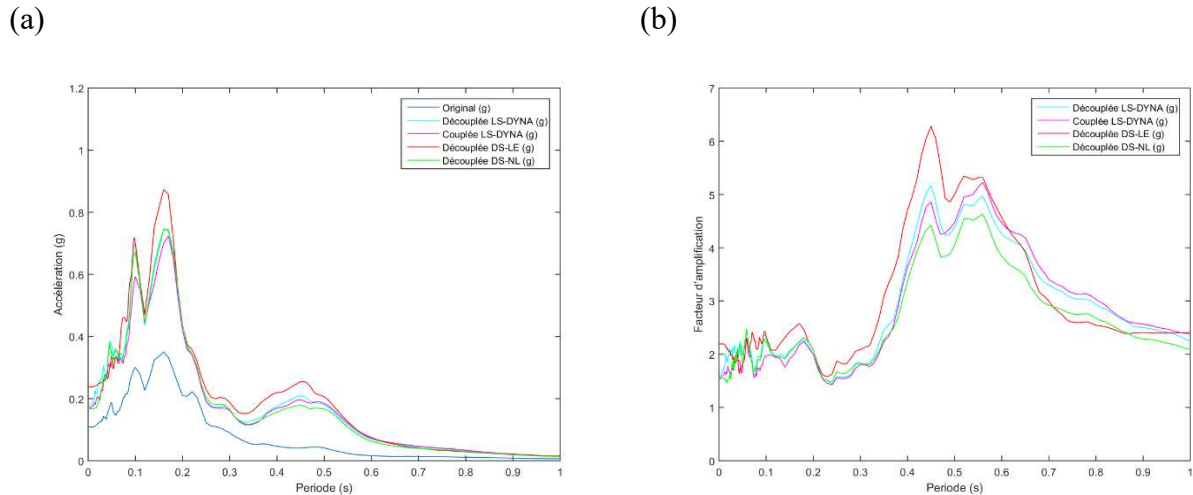


Figure 4.8 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Saguenay, 1988) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

La Figure 4.9 présentent les résultats du profil de Saint-Adelphe (Classe E) pour le séisme de Nahanni (1985) et on observe que lors d'une sollicitation sismique très forte (accélération de pointe au roc 0,4 g), l'écart entre l'analyse linéaire équivalente et non-linéaire devient importante et non négligeable. Ces observations montrent la limitation de l'analyse linéaire équivalente et l'intérêt des analyses non-linéaire temporelles pour bien modéliser les non-linéarités. De plus, les résultats des analyses par la méthode des différences finies de Deepsoil et ceux par éléments finis de LS-DYNA, lorsque les composantes horizontales sont découplées, concordent entre elles et permettent de vérifier l'équivalence entre les deux méthodes.

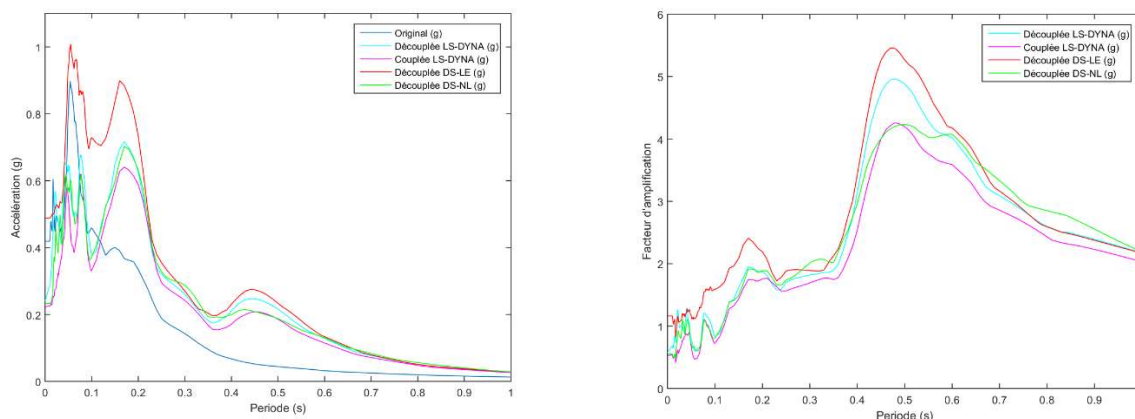


Figure 4.9 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

### 4.3.2 Effet du couplage des composantes horizontales l'accélération

Dans la sous-section suivante, nous comparons principalement les résultats des analyses non-linéaires découplées et couplées.

La Figure 4.10 à la Figure 4.13 présentent les spectres moyens d'accélération et les facteurs d'amplification pour les colonnes de sol des profils D1, BRCO, STCO et Sainte-Adelphe soumis au tremblement de terre de Val-des-Bois (2010).

Les accélérations spectrales et les facteurs d'amplification issus des analyses découplées de DeepSoil et de LS-DYNA et des analyses couplées de LS-DYNA pour les profils de classe D (D1, BRCO et STCO) et le profil de classe E (Saint-Adelphe) sont similaires. Les résultats des analyses couplées sont légèrement inférieurs aux analyses découplées, mais reste d'un même ordre de grandeur que les différences observées entre DeepSoil non-linéaire et LS-DYNA non-linéaire découplée. Peu de non-linéarités, dans le comportement de la colonne de sol, semblent se produire et ces résultats ne permettent pas d'apprécier l'effet du couplage des composantes horizontales lors de faibles sollicitations sismiques.



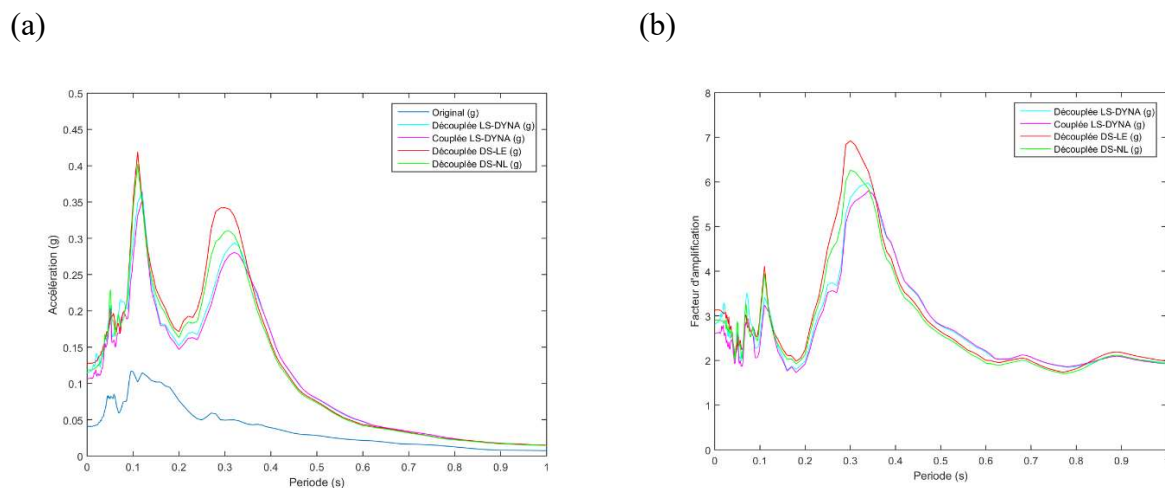


Figure 4.10 : Réponse du profil D1 (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélérations et (b) facteurs d'amplification

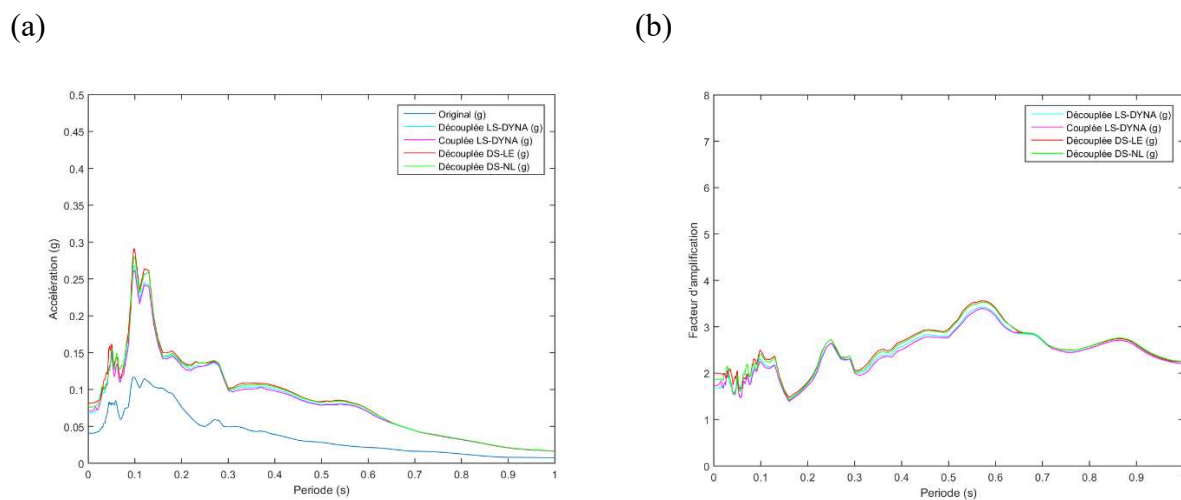


Figure 4.11 : Réponse du profil BRCO (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélérations et (b) facteurs d'amplification

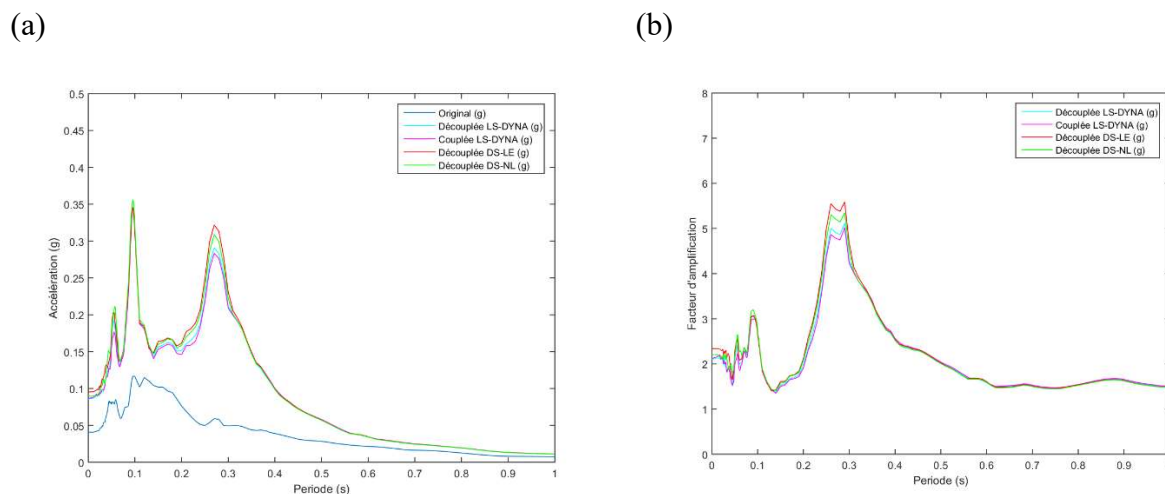


Figure 4.12 : Réponse du profil STCO (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

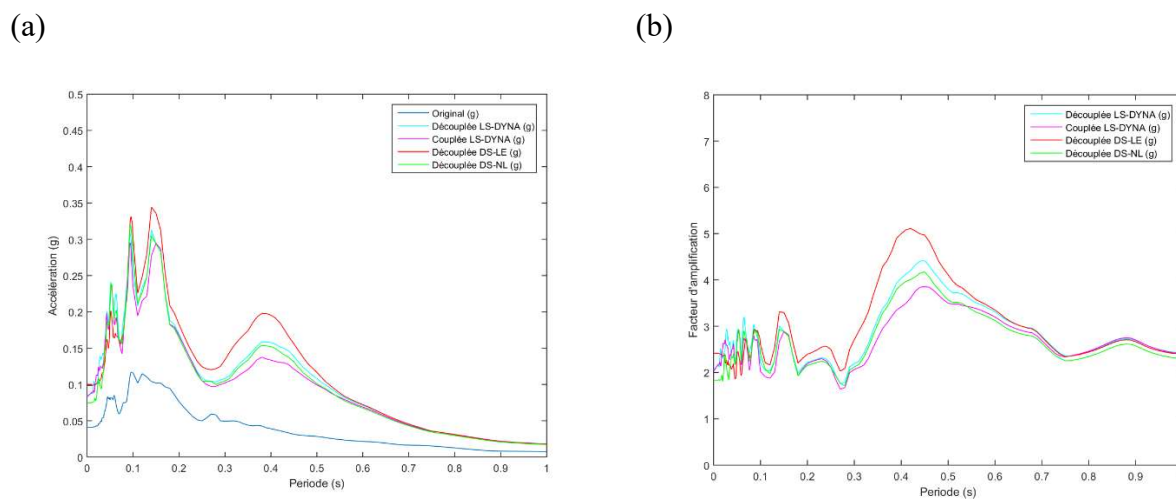


Figure 4.13 : Réponse du profil Saint-Adelphe (Val-des-bois, 2010) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

La Figure 4.14 à la Figure 4.17 présentent les spectres moyens d'accélération et les facteurs d'amplification pour les colonnes de sol des profils D1, BRCO, STCO et Sainte-Adelphe soumis au tremblement de terre de Nahanni (1985).

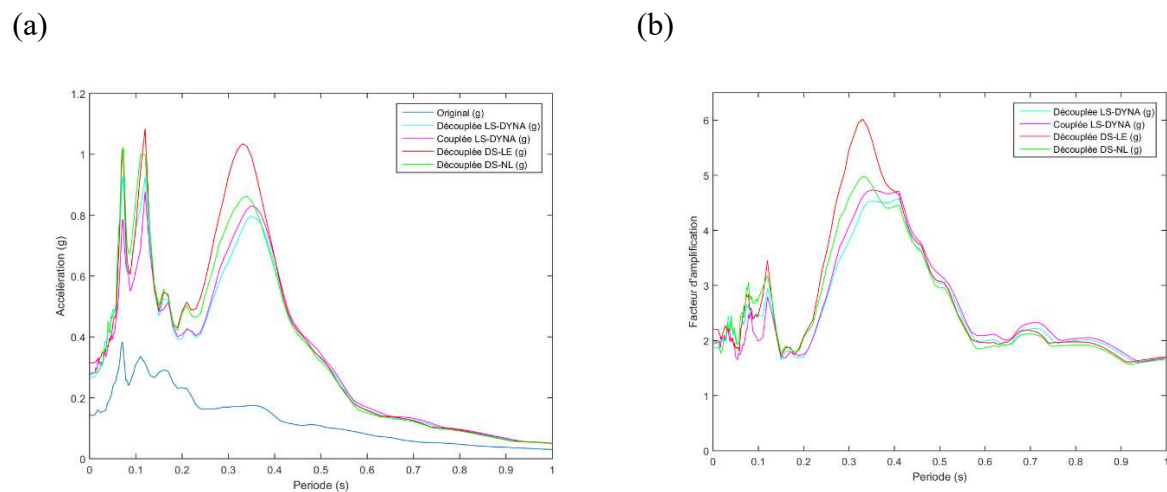


Figure 4.14 : Réponse du profil D1 (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélérations et (b) facteurs d'amplification

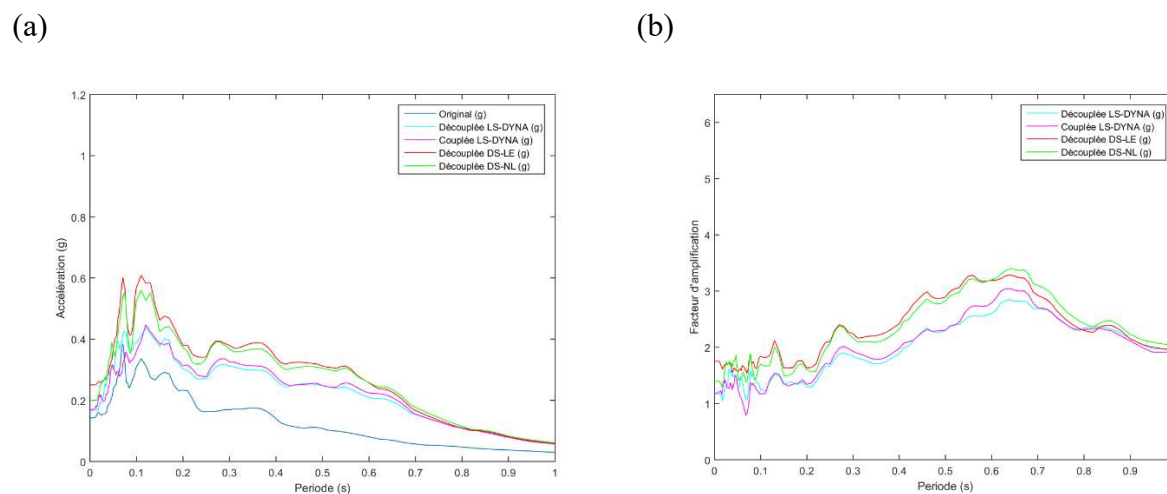


Figure 4.15 : Réponse du profil BRCO (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélérations et (b) facteurs d'amplification

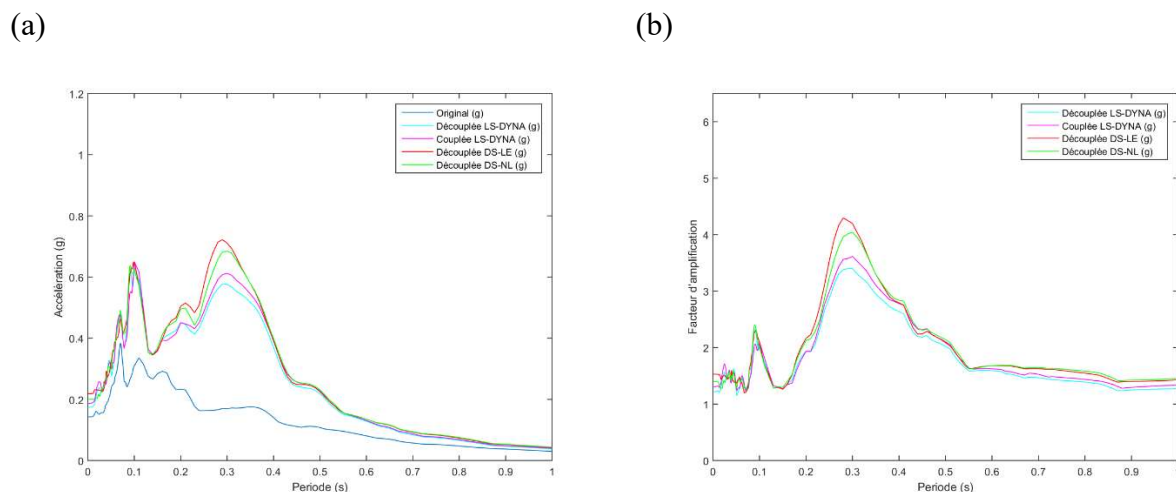


Figure 4.16 : Réponse du profil STCO (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

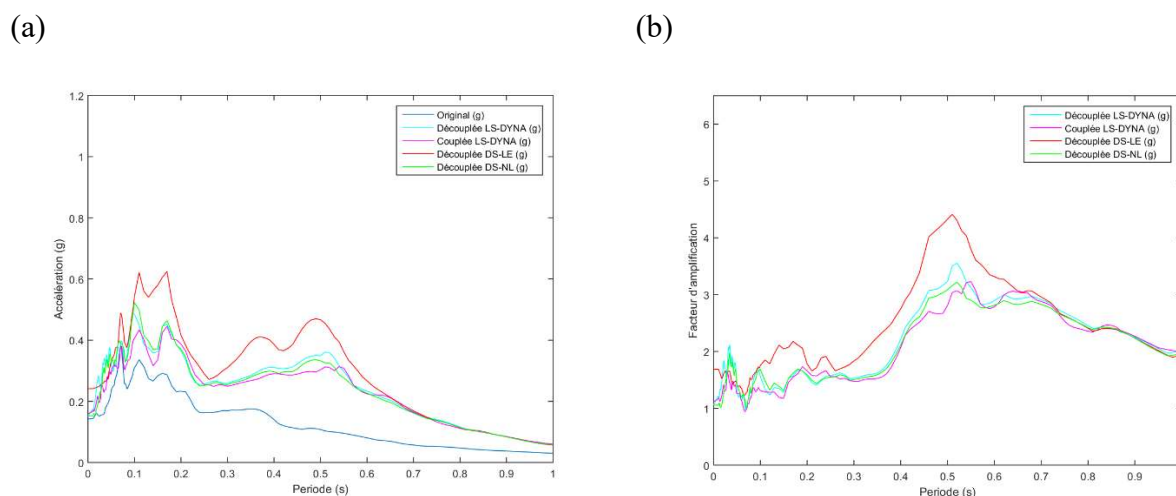


Figure 4.17 : Réponse du profil Saint-Adelpe (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

Les accélérations spectrales et les facteurs d'amplification issus des analyses découplées de DeepSoil et de LS-DYNA et des analyses couplées de LS-DYNA pour les profils de classe D (D1, BRCO et STCO) et le profil de classe E (Saint-Adelpe) sont proches. On remarque, par rapport à la sollicitation sismique de Val-des-Bois (2010), que plus les accélérations spectrales du séisme sont élevées plus les résultats des analyses couplées se distinguent des analyses découplées. Les effets du couplage sur la non-linéarité des matériaux ne semblent pas avoir d'effet important à ce

niveau de sollicitation sismique (inférieur à 0,2 g d'accélération de pointe au roc). Si l'on compare une colonne de sol rigide (D1) et une plus flexible (Saint-Adelphe) sous une sollicitation sismique de l'ordre de 1,25 g (Nahanni, 1985), l'effet du couplage sur la non-linéarité du matériau est plus important. La Figure 4.18 et la Figure 4.19 présentent les spectres moyens d'accélération et les facteurs d'amplification pour les colonnes de sol des profils D1 et Sainte-Adelphe soumis au tremblement de terre de Nahanni (1985).

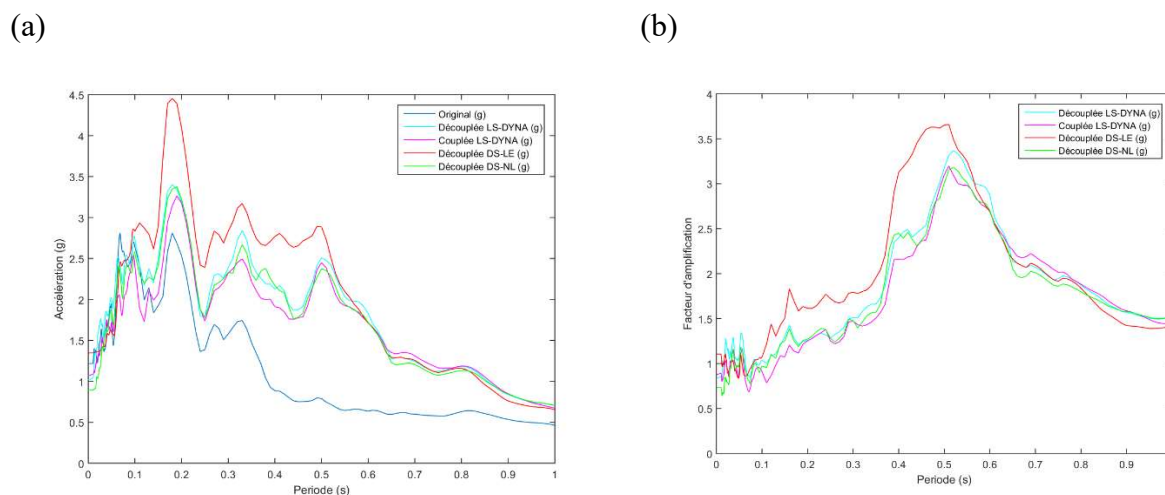


Figure 4.18 : Réponse du profil D1 (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

Les résultats d'accélération spectrales et des facteurs d'amplification pour le profil D1 conforte la tendance d'une atténuation de la réponse de site lors d'analyses non-linéaires couplées. La réponse de site du profil de Saint-Adelphe, quant à lui, présente plusieurs observations intéressantes : (i) les accélérations spectrales des périodes inférieures à 0,6 s sont réduites, (ii) l'effet du couplage des composantes horizontales du séisme sur l'accélération spectrale est important autour de la période de 0,2 s (environ 1,25 g pour les analyses non couplées et 0,75 g pour l'analyse couplée). L'effet du couplage est donc plus important dans la zone des faibles périodes que des longues périodes.

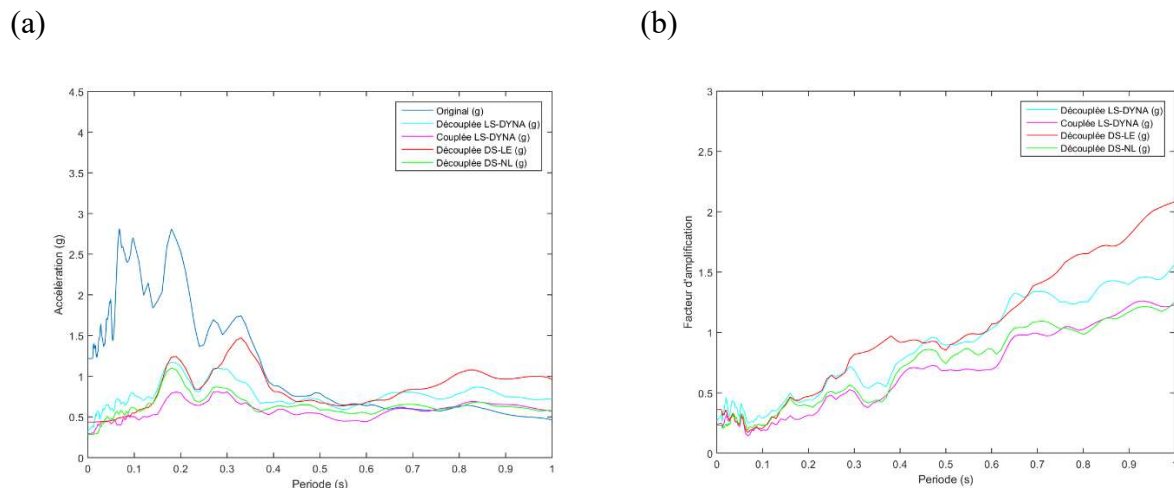


Figure 4.19 : Réponse du profil Saint-Adelphé (Nahanni, 1985) (a) Spectres moyens d'accélération et (b) facteurs d'amplification

### 4.3.3 Amplification des séismes de l'Est du Canada – résultats préliminaires

Dans cette section, nous comparons la répartition des facteurs d'amplification des séismes de l'Est du Canada, pour les colonnes de sol des profils de classe D et la colonne de sol du profil de classe E, obtenus des analyses découplées et couplées avec les facteurs d'amplification recommandés par le CNB 2015.

La Figure 4.20 présente les facteurs d'amplification obtenus des profil D1, BRCO et STCO pour le séisme de Nahanni (1985).

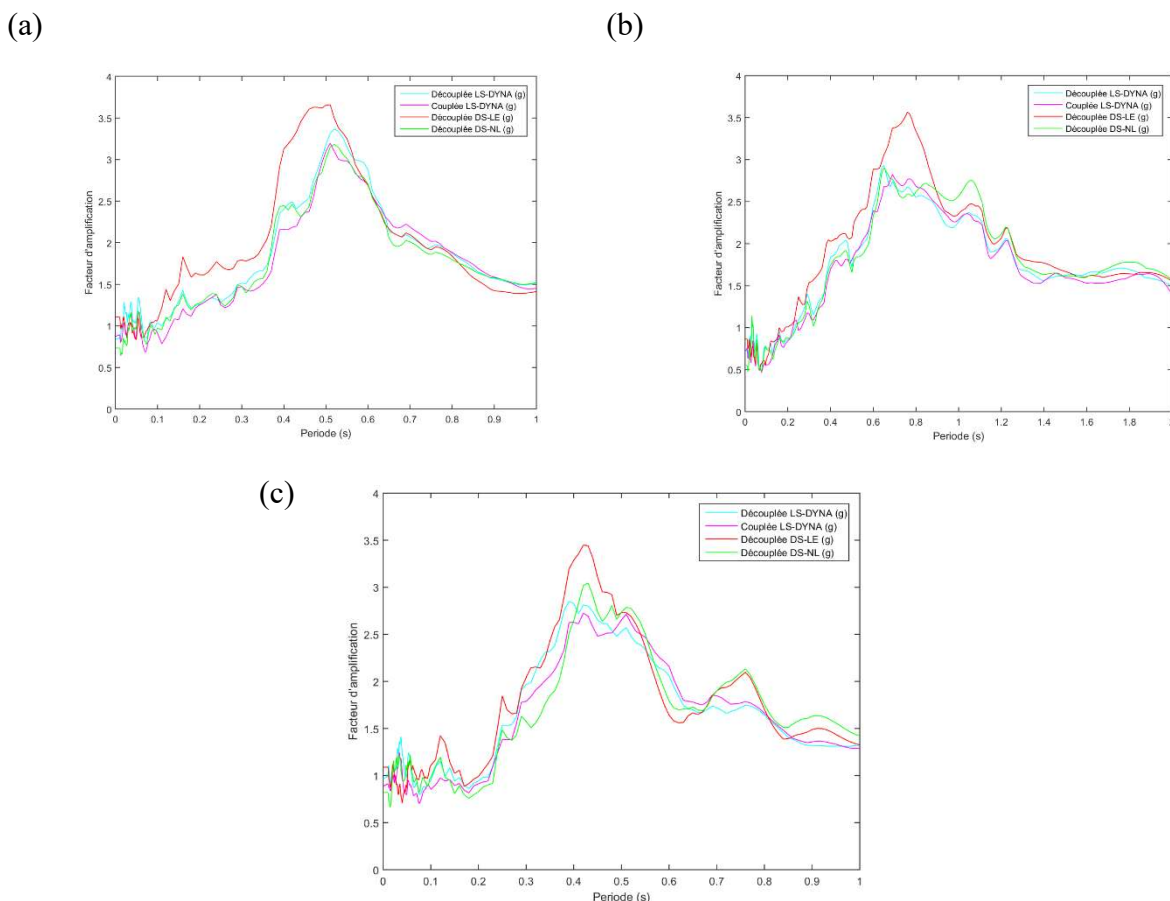


Figure 4.20 : Facteurs d'amplification (Nahanni, 1985) (a) profil D1, (b) profil BRCO et (c) profil STCO

L'amplification des périodes inférieures à 0,2 s est inférieure à 1 pour les 3 profils de classe D. Ces résultats sont corroborés par les recommandations du CNB 2015 pour une APR de référence supérieure à 0,5 g, proposant un facteur d'amplification de 0,9 pour les périodes inférieures à 0,2 s. L'amplification maximale des profils D1 ( $T=0,3232$  s), BRCO ( $T=0,6496$  s) et STCO ( $T=0,2667$  s) est de 3,5 autour de la période de 0,5 s. L'amplification est de 2,5 entre les périodes de 0,6 s et 1,0 s, de 2,5 entre les périodes de 0,6 s et 1,2 s et de 2,7 entre les périodes de 0,4 s et 0,6 s. On constate que plus la période fondamentale du profil de sol est grande et plus la plage d'amplification maximale des périodes est large. Les facteurs d'amplification maximale sont supérieurs aux recommandations du CNB 2015, qui propose un facteur d'amplification de 0,982 pour la période fondamentale de 0,3232 s du profil D1, de 1,242 pour la période fondamentale de 0,6 s pour le profil BRCO et de 0,944 pour la période fondamentale de 0,2667 s pour le profil STCO. Notons que le facteur maximal recommandé par le CNB 2015 est de 1,34 pour une période de 5,0 s. Les

analyses couplées ont tendance à donner des résultats légèrement en deçà des analyses, mais reste dans la marge d'erreur possible.

La Figure 4.21 présente les facteurs d'amplification obtenus du profil de Saint-Adelphe pour le séisme de Nahanni (1985), de Saguenay (1988) et de Val-des-Bois (2010).

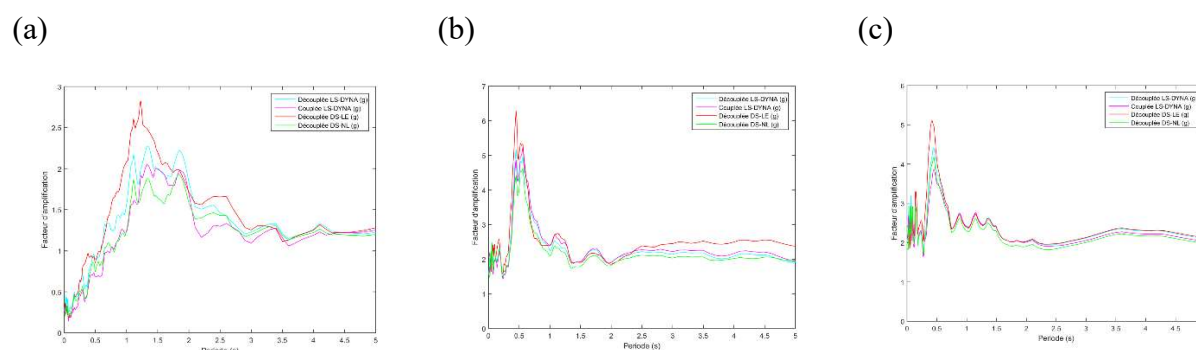


Figure 4.21 : Facteurs d'amplification du profil de Saint-Adelphe pour (a) Nahanni (1985) (b) Saguenay (1988) et (c) Val-des-Bois (2010)

L'amplification des périodes inférieures à 0,2 s est inférieure à 1 pour le séisme de Nahanni (1985) dont l'APR de référence est supérieure à 0,5 g. Ces résultats sont corroborés par les recommandations du CNB 2015 proposant un facteur d'amplification de 0,85 pour les périodes inférieures à 0,2 s. Le facteur d'amplification maximal avec le séisme de Nahanni (1985) est de 2 pour l'analyse couplée, soit plus conservateur que la valeur recommandée de 1,84 à la période de 5,0 s pour le CNB 2015.

Pour les séismes dont l'APR de référence est inférieure à 0,1g (Saguenay (1988) et de Val-des-Bois (2010)), on obtient un facteur d'amplification entre 2 (Saguenay, 1988) et 2,5 (Val-des-Bois, 2010) pour les périodes inférieures à 0,2 s et le CNB 2015 recommande une valeur de 1,64 pour ces mêmes périodes. L'amplification maximale le sol de classe E est de 2 pour la période de 5,0 s avec les séismes de Saguenay (1988) et de Val-des-Bois (2010). Ces valeurs sont inférieures à la valeur de 2,93 à une période de 5,0 s (CNB 2015).

Les résultats présentés ici sont cependant très préliminaires et doivent être validés par des analyses supplémentaires.



## CHAPITRE 5 CONCLUSION

L'objectif de ce mémoire était d'investiguer l'effet du couplage bidirectionnel des accélérations sismiques de l'Est du Canada sur la réponse de site en comparant des analyses non-linéaires découplées (DeepSoil et LS-DYNA) et couplée (LS-DYNA). Une revue de littérature a permis de poser les bases et les éléments nécessaires aux analyses non-linéaires de la réponse de site. Des comparaisons numériques ont par la suite été conduites afin de vérifier la correspondance entre les analyses analytiques fréquentielles linéaires et équivalentes linéaires (DeepSoil) et les analyses temporelles linéaires et non-linéaires par la méthode des différences finies (DeepSoil) et par la méthode des éléments finis (LS-DYNA). Deux gabarits de modèle de colonne de sol ont été vérifiés afin de tenir compte des conditions frontières nécessaires aux analyses dans une configuration de demi-espace élastique et rigide. Les méthodes d'implémentation du signal sismique d'entrée ont été comparées afin de choisir la méthode la plus fiable. Le modèle constitutif *I-Soil* (MAT\_48) de LS-DYNA et les modèles hyperboliques indépendants du niveau de confinement (*PIMY*) d'OpenSees et G/QH de DeepSoil ont été comparés pour s'assurer que le matériau *I-Soil* se comporte de manière similaire dans les analyses unidirectionnelles. Les conditions du modèle de colonnes de sol avec un demi-élastique de LS-DYNA ont par la suite été adaptées à la bidirectionnalité afin d'étudier l'effet du couplage des composantes horizontales des accélérations sismiques sur la réponse de site. Le modèle constitutif tridimensionnel *I-Soil* étant un modèle pouvant tenir compte de l'effet des deux composantes horizontales des séismes sur le comportement non-linéaire d'un sol a été choisi pour mener des analyses bidirectionnelles couplées sur 4 profils de sol tirés de la littérature scientifique dont les propriétés géophysiques ont été déterminées à l'aide d'études géotechniques. Des spectres de réponse moyen de l'accélération à la surface des colonnes de sol ont permis de comparer les résultats des analyses découplées et couplées des modèles de colonne de sol sous des sollicitations sismiques enregistrées à l'Est du Canada. Les résultats des analyses sont présentés et interprétés pour déterminer s'il y a effet ou non du couplage bidirectionnel des séismes, dans quelle mesure et dans quelles conditions ces effets devraient être intégrés dans les analyses de réponse de site. Au regard des résultats de la présente recherche, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- Les analyses avec le couplage des composantes horizontales ont tendance à réduire la réponse de site des sols de classe D et E.

- Les sols meubles et flexibles (classe E) semblent plus sensibles à l'effet du couplage que les sols consistants (classe D) en raison des non-linéarités du comportement plus importantes.
- Plus la sollicitation sismique est élevée et plus l'effet du couplage se ressent dans la réponse sismique à la surface du sol.
- Les facteurs d'amplification des faibles périodes (inférieure à 0,2 s) obtenus des analyses couplées semblent similaires aux recommandations du CNB 2015 pour les sols de classes D et E.
- Pour les séismes à faible APR, les facteurs d'amplification maximale des sols de classe D et E obtenus des analyses temporelles non-linéaires sont supérieurs aux facteurs d'amplification recommandés par le CNB 2015.
- La plage de période affectée par les amplifications maximales est proportionnelle à la période fondamentale de la colonne de sol.

L'effet du couplage a été abordé pour les séismes de l'Ouest de l'Amérique du Nord (Motamed, 2015) et les résultats obtenus dans le présent mémoire viennent vérifier qu'il y a bel est bien un effet du couplage sur la réponse de site des tremblements de terre de l'Est du Canada. Il reste à évaluer plus en profondeur les impacts sur les analyses de site avec des données de sollicitations sismiques et de profils de sol plus vaste et varié. Avec la correction des séismes, il serait pertinent d'analyser l'état de plastification et de non-linéarité des sol meubles et l'étalonnage permettrait de mieux comparer les facteurs d'amplification résultants d'analyses temporelles non-linéaires et couplées. L'intégration de la présence de l'eau permettrait une meilleure compréhension des phénomènes de liquéfaction et de génération et de dissipation de pression hydrostatique. Par le fait même, la considération de la composante verticale des accélérations sismiques deviendrait d'autant plus pertinente dans la compréhension des effets de couplage sur la réponse de site. Enfin, l'hétérogénéité spatiale tridimensionnelle devrait être abordé dans les recherches futures.

## RÉFÉRENCES

- (LSTC), L. S. (2021). *LS-DYNA Keyword User's Manual - Version R13*. Livermore, California.
- Abdellaziz, M. K. (2020). Experimental and numerical investigation of the Saint-Adelphe landslide after the 1988 Saguenay earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(12), 1936-1952.
- Baltaji, O. N. (2017). Non-linear time domain site response and soil structure interaction analyses for nuclear facilities using moose. *24th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*. Busan.
- Beresnev I. A., W. K. (1996). Nonlinear Soil Response A Reality? *Bulletin of Seismological Society of America*, 86(6), 1964-1978.
- Beresnev, I. A. (1997). Shear-wave velocity survey of seismographic sites in eastern Canada: Calibration of empirical regression method of estimating site response. *Seismological Research Letters*, 68(6), 981-987.
- Bielak, J. (1975). Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3, pp. 259-274.
- Bradley, B. A. (2012). Ground motions observed in the Darfield and Christchurch earthquakes and the importance of local site response effects. *New Zealand Journal of Geology and Geophysics*, 55(3), 279-286.
- Chaljub, E., Cornou, C., & Bard, P.-Y. (Août 2006). Numerical benchmark of 3D ground motion simulation in the valler of Grenoble, French Alps. *Third Internaltiona Symposium on the Effects of Surface Geology on seismic Motion*, 2. Grenoble, France.
- Chopra, J. A. (1978). A substructure method for earthquake analysis of structures includin structure-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6, 51-69.
- Codes, C. C. (2015). *Le Code national du bâtiment - Canada 2015*. Conseil National de Recherche du Canada.
- Conti, R. A. (2020). Nonlinearity and strength in 1D site response analyses: A simple constitutive approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(10), 4629-4657.

- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. The university of Texas at Austin.
- Groholski, D. R. (2016). Simplified model for small-strain nonlinearity and strength in 1D seismic site response analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(9).
- Gutierrez, M. I. (1993). Model for the deformation of sand during rotation of principal stress directions. *Soils and Foundations*, 33(3), 105-117.
- Hardin, B. O. (1972). Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (terzaghi lecture). *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 98(6), 603-624.
- Hashash, Y. M. (2001). Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. *Engineering Geology*, 62(1-3), 185-206.
- Hashash, Y. M. (2010). Recent advances in non-linear site response analysis. *5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 4.
- Hashash, Y. M. (2020). *DEEPSOIL 7.0, User Manual*. Urbana, IL: Board of Trustees of University or Illinois at Urbana-Champaign.
- Idriss I.M., D. R. (1978). Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, 102(12), 1427-1447.
- Kontoe, S. Z. (2007). The use of absorbing boundaries in dynamic analyses of soil-structure interaction problems. *Proceedings of 4th international conference on earthquake geotechnical engineering*.
- Kramer, S. L. (2004). Practical use of geotechnical site response models. *Kramer, S. L., & Paulsen, S. B. (2004, March). Practical use of geotechnical site response models. In Proc. Int. Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response*. Berkley, University of California.
- Lysmer, J. &. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the engineering mechanics division*, 95(4), 859-877.

- Mazzoni, S. M. (2006). *OpenSees command language manual*. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- McClelland, B. &. (1958). Soil modulus for laterally loaded piles. *Transactions*.
- Motamed, R. S. (2015). Effects of Multi-directional Shaking in Nonlinear Site Response Analysis: Case Study of 2007 Niigata-ken Chuetsu-oki Earthquake. *Proceeding of the 6th International Conference in Earthquake Geotechnical Engineering*. Christchurch, New Zealand.
- NEHRP, N. E. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures (NIST GCR 12-917-21)*.
- NIST. (2012). *Soil-Structure Interaction for building structures*.
- Numanoglu, O. A. (2018). Generalized non-Masing hysteresis model for cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(1).
- Nuttli, O. W. (1973). Seismic wave attenuation and magnitude relations for eastern North America. *Journal of Geophysical research*, 78(5), 876-885.
- Ramirez, J. B. (2018). Site response in a layered liquefiable deposit: evaluation of different numerical tools and methodologies with centrifuge experimental results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(10).
- Rodriguez-Marek, A. &. (2006). Seismic site response for near-fault forward directivity ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(12), 1611-1620.
- Seed, R. B., Dickenson, S. E., & Idriss, I. M. (1991). Principal geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta earthquake. *Soils and Foundations*, 31(1), 1-26.
- Talukder, M. K. (2021). Reduction of Bias and Uncertainty in Regional Seismic Site Amplification Factors for Seismic Hazard and Risk Analysis. *GeoHazards*, 2(3), 277-301.
- Veletsos, A., & Nair, V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of Structural Engineering*, 101, 109-129.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89-107.