POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Déconvolution couplée des secousses sismiques pour système barrage-fondation : applications et procédures de calculs

ARTHUR SURROCA

Département des Génies Civil, Géologique et des Mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès science appliquée*

Génie Civil

Juin 2020

© Arthur Surroca, 2020.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Déconvolution couplée des secousses sismiques pour système barrage-fondation : applications et procédures de calculs

Présenté par **Arthur SURROCA**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès science appliquée*

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

Sanda KOBOEVIC, présidente

Pierre LÉGER, membre et directeur de recherche

Samuel YNIESTA, membre

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier toutes les personnes avec qui j'ai pu discuter de ce projet et qui m'ont permis de faire avancer faire mon raisonnement. Je tiens également à remercier Ella Charlaix qui m'a supporté tout le long de ce projet de maîtrise et en particulier durant ces mois de confinement. Je remercie aussi mes parents qui m'ont toujours soutenu.

Enfin, je remercie tout particulièrement Pierre Léger sans qui ce projet n'aurait jamais eu lieu. Ses précieux et nombreux conseils m'ont permis de découvrir le domaine de la modélisation des ouvrages hydrauliques. Je le remercie également pour l'aide financière qui m'a permis de mener ce projet dans les meilleures conditions possibles.

RÉSUMÉ

Le phénomène d'interaction sol-structure est très important pour la modélisation des systèmes barrage-fondations et doit, généralement, être réalisé dans le domaine du temps lorsque l'on souhaite prendre en compte les phénomènes non-linéaires pouvant se développer durant un séisme (fissuration du béton et de la fondation). Plusieurs difficultés de modélisation sont à prendre en compte : (i) la représentation de la propagation ondulatoire des ondes P et S dans la fondation avec masses, (ii) le caractère semi-infini de la fondation et (iii) l'application des sollicitations sismiques aux conditions frontières du modèle. Le processus de déconvolution des accélérogrammes représentatifs de l'excitation sismique en champ libre peut être utilisé pour pallier certaines des difficultés mentionnées. Cependant, la mise en œuvre de la déconvolution demande (i) l'utilisation d'un logiciel de déconvolution pour le calcul des fonctions de transferts entre le foyer du séisme et la surface de la fondation tel que Shake (Ordonez, 2000; Schnabel, Lysmer, & Bolton, 1972) ou DeepSoil (Hashash, 2018) et (ii) le développement d'outils de calcul pour utiliser les déplacements et les vitesses déconvolués afin de calculer les historiques de force à appliquer aux degrés de libertés frontières.

Cependant, les logiciels disponibles se basent sur la théorie de propagation ondulatoire unidirectionnelle (1D) des ondes sismiques dans la fondation. Cette manière de faire néglige le couplage potentiel des secousses sismiques puisqu'elle est unidirectionnelle. Il faut alors déconvoluer 3 accélérogrammes indépendamment (déconvolution **3x1D** : X, Y et Z) pour un modèle 3D sollicité dans trois directions. Lorsque des irrégularités sont présentes dans la fondation (géométrie changeante, présence de zones avec des propriétés mécaniques différentes, etc.), un couplage se développe. Les ondes sismiques dans la direction X mises en place à la base de la fondation produisent alors des déplacements simultanés en X-Y-Z une fois à la surface. Un logiciel, Deconv3D, permettant de prendre en compte ce couplage et de faire ainsi une déconvolution **1x3D**, a été développé par Leclerc et Léger (2015).

Le projet de recherche décrit dans ce mémoire avait pour objectif de développer la méthodologie pour mettre en œuvre les processus de déconvolution 3x1D (DeepSoil et Deconv3D) et 1x3D (Deconv3D) avec des modèles d'éléments finis barrage-fondation-réservoir SAP2000 de type (i) brochette (« *stick-model* »), (ii) 2D et (iii) 3D avec fondations massiques et frontières absorbantes. Tout au long de l'étude, le barrage-poids de Pine Flat (122 m) a été utilisé pour illustrer la

méthodologie et les développements ainsi que comparer les différentes hypothèses de modélisation : (i) frontières absorbantes vs rigides, (ii) fondation avec ou sans masses et (iii) mise en place de l'excitation sismique sur les frontières verticales de la fondation ou non. Pour ce dernier point, il a fallu dans un premier temps développer des outils Excel et Matlab pour faciliter le processus de déconvolution. Il a également été testé la viabilité de décrire le barrage et la fondation à l'aide de modèles brochettes (« *stick-model* »).

La fondation régulière du barrage de Pine Flat a été modélisée seule dans un premier temps en : (i) 1D (« *stick-model* »), (ii) 2D et (iii) 3D. Il a été possible de comparer les résultats obtenus par la déconvolution de DeepSoil et celle de Deconv3D. Les résultats ont montré la capacité de Deconv3D à réaliser des déconvolutions robustes et de qualités. Il a également été montré que DeepSoil réalise des déconvolutions de mauvaises qualités lorsque les paramètres (type de condition frontière ou période naturelle) du modèle éléments finis ne correspondent pas précisément à ceux du modèle DeepSoil. Finalement, il a été conclu que la mise en place de l'excitation sismique sur les frontières verticales des modèles de fondation 2D et 3D permet de réduire la variabilité spatiale des spectres d'accélérations mesurés à la surface de la fondation.

Le barrage de Pine Flat a ensuite été ajouté à la fondation. Un modèle de référence avec le barrage et la fondation modélisés par des éléments finis 2D a été réalisé en premier lieu. La détermination d'indicateurs de performances (efforts internes, facteur de sécurité au glissement (FSG) ou glissements résiduels) a permis de comparer ce modèle à des modélisations simplifiées. Les conclusions suivantes ont été obtenues : (i) les frontières rigides sous estiment le FSG avec un ratio (FSG rigide/FSG réf) de 0.8 (FSG plus petit que la référence) , (ii) les fondations sans masses sous estiment le FSG avec un ratio (FSG sans masse / FSG réf) de 0.7 (FSG plus petit que la référence) lorsque la composante verticale du chargement est prise en compte et (iii) les modèles brochettes sur estiment le FSG avec un ratio de allant jusqu'à 1.30 (FSG brochette / FSG réf plus grand que la référence). La prise en compte de la masse de la fondation et des frontières absorbantes à l'aide d'éléments finis 2D réduit donc de façon significative les efforts d'inertie transmis au barrage par rapport au modèle avec une fondation sans masse ou avec une fondation avec masse mais avec des frontières fixes.

Par la suite, les fondations 2D et 3D du barrage, initialement homogènes, ont été rendu non-homogènes en réduisant localement le module d'élasticité au sein de la fondation pour représenter

des masses rocheuses de qualités médiocres. Des coefficients de réduction, allant de 1 à 4 par rapport au module d'élasticité du béton du barrage, ont été appliqués. Les résultats issus d'une déconvolution classique **3x1D** (DeepSoil ou Deconv3D) ont été comparés avec ceux issus d'une déconvolution **1x3D** (Deconv3D). Ces résultats ont montré que pour les fondations 2D et 3D considérées, le couplage des secousses sismiques était faible (le chargement dans une direction avait très peu d'impact sur les deux autres directions). Ainsi les variations entre les différentes déconvolutions (1x3D et 3x1D) n'étaient pas significatives pour le système à l'étude. Finalement, le barrage a été ajouté à ces fondations non-homogènes et le même constat a été réalisé pour le FSG. Il a ainsi pu être conclu, pour l'étude de cas réalisé, que la prise en compte du couplage dans le processus de déconvolution (1x3D Vs 3x1D) n'était pas essentielle.

ABSTRACT

The phenomenon of soil-structure interaction is very important for modelling dam-foundation systems and must, generally, be carried out in the time domain when one wishes to take into account the non-linear phenomena that can develop during an earthquake (cracking of concrete and foundation). Several modeling difficulties must be taken into account: (i) the representation of the propagation of P and S waves in mass foundation, (ii) the semi-infinite nature of the foundation, and (iii) the application of seismic stresses at the model's boundaries. The process of deconvolution of accelerograms representative of free field seismic signals can be used to compensate for the difficulties mentioned earlier. However, the implementation of the deconvolution requires (i) the use of deconvolution software to compute transfer functions between the earthquake focus and the foundation surface such as Shake (Ordonez, 2000) or DeepSoil (Hashash, 2018) and (ii) the development of computational tools to use displacement or velocity to calculate the force histories, which will then be applied to the degrees of freedom at the boundaries.

However, the available softwares are based on the one-way wave propagation (1D) theory of seismic waves in the foundation. This formulation neglects the potential coupling of seismic tremors because it is unidirectional. It is then necessary to deconvolve 3 accelerograms independently (3x1D deconvolution: X, Y and Z) for a 3D model loaded in three directions. When irregularities are present in the foundation (changing geometry, presence of zones with different mechanical properties, etc.), a coupling develops. Seismic waves in the X-direction at the base of the foundation produce simultaneous X-Y-Z movements once at the surface. A software, Deconv3D, allowing to consider this coupling, and thus make a 1x3D deconvolution was developed by Leclerc and Léger (2015).

The research project described in this dissertation aims to develop the methodology for implementing the 3x1D (DeepSoil and Deconv3D) and 1x3D (Deconv3D) deconvolution for finite element dam-foundation-reservoir models. Three kind of models are implemented with massed foundations and absorbing boundaries: (i) stick-model, (ii) 2D and (iii) 3D. Throughout the study, the Pine Flat gravity Dam (122 m) was used to illustrate the methodology and developments as well as to compare the different modeling hypotheses: (i) absorbent vs. rigid boundaries, (ii) mass or massless foundations, and (iii) setting up seismic loads on the vertical boundaries of the foundation or not. For this last point, Excel and Matlab tools had to be developed to facilitate the

deconvolution process. the viability of describing the dam and foundation using stick-models has also been tested in parametric analyses.

The regular foundation of Pine Flat dam was initially modelled on its own in: (i) 1D ("stick-model"), (ii) 2D FE and (iii) 3D FE. It was possible to compare the deconvolution results obtained with DeepSoil and with Deconv3D. The results showed Deconv3D's ability to achieve robust and good quality deconvolutions. DeepSoil however, has performed poor quality deconvolutions when the parameters (boundary conditions or natural period) of the finite elements model do not accurately match those of the DeepSoil model. Finally, it was concluded that the application of seismic loads on the vertical boundaries of 2D and 3D foundation models reduces the spatial variability of the acceleration spectra measured on the surface of the foundation.

The Pine Flat Dam was then added to the foundation. At first, a reference model with the dam and foundation modeled by finite 2D elements was made. The identification of performance indicators (internal forces, sliding safety factor (SSF) or residual sliding displacements) made possible comparisons between this model and simplified modeling. The following conclusions were obtained: (i) rigid boundaries underestimate the SSF with a ratio (SSF rigid/SSF ref) of 0.8 (SSF smaller than the reference), (ii) the massless foundations underestimate the SSF with a ratio (SSF without mass / SSF ref) of 0.7 (SSF smaller than the reference) when the vertical component of the load is taken into account and (iii) the stick-models estimate the SSF with a ratio of 1.30 (SSF stick-model / SSF ref larger than the reference). Considering the mass of the foundation and absorbing boundaries using finite 2D elements therefore significantly reduces the inertia forces transmitted to the dam in comparison to the model with a massless foundation or with a mass foundation but with fixed boundaries.

Subsequently, the 2D and 3D foundations of the dam, initially homogeneous, were rendered non-homogeneous by locally reducing the elastic modulus within the foundation to represent rock masses of poor quality. Reduction coefficients, ranging from 1 to 4 compared to the dam concrete elasticity modulus, were applied. The results from a classic 3x1D deconvolution (DeepSoil or Deconv3D) were compared with those from a 1x3D deconvolution (Deconv3D). These results showed that for the 2D and 3D foundations considered, the coupling of seismic tremors was low (loading in one direction had small impacts on the other two directions). Thus, the variations between the different deconvolutions (1x3D and 3x1D) were not significant for the system under

study. Finally, the dam was added to these non-homogeneous foundations and the same observation was made for the SSF. It was thus concluded, for the case study carried out, that the consideration of coupling in the deconvolution process (1x3D Vs 3x1D) was not essential.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS III

RÉSUMÉ IV

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES X

LISTE DES TABLEAUX XV

LISTE DES FIGURES XVII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXVII

LISTE DES ANNEXES XXVIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte 1

1.2 Problématique 3

1.3 Objectifs 6

1.4 Méthodologie 7

1.5 Contenu du rapport 10

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 12

2.1 Introduction 12

2.2 Modélisation de l'interaction barrage – fondation 13

2.2.1 Modèle 2D Vs 3D 13

2.2.2 Mécanismes d'interaction sol et structure 15

2.2.3 Modélisation de la flexibilité – deux domaines d'analyses 18

2.2.4 Modélisation dans le domaine du temps 21

2.2.5 Comparaison des modèles avec et sans masse 29

2.3 Interaction sol-structure : déconvolution 1D 32

2.3.1 Principe de la déconvolution 1D 32

2.3.2 Logiciels de déconvolution 35

2.3.3 Algorithme de déconvolution 36

2.3.4 Approche normative de l'analyse direct des interactions sol-structure 42

2.3.5 Exemples d'applications 44

2.4 Interaction sol-structure : déconvolution 3D 46

2.4.1 Remise en cause du caractère unidirectionnel des ondes sismiques 46

2.4.2 Comparaison des sollicitations 3x1D et 3D 46

2.5 Conclusion 50

CHAPITRE 3 DÉCONVOLUTION 3X1D VS 1X3D : THÉORIE ET MISE EN ŒUVRE .. 51

3.1 Introduction 51

3.2 Déconvolution 3D couplage des directions : théorie 51

3.3 Logiciel : Deconv3D 54

3.3.1 Fonctionnement 54

3.3.2 Options possibles 55

3.4 Exemple de calcul : présentation des cas de vérifications 57

3.4.1 Fondation du barrage de Pine Flat 57

3.4.2 Enregistrement de Taft 58

3.4.3 Modèles testés : stick-model, 2D et 3D 60

3.4.4 Différents types de vérification : conditions aux frontières 64

3.4.5 Vérification : DeepSoilV7 67

3.5 Applications de DeepSoilV7 et Deconv3D : stick-model 68

3.5.1 Frontière fixes 69

3.5.2 Frontière absorbantes 69

3.5.3 Tableau récapitulatif 71

3.6 Application de DeepSoilV7 (2x1D) et Deconv3D (2D) : 2D MEF 74

3.6.1 Mise en place du chargement sismique sur un modèle 2D 74

3.6.2 Frontières fixes sans charges sur les frontières verticales 76

3.6.3 Frontières fixes avec charges sur les frontières verticales 77

3.6.4 Frontières absorbantes sans charges sur les frontières verticales 79

3.6.5 Frontière absorbantes avec charges sur les frontières verticales 80

3.6.6 Tableau récapitulatif 82

3.7 Application de DeepSoilV7 (3x1D) et Deconv3D (3D) : 3D MEF 84

3.7.1 Réduction de l'analyse 84

3.7.2 Frontières absorbantes sans charges latérales 85

3.7.3 Frontière absorbantes avec charges sur les frontières verticales 88

3.8 Conclusion 90

CHAPITRE 4 ÉTUDE DE CAS SOUS FONDATION HOMOGÈNE : BARRAGE DE PINE FLAT 92

4.1 Introduction 92

4.2 Modélisation du barrage et assemblage avec la fondation 92

4.2.1 Barrage de Pine Flat 92

4.2.2 Modèle du barrage 2D 94

4.2.3 Modèle du barrage en stick-model (SM) 96

4.2.4 Convention de signe utilisée 99

4.2.5 Récapitulatif des modèles mis en place 99

4.3 Application barrage 2D et fondation 2D (2x2D) 102

4.3.1 Sollicitation sismique horizontale – Modèles 2x2D 102

4.3.2 Sollicitation sismique horizontale et vertical – Modèles 2x2D 103

4.4 Application barrage stick-model et fondation 2D (2D+SM) 104

4.4.1 Sollicitation sismique horizontale – Modèles 2D+SM 104

4.4.2 Sollicitation sismique horizontale et vertical – Modèles 2D+SM 105

4.5 Application barrage stick-model et fondation 1D (2xSM).....106

4.5.1 Sollicitation sismique horizontale – Modèles 2xSM.....106

4.5.2 Sollicitations sismiques horizontale et verticale – Modèles 2xSM.....107

4.6 Comparaisons et facteur de sécurité au glissement.....108

4.6.1 Comparaison – H.....109

4.6.2 Comparaison – H&V.....112

4.6.3 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) et glissements résiduels 115

4.7 Conclusion.....125

CHAPITRE 5 DÉCONVOLUTION 2D ET 3D : MISE EN ŒUVRE DANS LE CADRE DES FONDATIONS NON-HOMOGÈNES 128

5.1 Introduction 128

5.2 Fondation 2D modifiée.....128

5.2.1 Modification de la fondation 128

5.2.2 Frontières du modèle 129

5.3 Déconvolution 2D et 2x1D 130

5.3.1 Déconvolution 2D : Deconv3D.....131

5.3.2 Déconvolution 2D : Deconv3D – Fondation Orthotrope (zone B) 133

5.3.3 Déconvolution 2x1D : DeepSoilV7 - Fondation Orthotrope (zone B) 136

5.4 Modification de la fondation 3D 139

5.5 Déconvolution 3D et 3x1D 141

5.5.1 Déconvolution 3D sans charges sur les faces verticales : Deconv3D.....141

5.5.2 Déconvolution 3D avec charges sur les faces verticales : Deconv3D 144

5.5.3 Déconvolution 3x1D 148

5.6 Conclusion 150

CHAPITRE 6 ÉTUDE DE CAS 3D SOUS FONDATION INOHOMGÈNE : BARRAGE DE PINE FLAT 152

6.1 Introduction 152

6.2 Modélisation barrage-fondation-réservoir 152

6.2.1 Maillage du barrage 152

6.2.2 Masses ajoutées de Westergaard 154

6.2.3 Vérification de la période fondamentale sur fondation homogène 154

6.2.4 Points de calcul des efforts internes 155

6.3 Modélisation 2D non-homogène 156

6.4 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) 162

6.5 Conclusions 164

CHAPITRE 7 SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES 166

RÉFÉRENCES 172

ANNEXES 176

Annexe A Déconvolution avec Deepsoil V7 176

Annexe B Connexion entre éléments 2D et éléments Poutres dans SAP2000 180

Annexe C Processus de Déconvolution avec charges sur les frontières verticales pour les modèles 3D et outils de calcul 182

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Présentation des différents articles scientifiques utilisant les différents types de conditions aux frontières 26

Tableau 3-1 Paramètres de la fondation du barrage de Pine Flat 58

Tableau 3-2 Valeurs de rigidité utilisées pour le modèle poutre 66

Tableau 3-3 Valeurs d'amortissements pour le modèle 3D 67

Tableau 3-4 Tableau récapitulatif des modèles de fondation composés d'éléments poutres 72

Tableau 3-5 Tableau récapitulatif pour les modèles 2D avec résultats au point de contrôle pour Deconv3D et DeepsoilV7 ainsi que le processus de déconvolution 82

Tableau 4-1 Résumé des propriétés du béton et du roc de fondation 93

Tableau 4-2 Récapitulatif des différents modèles mis en place 100

Tableau 4-3 Efforts obtenus à la base et au top pour P_{max} lors d'un chargement horizontal (H) .. 109

Tableau 4-4 Efforts obtenus à la base et au top pour Vmax lors d'un chargement horizontal (H) 109

Tableau 4-5 Efforts obtenus à la base et au top pour Mmax lors d'un chargement horizontal (H) 110

Tableau 4-6 Efforts obtenus à la base et au top pour Pmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V) 112

Tableau 4-7 Efforts obtenus à la base et au top pour Vmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V) 112

Tableau 4-8 Efforts obtenus à la base et au top pour Mmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V) 113

Tableau 4-9 Résumé des forces statiques s'appliquant à la base du barrage 116

Tableau 4-10 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenus lorsque Pmax se produit pour les deux types de chargement 116

Tableau 4-11 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenu lorsque Vmax se produit pour les deux types de chargement 116

Tableau 4-12 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenu lorsque Mmax se produit pour les deux types de chargement 117

Tableau 5-1 Caractéristiques physique des 3 zones de la fondation non homogène 129

Tableau 5-2 Valeurs d'amortissement normal et tangentiel 130

Tableau 5-3 Modification des propriétés de la zone B (Figure 5.1) de la fondation 135

Tableau 5-4 Récapitulatif des valeurs d'amortissement associé à chaque zone 140

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Système barrage-fondation-réservoir (Léger, 2005).....2

Figure 1.2 Récapitulatif de la procédure de déconvolution (Léger, 2020) 4

Figure 1.3 Propagation 1x2D ($Xn, Ybase = 0\ et\ Xn, X, YFF \neq 0$) d'une onde de cisaillement dans la fondation (Leclerc & Léger, 2015).....5

Figure 1.4 (A) Photo de la vue aval du barrage de Pine Flat (Kjkolb, 2003), (B) Section du plot central du barrage de Pine Flat (USBR, 2018).....7

Figure 1.5 Modélisations barrage-fondation homogène avec des éléments poutres (A) et des éléments planaires 2D (B) 9

Figure 1.6 Modélisation barrage-fondation non-homogène 2D (Zone bleu : E_{bleu}=22 408 MPa, Zone rose : E_{rose} = 11 204 MPa, Zone verte : E_{vert}=5 602 MPa) 10

Figure 1.7 Modélisation barrage-fondation non-homogène 3D (Zone rouge : E_{rouge}=22 408 MPa, Zone rose : E_{rose} = 11 204 MPa, Zone verte : E_{vert}=5 602 MPa) 10

Figure 2.1 Mécanisme de transmission des ondes sismiques jusqu'aux ouvrages (Koufoudi, 2017) 12

Figure 2.2 Photographies du Barrage voute de Monticello (a) et du barrage poids de Canyon Ferry (b) (USBR, 2013) 13

Figure 2.3 Modèle de barrage-fondation-réservoir de barrages poids et voute en 3D (Robbe, Kashiwayanagi, & Yamane, 2017) 14

Figure 2.4. Modèle de barrage poids 2D (Robbe et al., 2017) 15

Figure 2.5 Comparaison entre un modèle sur base rigide et un modèle sur base flexible (Wilson, 1998).....16

Figure 2.6 Effet cinétique de la fondation (Johnson, 2003) 17

Figure 2.7 Présentation des différences entre les modélisations dans le domaine du temps et des fréquences (Léger & Tinawi, 1997) 18

Figure 2.8 Modélisation en sous structure d'un barrage voûte (Chopra, 1988).....19

Figure 2.9 Frontière absorbante de Lysmer pour modèle 2D avec amortisseurs normaux et tangents à la frontière. 22

Figure 2.10 Comparaison de l'énergie absorbée et celle réfléchie en fonction de l'angle d'incidence pour différentes valeurs de a et b (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969).....23

Figure 2.11 Frontière absorbantes avec amortisseur et ressort (Liu, Y. S. & Chen, 2013) 24

Figure 2.12 Exemple de modèle utilisant des frontières type PML (USBR, 2018).....25

Figure 2.13 Comparaison d'un modèle avec PML et un autre avec amortisseur de type Lysmer-Kuhlemeyer (Løkke & Chopra, 2017) 25

Figure 2.14 Différents modèles de mise en place du signal sismique dans un modèle barrage-fondation (Léger & Boughoufalah, 1989).....27

Figure 2.15 Principe de la méthode DRM (Bielak et al., 2003).....29

Figure 2.16 Présentation des modèles utilisé dans l'étude de Poul et Zerva (2018b) 30

Figure 2.17 Accélérogramme de Northridge utilisés, (a) composante horizontale, (b) composante verticale 30

Figure 2.18 Comparaison de modèles de fondation avec et sans masse sur le mode de défaillance (Khazaei Poul & Zerva, 2018b) 31

Figure 2.19 Taille de fondation proposée (Liu, Y. S. & Chen, 2013).....32

Figure 2.20 Propagation des ondes d'un séisme du focus jusqu'au site d'étude (Kramer, 1996) ...33

Figure 2.21 Description des différentes zones d'études (Kramer, 1996) 33

Figure 2.22 Représentation d'un sol multicouches et du parcours des différentes ondes (Khazaei Poul & Zerva, 2018b).....34

Figure 2.23 Principe des algorithmes de déconvolution (Sooch & Bagchi, 2014) 37

Figure 2.24 Récapitulatif du processus de déconvolution de Reimer (Rocio L, Carl, Capucine, & Paultre, 2019) 39

Figure 2.25 Organigramme de déconvolution proposé par Sooch (Sooch & Bagchi, 2014).....41

Figure 2.26 Représentation du chargement à mettre en place selon l'USBR (Khazaei Poul & Zerva, 2018b).....43

Figure 2.27 Comparaison d'une analyse directe suivant les recommandations de l'USBR et une analyse en sous-structure (Løkke & Chopra, 2017).....43

Figure 2.28 Principe de la déconvolution effectuée sur une base discrète (Mejia & Dawson, 2006) 44

Figure 2.29 Comparaison de l'accélérogramme cible et de l'accélérogramme obtenu après convolution pour base discrète (Mejia & Dawson, 2006).....45

Figure 2.30 Comparaison des spectres de réponse (cible, base rigide et base discrète) (Mejia & Dawson, 2006) 45

Figure 2.31 Modèle DF utilisé (Abell et al., 2018).....47

Figure 2.32 Présentation du modèle d'interaction sol-structure utilisé pour l'étude d'une centrale nucléaire (Abell et al., 2018).....47

Figure 2.33 Réponse obtenue en haut de la fondation pour le chargement 1D et celui 3D dans une direction horizontale et dans la direction verticale (Abell et al., 2018) 48

Figure 2.34 Réponse obtenue en haut de la fondation pour le chargement 3*1D et celui 3D dans une direction horizontale et dans la direction verticale (Abell et al., 2018) 49

Figure 2.35 Présentation du logiciel de déconvolution utilisé (Saouma, V).....50

Figure 3.1 Principe de fonctionnement de l'algorithme prenant en compte le couplage des directions (Leclerc & Léger, 2015).....52

Figure 3.2 Signification des indices et exposants 53

Figure 3.3 Capture d'écran du programme de Deconv3D.....55

Figure 3.4 Capture d'écran de Deconv3D, application de correction au signal de sortie.....56

Figure 3.5 Capture d'écran de Deconv3D, visualisation de l'amplitude des fonctions de transfert57

Figure 3.6 Accélérogrammes X, Y et Z de l'enregistrement de Taft 59

Figure 3.7 Modèle de fondation stick-model 61

Figure 3.8 Présentation du maillage de la fondation avec la position du barrage.....62

Figure 3.9 Modélisation 3D de la fondation et du barrage.....63

Figure 3.10 Détail du maillage du modèle de fondation 3D dans l'élévation Y-Z.....63

Figure 3.11 Vu en 3D (a) et en plan (b) de la position du point de contrôle et des points de vérifications.....64

Figure 3.12 Déplacement horizontal à la base et à la surface libre pour le modèle à frontière fixe (A) et pour le modèle à frontière absorbante (B).....65

Figure 3.13 Capture d'écran de DeepSoil.....68

Figure 3.14 Comparaison des spectres d'accélération - Stick modèle avec frontière fixe.....69

Figure 3.15 Résultats obtenus avec la réutilisation de la déconvolution sur base fixe.....70

Figure 3.16 Comparaison des spectres d'accélérations - Stick model avec frontière absorbante..71

Figure 3.17 Résultats obtenus avec présence d'un ressort sur la frontière du modèle.....71

Figure 3.18 Mise en place du chargement sismique sur les parois verticales de la fondation ou non.....74

Figure 3.19 Position des points d'enregistrements des spectres le long de la fondation.....75

Figure 3.20 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières fixes sans charges latérales au point de contrôle.....76

Figure 3.21 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée uniquement à la base.....77

Figure 3.22 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée uniquement à la base.....77

Figure 3.23 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières fixes avec charges latérales au point de contrôle.....78

Figure 3.24 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation.....78

Figure 3.25 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation.....79

Figure 3.26 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes sans charges latérales au point de contrôle.....79

Figure 3.27 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée uniquement à la base 80

Figure 3.28 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée uniquement à la base.....80

Figure 3.29 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes avec charges latérales au point de contrôle.....81

Figure 3.30 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation 81

Figure 3.31 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation.....81

Figure 3.32 Comparaison des spectres d'accélérations (X, Y et Z) –au point de contrôle – modèle 3D 85

Figure 3.33 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes sans charges latérales au point de contrôle.....86

Figure 3.34 Comparaison des spectres d’accélérations sur la ligne C4 – C5 – C6, sans charges latérales.....87

Figure 3.35 Comparaison des spectres d’accélérations sur la ligne D3 –E3, sans charges latérales 87

Figure 3.36 Comparaison des spectres d’accélérations sur la ligne D5 –E6, sans charges latérales 87

Figure 3.37 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes avec charges latérales, au point de contrôle.....89

Figure 3.38 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne C4 – C5 – C6, avec charges latérales....89

Figure 3.39 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne D3 –E3, avec charges latérales 90

Figure 3.40 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne D5 –E6, avec charges latérales 90

Figure 4.1 Vue en élévation du côté aval du barrage de Pine Flat (USBR, 2018)....93

Figure 4.2 Description géométrique du monolithe 16 du barrage de Pine Flat (USBR, 2018) 93

Figure 4.3 Maillage du barrage de Pine Flat ; (a) Lokke (2018), (b) SAP2000....94

Figure 4.4 Profil des masses ajoutées de Westergaard sur la paroi amont du modèle....95

Figure 4.5 Modèle avec barrage et fondation 2D (2x2D) 96

Figure 4.6 Stick-model de SAP2000 du barrage issu de Cadam3D....97

Figure 4.7 Assemblage de la fondation 2D avec le barrage stick-model (2D+SM) 98

Figure 4.8 Présentation du modèle avec le barrage et la fondation sous forme de stick-models (2xSM) 98

Figure 4.9 Convention de signe pour les sollicitations internes et sections de calculs....99

Figure 4.10 Amortissement obtenu pour tous les modèles mis en place 102

Figure 4.11 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2x2D à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal seulement (H) 103

Figure 4.12 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2x2D à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal et vertical (H&V)....104

Figure 4.13 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2D+SM à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal uniquement (H)....105

Figure 4.14 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2D+SM à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal et vertical (H&V)....106

Figure 4.15 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2xSM à la base et en haut du modèle pour une sollicitation horizontale uniquement (H) 107

Figure 4.16 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2xSM à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal et vertical (H&V) 108

Figure 4.17 Comparaisons des valeurs maximales de P selon les modèles pour un chargement horizontal (H) 110

Figure 4.18 Comparaisons des valeurs maximales de V selon les modèles pour un chargement horizontal (H) 111

Figure 4.19 Comparaisons des valeurs maximales de M selon les modèles pour un chargement horizontal (H) 111

Figure 4.20 Comparaisons des valeurs maximales de P selon les modèles pour un chargement horizontal et vertical (H&V) 114

Figure 4.21 Comparaisons des valeurs maximales de V selon les modèles pour un chargement horizontal et vertical (H&V) 114

Figure 4.22 Comparaisons des valeurs maximales de M selon les modèles pour un chargement horizontal et vertical (H&V) 114

Figure 4.23 Comparaison des FSG minimaux obtenus pour les deux types de chargement à la base 118

Figure 4.24 Comparaison des FSG minimaux obtenus pour les deux types de sollicitations en haut du barrage 120

Figure 4.25 FSG et glissement S pour toute la série temporelle du cas 2x2D-fixe 122

Figure 4.26 Comparaison du glissement obtenu par le calcul simplifié et celui obtenu avec RS-DAM 123

Figure 4.27 Comparaison des glissements résiduel à la base 124

Figure 4.28 Comparaison des glissements résiduels au sommet (Top) 124

Figure 5.1 Description des zones de la fondation 2D non homogène 129

Figure 5.2 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution Deconv3D 131

Figure 5.3 Spectres d'accélérations mesuré au point de contrôle, déconvolution Deconv3D après application d'un facteur de correction sur les forces horizontales 132

Figure 5.4 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec Deconv3D après application d'un facteur de correction sur les forces horizontales 133

Figure 5.5 Mesure du couplage du modèle, contribution des directions de chargements sur les spectres d'accélérations au point de contrôle 134

Figure 5.6 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution Deconv3D après modifications de la fondation (zone B avec module orthotrope) 135

Figure 5.7 Mesure du couplage du modèle, contribution des directions de chargement sur le spectre d'accélération au point de contrôle pour la fondation non homogène, avec module d'élasticité orthotrope 136

Figure 5.8 Modélisation DeepSoilV7 des colonnes de sol pour la déconvolution des ondes S et P 137

Figure 5.9 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution DeepSoil et vérification sur modèle à frontière rigide 138

Figure 5.10 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution DeepSoil et vérification sur modèle à frontière absorbante 138

Figure 5.11 Vue en perspective de la fondation non-homogène 3D 139

Figure 5.12 Vue en élévation dans les plans Y-Z et X-Z de la fondation non-homogène 3D 140

Figure 5.13 Position du point de contrôle et des points de vérifications sur la fondation non-homogène 3D 141

Figure 5.14 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparés aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales 142

Figure 5.15 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications C1, C2, C4, C5 et C6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales 143

Figure 5.16 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A3, B3, D3 et E3 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales 143

Figure 5.17 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A1, B2, D5 et E6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales 144

Figure 5.18 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), avec charges sur les faces verticales 145

Figure 5.19 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications C1, C2, C4, C5 et C6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), avec charges sur les faces verticales 146

Figure 5.20 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A3, B3, D3 et E3 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), avec charges sur les faces verticales 146

Figure 5.21 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A1, B2, D5 et E6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales 147

Figure 5.22 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales, déconvolution DeepSoilV7 148

Figure 5.23 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), comparaison avec et sans prise en compte du couplage 149

Figure 5.24 Détermination du degré de couplage dans la fondation 3D non-homogène, spectres d'accélérations (X, Y et Z) mesuré au point de contrôle 150

Figure 6.1 Présentation du modèle de barrage-fondation-réservoir 3D 153

Figure 6.2 Description du maillage du barrage 3D vu en élévation dans le plan Y-Z 153

Figure 6.3 Profil des masses ajoutées de Westergaard sur la hauteur du barrage 154

Figure 6.4 Présentation des conditions au frontières utilisé pour vérifier les périodes de vibrations 155

Figure 6.5 Présentations des zones de calcul des efforts internes 156

Figure 6.6 Présentation du modèle de barrage-fondation-réservoir 2D avec fondation non-homogène 157

Figure 6.7 Comparaison des efforts internes obtenus à la base du barrage avec le modèle 3D et le modèle 2D (déconvolution 1 x 3D) 157

Figure 6.8 Comparaison des efforts internes obtenus à la crête du barrage avec le modèle 3D et le modèle 2D (déconvolution 1 x 3D) 158

Figure 6.9 Comparaison des efforts internes (P-V-M) mesurés à la base entre le modèle original ($\xi_{barrage} = \xi_{fondation} = 5\%$; $\xi_{eq} = 16\%$) et celui modifié ayant un amortissement réduit ($\xi_{barrage} = 5\%$; $\xi_{fondation} = 1\%$; $\xi_{eq} = 9\%$) 160

Figure 6.10 Comparaison des périodes de vibrations fondamentales dans chacune des directions pour le modèle 3D et 2D en superposition des spectres d'accélérations cibles 161

Figure 6.11 Vue en élévation X-Z des zones de mesure pour le modèle 3D 162

Figure 6.12 Comparaison des FSG minimaux obtenus pour chacun des modèles 163

Figure A. 1 Comparaison des spectres horizontaux et verticaux au point de contrôle – période calée sur les ondes P 178

Figure A. 2 Comparaison des spectres horizontaux et verticaux au point de contrôle – période calée sur les ondes S 178

Figure A. 3 Comparaison des spectres horizontaux et verticaux au point de contrôle – période calée sur les ondes S et P 179

Figure B. 1 Modèle 2D+SM développé dans le chapitre 4 180

Figure B. 2 Nœuds liés ensembles par une contrainte "body" 181

Figure C. 1 Schéma récapitulatif du processus de déconvolution avec mise en place des charges sur les frontières verticales 185

Figure C. 2 Position des points de mesures des vitesses pour la fondation 3D homogène, vue 3D 186

Figure C. 3 Points de mesure des vitesses pour la fondation 3D non-homogène, vu en élévation dans les plans Y-Z et X-Z 187

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

BFR : barrage-fondation-réservoir

FSG : facteur de sécurité au glissement

SSF : sliding safety factor

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Déconvolution avec Deepsoil V7 176

Annexe B Connexion entre éléments 2D et éléments Poutres dans SAP2000 180

Annexe C Processus de Déconvolution avec charges sur les frontières verticales pour les modèles 3D et outils de calcul 182

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Les barrages sont des infrastructures essentielles de nos sociétés. Elles permettent la production d'une électricité décarbonée et renouvelable très importante, en particulier dans un contexte de réchauffement climatique global. Néanmoins, les barrages restent des structures complexes qui en cas de défaut peuvent avoir un impact dramatique (pertes de vies humaines et destruction matérielles considérables). En moyenne, les grands barrages Canadiens ont été construit il y a 40 ans. L'enjeu est donc de pouvoir les maintenir en état de fonctionnement et de s'assurer qu'ils ne représentent aucun danger.

Les barrage-poids en béton non armé, présent en grand nombre mondialement, au Canada et particulièrement au Québec, sont des structures très massives et rigides. Ils possèdent une période naturelle de vibration très courte qui pourrait faire entrer la structure en résonance durant un séisme. Les barrages- poids sont donc constamment sous la menace d'un tremblement de terre dont les caractéristiques sont adaptées pour les endommager. Pour ces ouvrages, il est donc très important d'être vigilant et de s'assurer qu'ils sont capables de subir ces incidents sans représenter un danger pour la population. Pour s'en assurer, des modèles sont utilisés afin d'évaluer le comportement du barrage durant un tel évènement. À partir de ces modèles, il est possible de sécuriser les structures présentant un risque.

La modélisation informatique des structures est en constant développement depuis de nombreuses années. Elle reste cependant une approximation de la réalité et repose sur de nombreuses hypothèses. L'amélioration des modèles existants est donc un réel enjeu de recherche.

Durant un séisme, il a été montré qu'un barrage-poids interagi fortement avec le sol de fondation sous-jacent (Chopra, 1988). La modélisation de l'interaction entre ces deux entités permet donc une meilleure appréciation du comportement réel d'un barrage durant un événement sismique (voir Figure 1.1). Ces mêmes travaux ont également montré que le comportement de la fondation était fonction de la fréquence d'excitation. Il a ainsi été possible de développer des logiciels tel que EAGD-84 (Fenves & Chopra, 1984) qui permettent de faire une analyse dynamique des barrage-poids dans le domaine des fréquences. Le barrage et la fondation sont découplés dans ces analyses (« approche en sous-structure »). Ces modélisations permettent une bonne appréciation de la

réponse des barrages mais forcent l'analyse à rester dans le domaine linéaire. Cela est problématique dans la mesure où de nombreuses formes de non-linéarités peuvent se développer dans un barrage durant un épisode sismique : glissement, cavitation, fissuration du béton, etc.

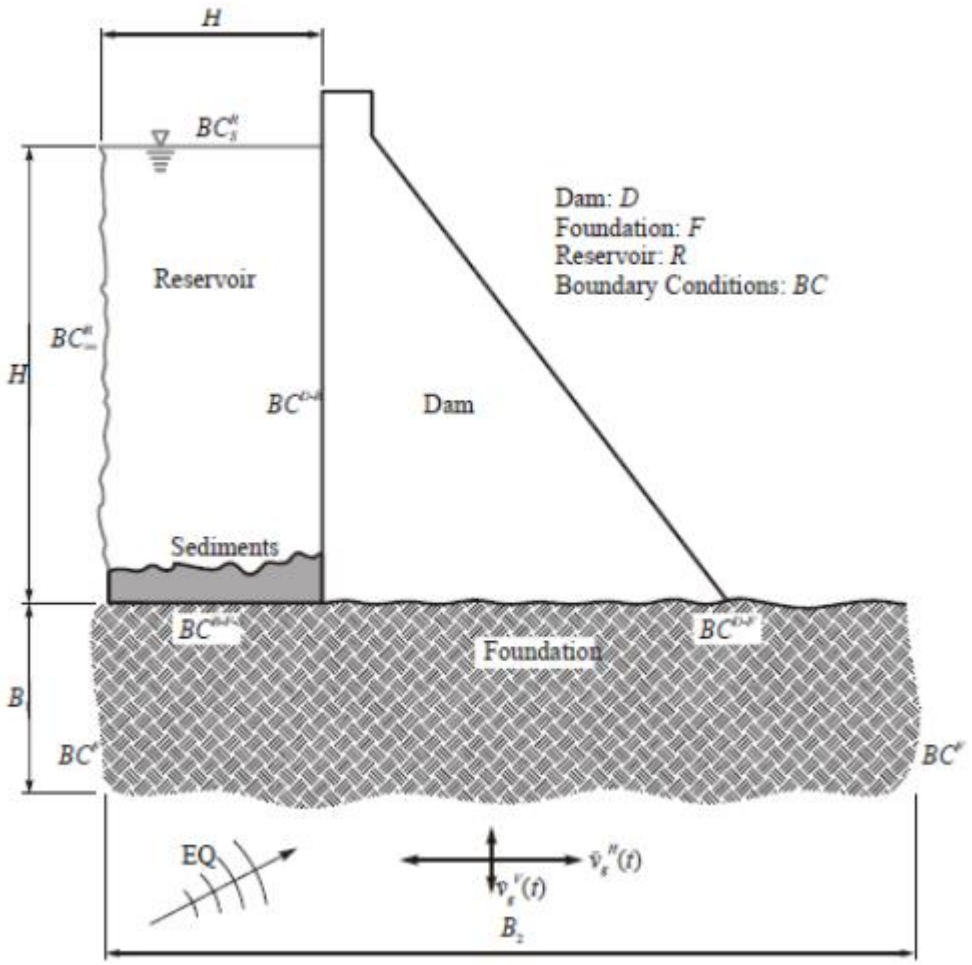


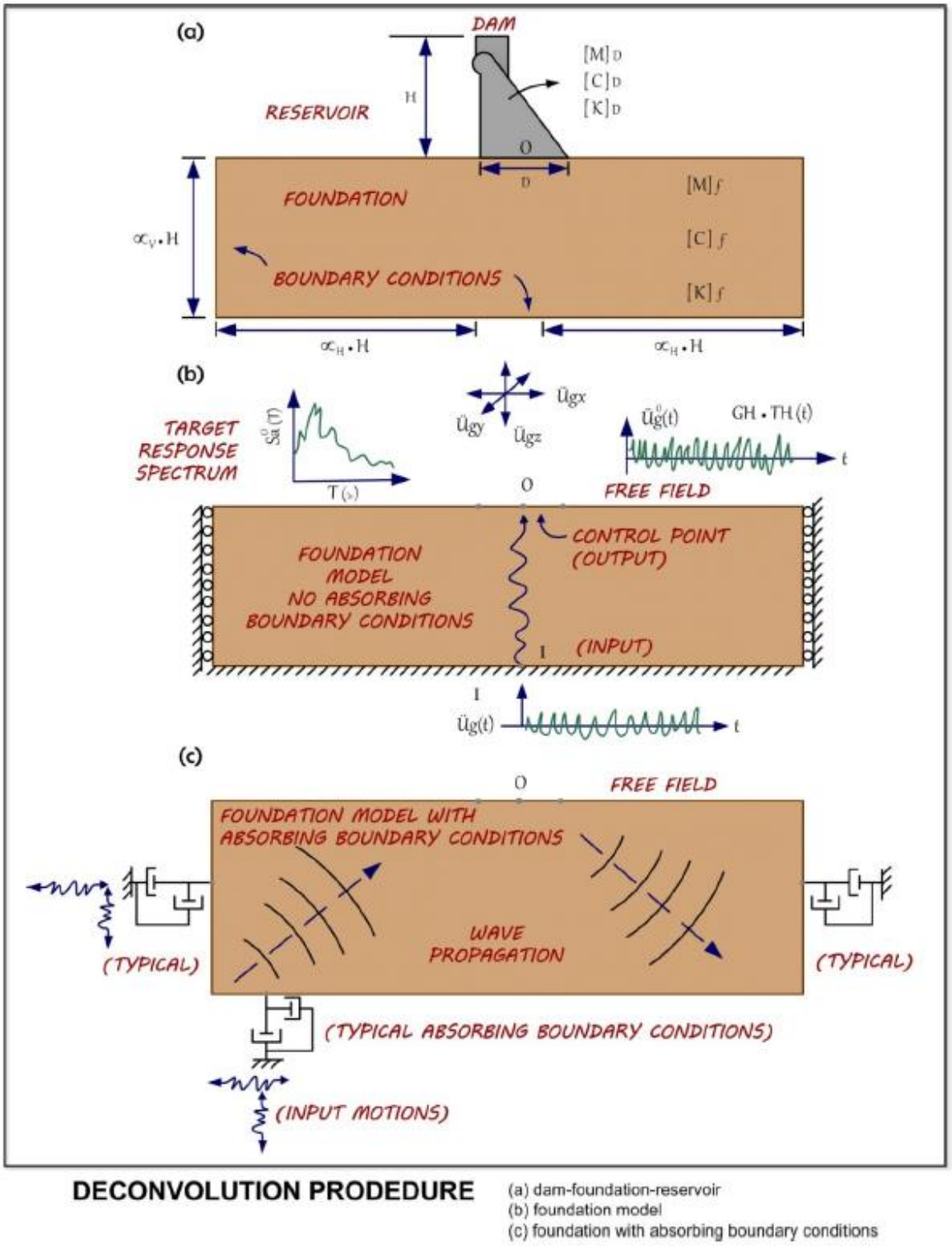
Figure 1.1 Système barrage-fondation-réservoir (Léger, 2005)

Afin de pouvoir prédire et modéliser ces comportements non-linéaires, des modélisations dans le domaine temporel ont été développées. La fondation et le barrage sont modélisés en même temps et ne sont plus découplés l'un de l'autre (« approche directe »). Néanmoins, modéliser de façon directe n'est pas sans difficultés. Le présent rapport s'intéresse ainsi à ce type de modélisation des barrage-poids.

1.2 Problématique

Afin de modéliser les non-linéarités survenant sur les barrages lors d'un séisme, il est nécessaire de recourir à la méthode temporelle qui modélise entièrement la fondation et le barrage à l'aide d'éléments finis (Løkke & Chopra, 2017). Une des difficultés liées à cette méthode se trouve au niveau de la mise en place des secousses sismiques dans le modèle.

Les séismes étant enregistrés à la surface de la terre, il est nécessaire de déterminer comment les insérer dans le modèle sous la forme d'ondes. La plupart des logiciels d'éléments finis disponibles, permettent la mise en place du chargement uniquement sur les frontières du modèle. Dans le cas d'une fondation il s'agit donc de la partie enfouie. Or, si le signal enregistré à la surface (« *free-field* ») est mis en place dans la partie enfouie de la fondation, celui-ci va être transformé pendant son trajet à travers la fondation. Le signal arrivant à la surface sera donc différent de celui original. Sur la Figure 1.2, le signal mis en place à la base de la fondation est différent du signal arrivant à la surface. Le problème est donc de déterminer le signal sismique à mettre en place à la base de la fondation permettant de retrouver à la surface le signal cible. La résolution de ce problème est un processus de déconvolution (Mejia & Dawson, 2006).



DECONVOLUTION PRODEDURE

(a) dam-foundation-reservoir
(b) foundation model
(c) foundation with absorbing boundary conditions

Figure 1.2 Récapitulatif de la procédure de déconvolution (Léger, 2020)

Actuellement, les logiciels (DeepSoil (Hashash, 2018), Shake (Ordonez, 2000)) permettant de faire ce processus se basant sur l'analyse de la réponse de sol (Kramer, 1996) qui traite les ondes de

manière unidirectionnelle. Ainsi pour un modèle 3D d'un système barrage-fondation sollicité dans les 3 directions, il faut réaliser une déconvolution dans la direction X, puis dans la direction Y et enfin dans la direction Z. Ce qui donne 3 déconvolutions unidirectionnelles indépendantes les unes des autres (3x1D : X ; Y ; Z)).

Cette hypothèse a pour conséquence de ne pas prendre en compte l'inclinaison possible des ondes et le couplage de leur direction (Abell, Orbović, McCallen, & Jeremic, 2018). Une onde horizontale mise en place à la base de la fondation peut avoir un impact vertical à la surface. Sur la Figure 1.3, l'onde de cisaillement appliquée à la base de la fondation a un impact dans les directions horizontale et verticale ($X_{n,Y}^{base} = 0\ et\ X_{n,X,Y}^{FF} \neq 0$). Cette conséquence pourrait être non négligeable lorsque la fondation est irrégulière (présence de zones aux propriétés mécaniques différentes par exemple). Un logiciel a été développé dans cette optique à Polytechnique Montréal, il permet de faire la déconvolution en 3-dimensions (1 x 3D; X-Y-Z) et ainsi de prendre en compte le couplage des directions. Il reste néanmoins à déterminer l'apport réel de cette méthode dans l'étude d'un cas concret de barrage-fondation-réservoir.

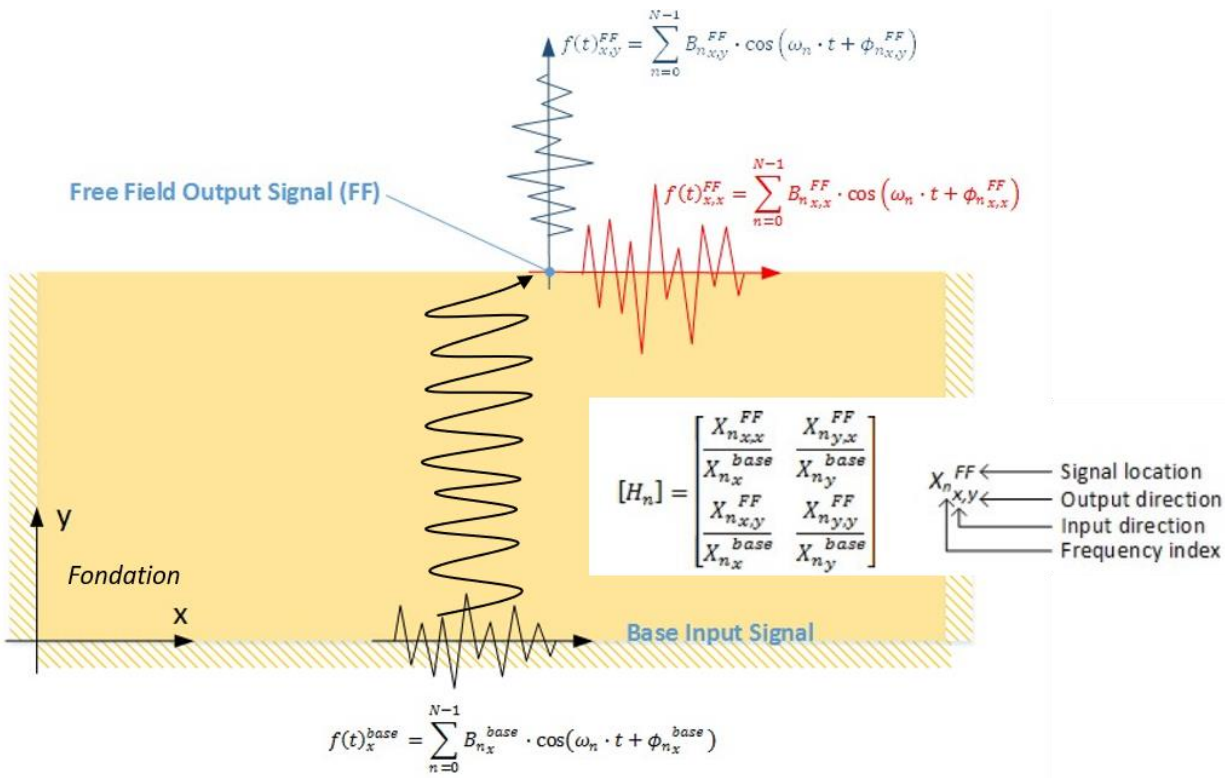


Figure 1.3 Propagation 1x2D ($X_{n,Y}^{base} = 0\ et\ X_{n,X,Y}^{FF} \neq 0$) d'une onde de cisaillement dans la fondation (Leclerc & Léger, 2015)

1.3 Objectifs

L'objectif principal de ce rapport est de déterminer l'impact de la prise en compte du couplage des secousses sismiques (1 x 3D) dans le processus de déconvolution sur la réponse d'un barrage.

Cet objectif principal a été associé à différents sous-objectifs qui sont listés comme suit :

- Développer les outils de calcul (Excel et Matlab) pour pouvoir générer les historiques de forces à appliquer sur les frontières de la fondation à l'aide des vitesses et des déplacements issus du processus de déconvolution.
- Vérifier la qualité des déconvolutions réalisée avec Deconv3D (1 x 3D) sur des fondations homogènes et non-homogènes en mesurant les spectres d'accélérations à un point de contrôle. L'objectif est ensuite de comparer ces résultats avec ceux obtenu grâce à déconvolution effectuée avec DeepSoilV7 (3 x 1D) et Deconv3D en mode découplé (3 x 1D).
- Vérifier l'impact, sur la variabilité spatiale du spectre d'accélération, de la mise en place du chargement sismique déconvolué sur les frontières verticales de la fondation en plus de la base horizontale. L'objectif étant de quantifier la différence entre le chargement uniquement mis à la base de la fondation et un chargement mis à la base et sur les frontières verticales.
- Quantifier la précision, les avantages et les inconvénients de la modélisation des interaction barrage-fondation lorsque le barrage est modélisé par des éléments-poutres (« *stick-model* ») issus de Cadam3D par rapport à une modélisation par la méthode des éléments finis classiques. Deux modélisations BFR ont été réalisées avec le barrage décrit par des éléments poutres : (i) l'une où la fondation est également décrite par ce type d'éléments 1D et (ii) une autre hybride, où la fondation est réalisée en éléments finis 2D.
- Quantifier l'impact sur la réponse d'un barrage (efforts internes, facteur de sécurité au glissement (FSG) et glissements résiduels) lorsque :
    - les forces d'inerties de la fondation ne sont pas prises en compte de sorte que la déconvolution n'est pas nécessaire (fondation sans masses).

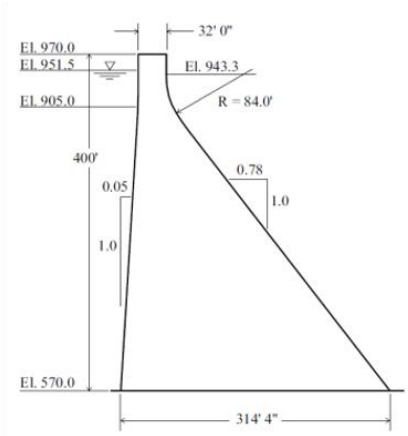
- l'on utilise des frontières rigides pour la fondation avec masse et excitations sismiques déconvoluées par rapport à l'utilisation de frontières absorbantes.
- l'on utilise un processus de déconvolution découplée (3x1D) versus couplé (1x3D).

- Quantifier l'effet de l'amortissement non-proportionnel pour les différents matériaux (fondation ξ=1% et barrage ξ=5%) sur la réponse du barrage (efforts internes, FSG et glissements résiduels) par rapport à un amortissement proportionnel (fondation ξ=5% et barrage ξ=5%) en plus de l'amortissement de radiation (ou géométrique) issu des frontières absorbantes.

1.4 Méthodologie

Pour remplir les objectifs présentés dans la partie précédente, une étude de cas a été réalisé. Le barrage-poids Pine Flat (121.92 m de hauteur) de section typique et situé aux États-Unis a ainsi été modélisé (voir Figure 1.4). Ce barrage a subi le tremblement de terre du comté de Kern en 1952, ce séisme a été utilisé comme chargement sismique. L'enregistrement réalisé à Taft (situé à 31 km du barrage) a permis d'obtenir un accélérogramme de ce séisme. L'étude de cas porte sur ce barrage car il possède une section typique et que de nombreuses études traitent de cet ouvrage. Il est donc possible, à partir de travaux antérieurs, de vérifier sa propre modélisation.

(A)



(B)

Figure 1.4 (A) Photo de la vue aval du barrage de Pine Flat (Kjkolb, 2003), (B) Section du plot central du barrage de Pine Flat (USBR, 2018)

Un « benchmark workshop » réalisé à Miami en 2018 par l'United States Bureau of Reclamation (2018) (USBR) s'est employé à faire une étude sur la modélisation des interactions barrage-fondation. Le barrage de Pine Flat a servi comme étude de cas dans cette conférence. Le rapport du « workshop » a pu être utilisé comme référence pour la modélisation du barrage. Les travaux réalisés par A.K. Chopra (1988) ont également permis d'avoir des valeurs de référence qui ont servi dans la vérification des modèles réalisés durant ce projet.

Une approche progressive a été adopté pour la réalisation de ce projet, tous les calculs des systèmes barrages-fondations-réservoirs ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP2000. Dans un premier temps, l'objectif a été de tester l'efficacité de Deconv3D sur une fondation homogène. La fondation du barrage de Pine Flat a pour cette occasion été modélisée de trois manières : (i) sous forme de « *stick-model* » à l'aide d'éléments poutres ; (ii) de manière 2D avec des éléments planaire en déformations planes ; (iii) de manière 3D avec des éléments finis volumétriques à 8 nœuds. Chacun de ces modèles a permis de tester la qualité de la déconvolution réalisée avec Deconv3D au niveau d'un point de contrôle sur la fondation. Le logiciel DeepSoilV7 a également été utilisé pour réaliser la déconvolution. Une fois la déconvolution bien définie au point de contrôle, il a été possible de vérifier la qualité de la déconvolution sur le reste de la fondation dans les modèles 2D et 3D. Cela a permis de mesurer l'apport de la mise en place du chargement sismique sur les faces verticales de la fondation en plus de la base.

Une fois les déconvolutions pour les modèles de fondations homogènes réalisées, il a été possible d'ajouter le barrage sur ces modèles. Cela a permis de mesurer l'impact du séisme sur la structure (à travers les efforts internes, le facteur de sécurité au glissement et le glissement résiduel). Cette modélisation barrage-fondation homogène a été réalisé uniquement pour les modèles poutres et pour les modèles 2D (voir Figure 1.5). Un modèle hybride a également pu être fait, il reprend le barrage en « *stick-model* » et l'associe à la fondation 2D.

L'étude de ces modèles a permis de mesurer l'impact de : (i) la mise en place de frontières absorbantes par rapport à des frontières rigides ; (ii) la mise en place du chargement sismique horizontal (H) uniquement par rapport à la mise en place du chargement horizontal et vertical (H&V) ; (iii) l'utilisation d'une fondation sans masse par rapport aux fondations massiques.

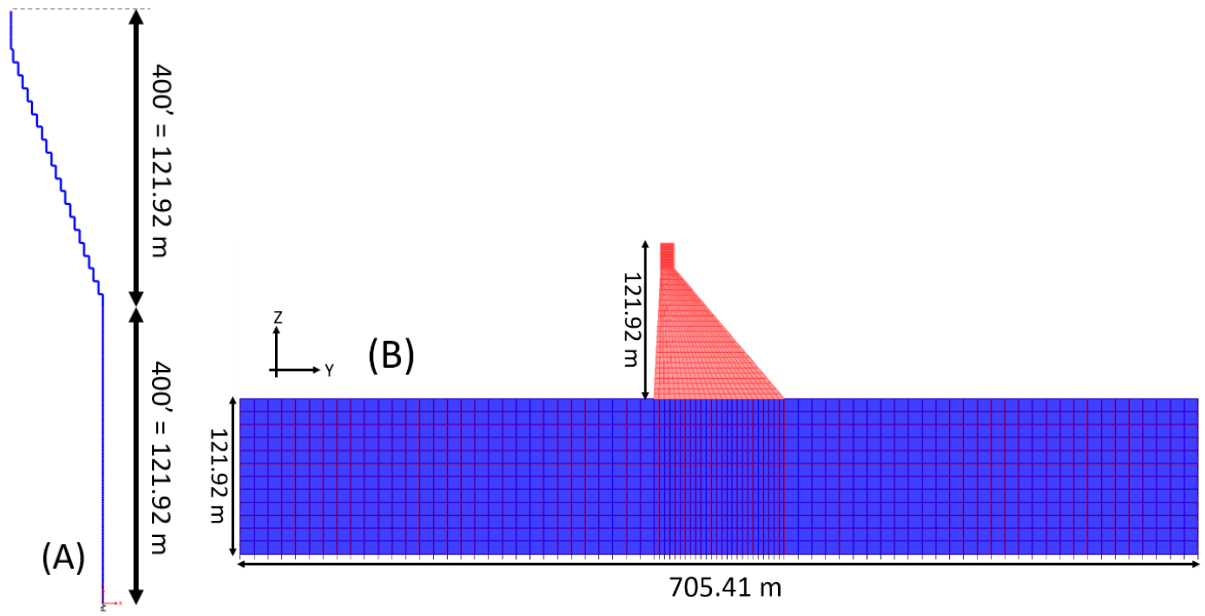


Figure 1.5 Modélisations barrage-fondation homogène avec des éléments poutres (A) et des éléments planaires 2D (B)

Une fois ce travail sur une fondation homogène réalisé, une fondation non-homogène a été développée. Celle-ci a été définie en 2D et en 3D avec respectivement des éléments planaires et des éléments volumétriques. Exactement de la même manière que pour la fondation homogène, le processus de déconvolution a été réalisé pour chaque modèle. Cela a permis de vérifier au point de contrôle et sur le reste de la surface libre de la fondation, si le spectre d'accélération cible était retrouvé. Maintenant que la fondation n'est plus homogène, le couplage des secousses sismiques peut potentiellement se développer. Il a ainsi été possible de comparer les résultats de la déconvolution prenant en compte le couplage (1x2D ou 1x3D) et ceux de la déconvolution ne prenant pas en compte ce couplage (2x1D ou 3x1D).

De la même manière que précédemment, le barrage de Pine Flat a été ajouté sur la fondation non-homogène. Cela a permis la mesure des efforts internes et d'en déduire le facteur de sécurité au glissement (FSG). Cela a été réalisé pour un modèle 2D et un modèle 3D (voir Figure 1.6 et Figure 1.7). L'impact sur le barrage de la prise en compte ou non du couplage (3x1D Vs 1x3D) a pu, de cette manière, être quantifié.

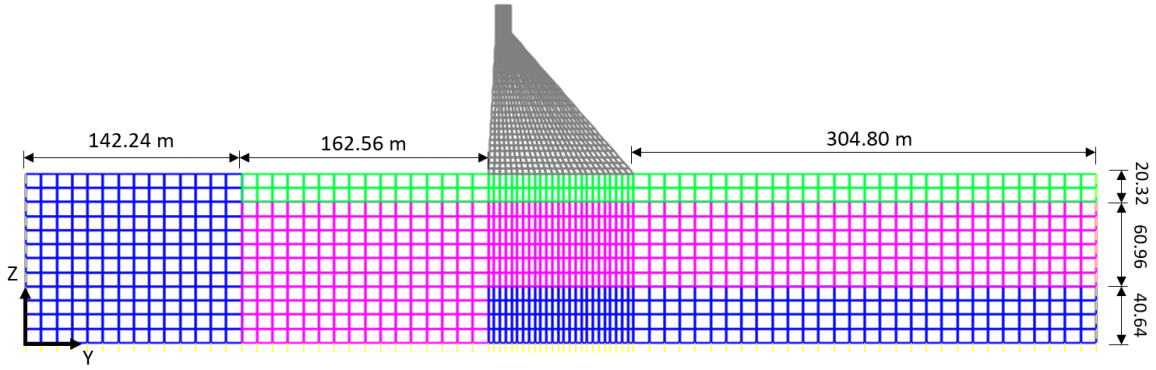


Figure 1.6 Modélisation barrage-fondation non-homogène 2D (Zone bleu : E_{bleu}=22 408 MPa, Zone rose : E_{rose} = 11 204 MPa, Zone verte : E_{vert}=5 602 MPa)

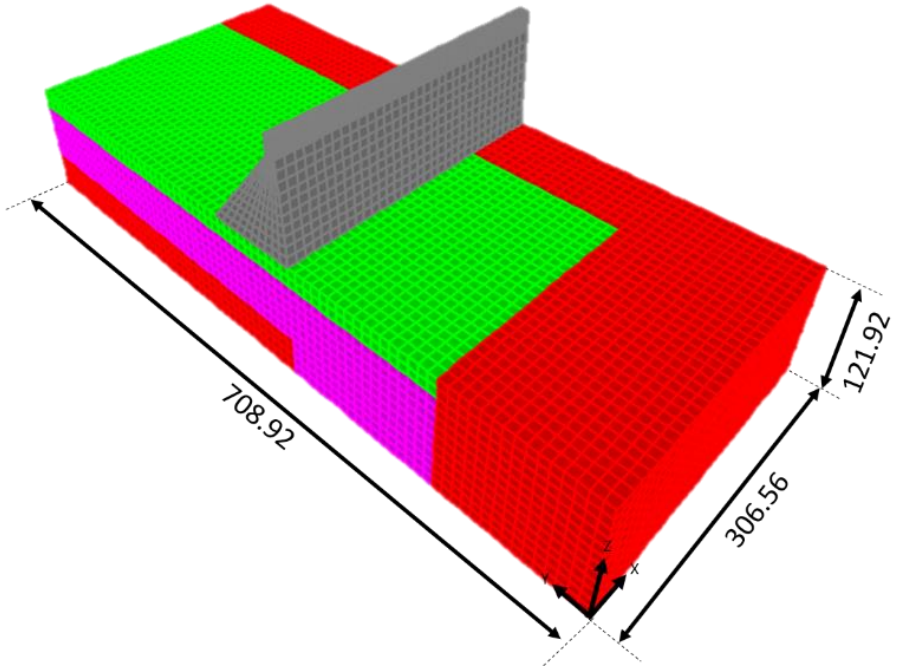


Figure 1.7 Modélisation barrage-fondation non-homogène 3D (Zone rouge : E_{rouge}=22 408 MPa, Zone rose : E_{rose} = 11 204 MPa, Zone verte : E_{vert}=5 602 MPa)

1.5 Contenu du rapport

Le rapport est rédigé en 7 chapitres. Après cette introduction, le deuxième chapitre est une revue de littérature qui présente les manières de modéliser les interactions sol-structure.

Dans le troisième chapitre la fondation homogène du barrage de Pine Flat est modélisée de différentes manières (Poutre, 2D et 3D). Pour chacune des modélisations, la déconvolution est

réalisée avec Deconv3D et DeepSoil. Les chargements déconvolués sont ensuite vérifiés au niveau du point de contrôle dans un premier temps puis à d'autres positions sur la surface libre de la fondation.

Le chapitre 4 reprend les fondations 1D et 2D définis dans le chapitre 3 et ajoute un modèle du barrage de Pine Flat dessus. Les différents chargements déconvolués présentés auparavant sont alors utilisés et leur impact sur le barrage est alors quantifié. Les efforts internes (P-V-M) sont calculés à la base du barrage et à la crête. À partir de ces efforts, le facteur de sécurité au glissement a été défini ainsi que le glissement résiduel. L'estimation de ces paramètres permet la comparaison des différents modèles entre eux.

Le chapitre 5 reprend la même structure que le chapitre 3. La fondation est rendue non-homogène cette fois à fin d'observer si un couplage entre les secousses sismiques se développe. La fondation est modélisée en éléments-finis 2D et 3D dans ce chapitre. La vérification de la déconvolution est alors réalisée comme dans le chapitre 3.

Le chapitre 6 est dans la continuité du chapitre 5 et vient ajouter le barrage de Pine Flat sur la fondation non-homogène. Le système barrage fondation-réservoir est modélisé en 2D et 3D cette fois. Le facteur de sécurité au glissement est à nouveau estimé et permet la comparaison des différents modèles entre eux (2D vs 3D; déconvolutions couplés vs découplées, amortissement proportionnel vs non proportionnel).

Finalement, le chapitre 7 agrège les différentes conclusions réalisées durant ce projet et vient répondre aux différents objectifs présentés dans cette introduction. Il permet également d'ouvrir le sujet de la déconvolution couplée des secousses sismiques et réalise quelques recommandations pour des travaux futures.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Les barrages sont des infrastructures extrêmement importantes dans l'économie et dans l'autonomie énergétique d'un pays, il est donc important de pouvoir les analyser de manière détaillée lorsqu'ils subissent un séisme. Leur rupture pourrait avoir des conséquences catastrophiques (pertes de vies humaines) il est donc primordial de s'intéresser à la stabilité structurale de ces infrastructures.

Lors d'un séisme des ondes de différentes natures (P, S, Rayleigh) vont se propager dans le sol dans toutes les directions. Elles vont traverser différentes couches géologiques avant d'arriver dans le site d'un ouvrage et ainsi subir différentes transformations (réflexion, réfraction, dispersion). Une fois celles-ci au niveau d'un ouvrage, de nouveaux phénomènes vont entrer en compte avec notamment des effets de sites (voir Figure 2.1). Ceux-ci peuvent entrainer l'amplification de la demande sur la structure touchée il est donc important de les prendre en compte.

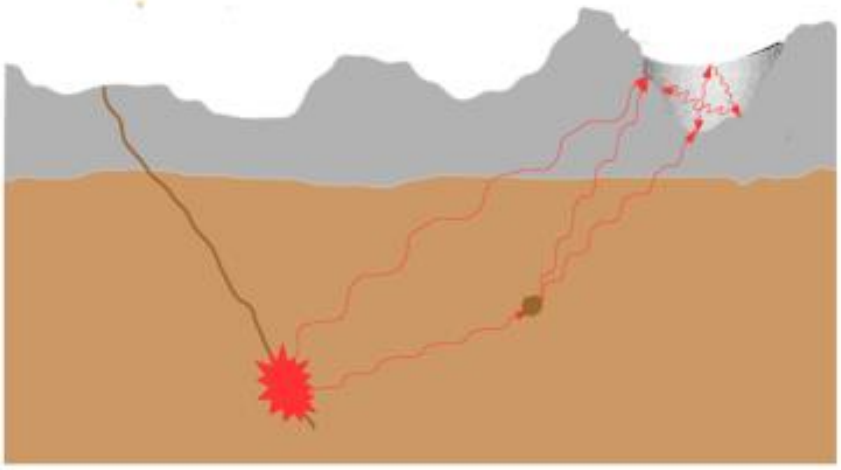


Figure 2.1 Mécanisme de transmission des ondes sismiques jusqu'aux ouvrages (Koufoudi, 2017)

Les séismes sont des évènements majeurs et de nombreux barrages sont construits dans des zones où ces phénomènes peuvent se produire. Durant un tremblement de terre, un barrage, qu'il soit de type voute ou poids (voir Figure 2.2), va interagir avec le site environnant à travers différents mécanismes d'interaction avec la fondation rocheuse et la retenue.

(a) (b)

Figure 2.2 Photographies du Barrage voute de Monticello (a) et du barrage poids de Canyon Ferry (b) (USBR, 2013)

Ces mécanismes d'interaction complexes ont été étudiés par de nombreux auteurs et font toujours l'intérêt de recherches. Mieux comprendre ces phénomènes est primordial dans un objectif de mieux analyser les ouvrages existants ayant subi des tremblements de terre.

Dans ce chapitre il sera donc question de la modélisation de ces phénomènes et de comprendre où se trouve l'état de la recherche à ce sujet. Dans un premier temps il sera présenté les mécanismes de l'interaction sol-structure ainsi que les différentes manières de les modéliser. Ensuite il sera exposé de manière plus détaillée la manière dont est réalisée ce genre d'analyse lorsqu'elle se trouve dans le domaine du temps et qu'un processus de déconvolution 1D est nécessaire. Enfin, le problème sera élargi au cas 3D et pourquoi une étude uniquement 1D n'est pas forcément suffisante.

2.2 Modélisation de l'interaction barrage – fondation

Dans cette partie il est présenté les mécanismes d'interaction sol et structure et les différentes manières qu'il existe de les modéliser.

2.2.1 Modèle 2D Vs 3D

Les ondes issues d'un séisme transitent du focus jusqu'à la surface en passant à travers différentes couches de sols. Ces ondes vont se propager dans les trois directions (X-Y-Z) et vont être de différentes natures (P, S et surface).

Les ondes-P sont des ondes de compression et provoquent un déplacement de la matière dans la direction parallèle à l'avancement de ces dernières. Les ondes-S sont des ondes de cisaillement qui provoquent un déplacement de la matière perpendiculaire à la direction de propagation de celles-ci. Une fois que ces ondes atteignent la surface, de nouveau type d'ondes peuvent être créées, elles se nomment des ondes de surface (Kramer, 1996).

La manière la plus réaliste de représenter les interactions sol et structure est donc forcément à travers des modèles 3D car ceux-ci sont capables de mieux prendre en compte toutes les composantes spatiales des secousses d'un séisme. Ce genre de modèle est donc de plus en plus utilisé pour modéliser un barrage et sa fondation. Sur la Figure 2.3 des modèles de barrages-fondations-réservoirs en 3D sont présentés pour des barrages poids et voute.

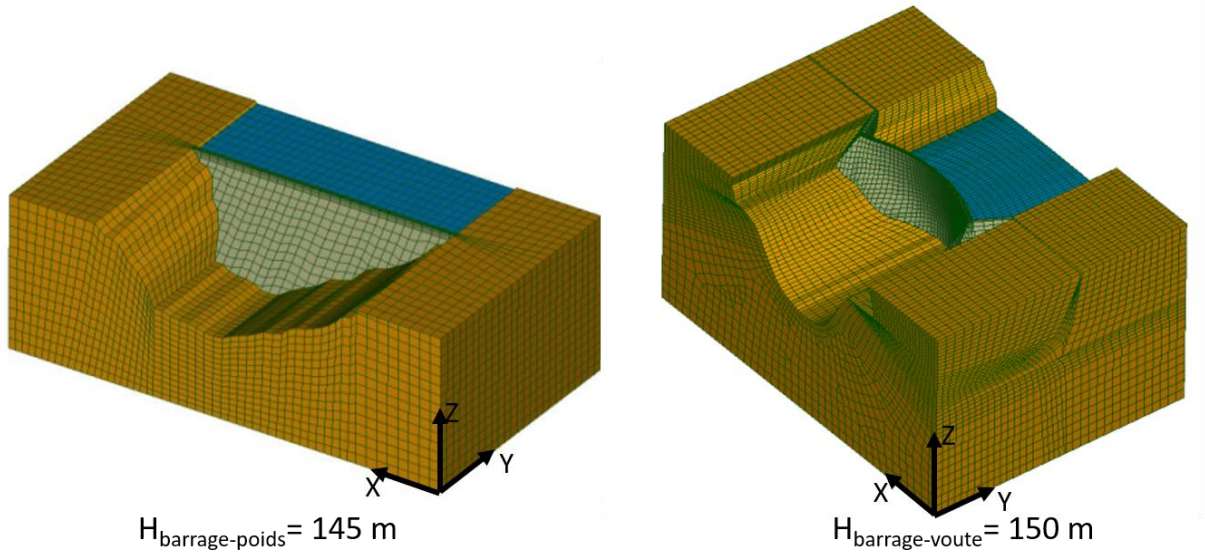


Figure 2.3 Modèle de barrage-fondation-réservoir de barrages poids et voute en 3D (Robbe, Kashiwayanagi, & Yamane, 2017)

Ce genre de modèle reste aujourd'hui coûteux en puissance de calcul et complexe à réaliser, si bien qu'il est parfois encore préféré de simplifier le problème en travaillant sur des modèles 2D (voir Figure 2.4). Ces modèles vont devoir reposer sur des hypothèses et donc ne permettrons pas de décrire le comportement exact des barrages et leur fondation. Néanmoins, ils s'inscrivent toujours dans une démarche progressive qui vise à vérifier ses résultats préliminaires sur des modèles plus simples avant de travailler sur des modèles plus complexes.

Les barrages poids se prêtent bien à ce genre de simplification car selon la manière dont ils ont été construits, il est aisé d'appliquer l'hypothèse des contraintes planes (lorsque la construction a eu lieu par tranches verticales) ou l'hypothèse des déformations planes (lorsque la construction a eu lieu en continu (sans joint) dans la direction longitudinale) pour modéliser la structure. Le réservoir et la fondation sont considérés infinis dans la direction hors-plan, l'hypothèse des déformations planes s'applique donc pour ces éléments. La fondation 2D, quant à elle, est en déformations planes.

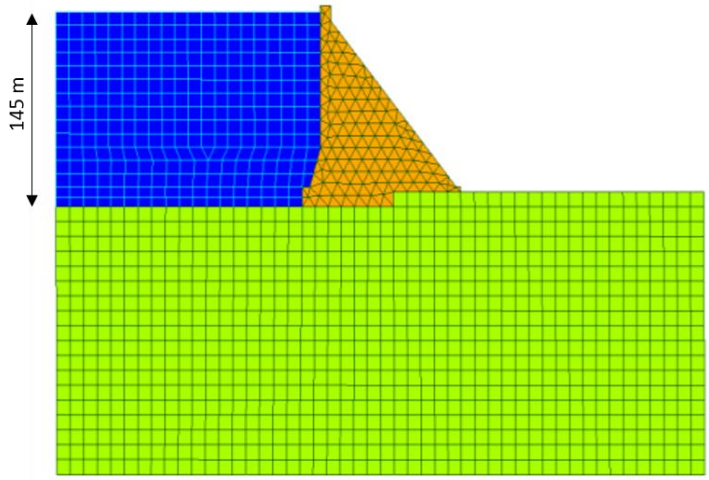


Figure 2.4. Modèle de barrage poids 2D (Robbe et al., 2017)

2.2.2 Mécanismes d'interaction sol et structure

La première façon d'étudier le comportement d'un barrage est de le modéliser sur une fondation rigide. Cette façon de faire a du sens lorsque le sol de fondation est beaucoup plus rigide que la structure.

Lorsque le chargement devient dynamique, des interactions entre la structure et la fondation se mettent en place. Ces interactions sont de différentes natures : effets cinétiques, effets inertiels et nouvelles sources d'amortissement (Johnson, 2003). Prendre en compte ces interactions devient alors intéressant afin de s'approcher du comportement réel de la structure durant un séisme. Ainsi deux types de modélisation peuvent être considérées comme il est présenté sur la Figure 2.5.

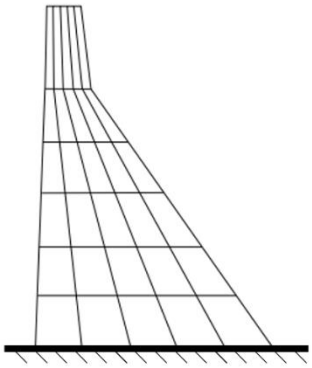


Figure 16.2 Finite Element Model of Dam Only

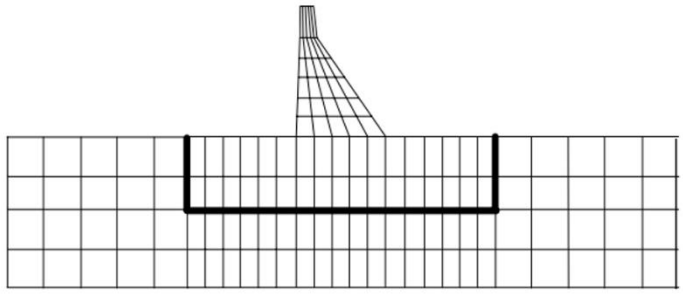


Figure 16.3 Models of Dam with Small and Large Foundation

Figure 2.5 Comparaison entre un modèle sur base rigide et un modèle sur base flexible (Wilson, 1998)

Ce genre d'interaction ajoute de la flexibilité à l'ensemble barrage-fondation. Le gain de flexibilité a généralement pour conséquence d'augmenter la période de vibration du barrage et donc de diminuer les forces d'inerties appliquées à celui-ci (pour les séismes où la majorité de l'énergie se trouve dans les hautes fréquences). Néanmoins, l'allongement de la période se traduit souvent par des déplacements plus importants.

Les barrages et particulièrement les barrage-poids, sont des structures très massives et peu élancées. Elles sont donc très rigides et vont souvent être très influencées par les interactions avec la fondation.

Le premier type d'interaction qu'il est intéressant de remarquer est l'interaction cinématique (voir Figure 2.6). Cette interaction a pour conséquence de transformer le chargement lorsqu'il traverse la fondation. Ainsi, un signal sismique entrant dans la fondation sera différent de ce qui sera mesuré à la surface libre (Johnson, 2003).

L'interaction inertielle de son côté, correspond à la modification de la répartition des masses dans la fondation à cause de la structure au-dessus (Johnson, 2003). Ce type d'interaction est particulièrement présente pour les barrage-poids qui sont extrêmement massifs.

Pour modéliser ces interactions il faut donc garder à l'esprit que les données sismiques obtenues à la surface en champ libre (endroit où généralement les enregistrements sont réalisés) sont différentes de celles s'appliquant sur les contours de la fondation elle-même (Johnson, 2003).

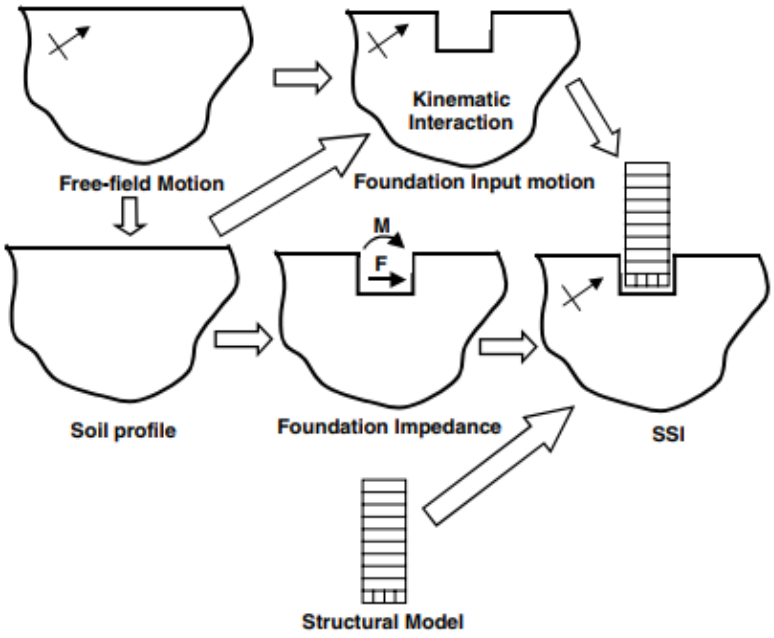


Figure 2.6 Effet cinétique de la fondation (Johnson, 2003)

Un autre mécanisme très important pour considérer les interactions sol-structure est la prise en compte de nouvelles sources d'amortissement. L'amortissement hystérétique, ou l'amortissement visqueux-équivalent dû à la déformation des matériaux en régime élastique permet une première source d'amortissement. Celui-ci est présent dans tous les types de modèles mais dans le cas d'interaction sol-structure il faut ajouter l'amortissement propre au sol de fondation.

Un autre mécanisme d'amortissement est l'amortissement radiatif (ou géométrique). La fondation d'un barrage est un milieu semi-infini uniquement borné par la surface. Les ondes sismiques après avoir frappé la surface ou la structure sont potentiellement réfléchies mais sont ensuite évacuées hors de la zone d'étude.

Enfin, si l'interaction avec le réservoir est ajoutée il faut alors prendre en compte l'amortissement ajouté par la présence de l'eau et des sédiments au fond du réservoir. Ces sédiments permettent de filtrer certaines fréquences en fonction de leur nature et de l'angle d'incidence des ondes (Fenves & Chopra, 1984).

2.2.3 Modélisation de la flexibilité – deux domaines d'analyses

Les mécanismes propres à l'interaction sol-structure ont été présentés dans la partie précédente. Ici il va être question des façons qu'il existe de les modéliser. Deux méthodes sont en général utilisées, chacune est basée sur une formulation différente. La première repose sur le domaine des fréquences alors que la seconde est développée dans le domaine du temps. Les deux domaines d'analyse vont être présentés à la suite et pour chacun, leurs avantages et inconvénients seront mis en avant.

Sur la Figure 2.7 se trouve un résumé des différences principales qu'il existe entre les deux domaines ainsi que les logiciels qui peuvent être utilisés pour chacun d'eux.

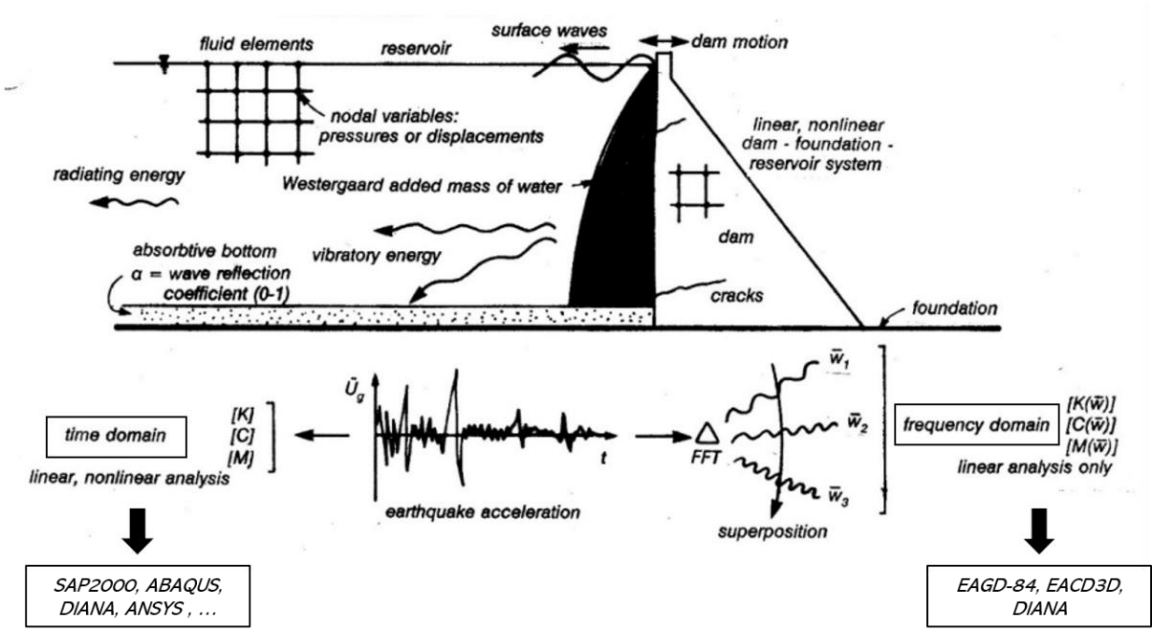


Figure 2.7 Présentation des différences entre les modélisations dans le domaine du temps et des fréquences (Léger & Tinawi, 1997)

Domaine des fréquences, approche en sous-structure

Le domaine des fréquences est très intéressant car il permet d'obtenir une réponse au problème d'interaction sol-structure rigoureuse. Cette méthode présentée par Chopra (Fenves & Chopra, 1984) repose sur le principe de superposition. Les paramètres des matériaux qui définissent la rigidité, la masse et l'amortissement des différents éléments du modèle sont fonctions de la fréquence à laquelle ils sont excités. Travailler dans le domaine des fréquences permet ainsi d'appliquer les bons paramètres ([M], [K] et [C]) pour chaque fréquence.

Dans ce domaine, le modèle structure-sol-réservoir est divisé en trois sous-modèles : la fondation, la structure et le réservoir. Le principe de superposition est utilisé ensuite pour coupler ces différentes sous-structures entre elles. C'est pourquoi cette façon de faire se nomme aussi l'approche en sous-structures. Sur la Figure 2.8 se trouve une modélisation d'un barrage-voûte suivant ce principe.

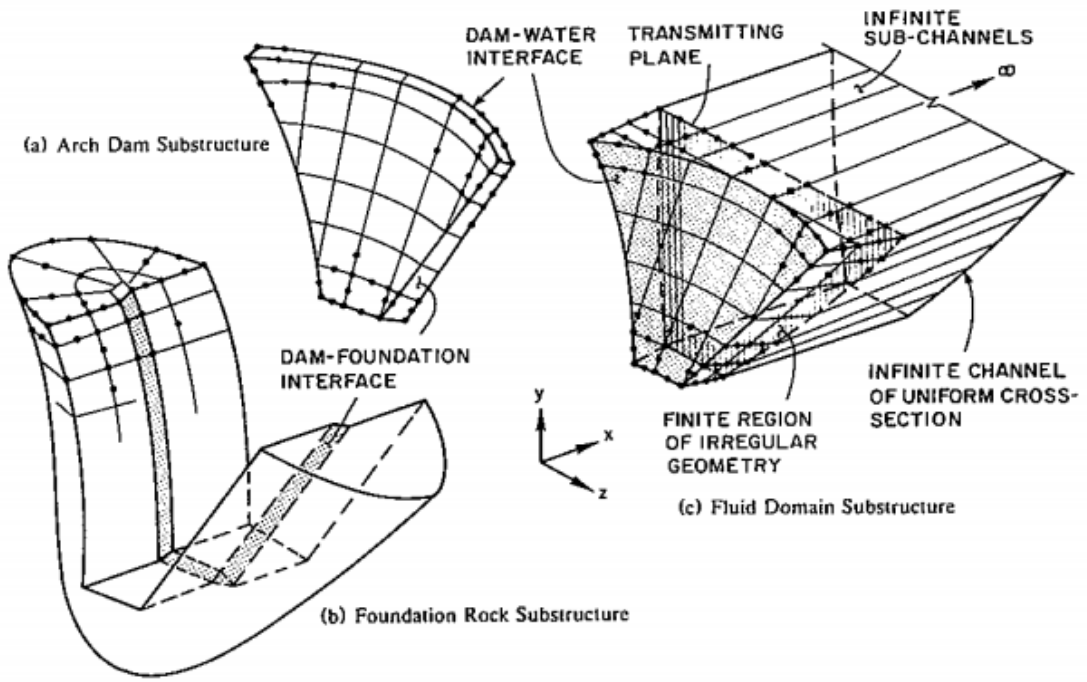


Figure 2.8 Modélisation en sous structure d'un barrage voûte (Chopra, 1988)

La fondation représente un milieu semi-infini tout comme le réservoir dès que l'interface avec le barrage s'éloigne légèrement. Ces milieux semi-infinis sont bien représentés grâce à l'utilisation de formules analytiques qui sont utilisables grâce au découplage des différentes sous-structures.

Ce genre de modèle est mis en place par des logiciels tels que EAGD-84 (pour modéliser des barrages poids) ou EACD-3D (pour modéliser des barrages voûte en 3D) qui ont été développé par le professeur Chopra et ses étudiants. Des logiciels commerciaux, tel que DIANA, permettent également de faire ce type d'analyses sismique.

Le problème de ce type de modélisation repose dans un premier temps sur le fait que le domaine des fréquences ne permet pas de faire varier les paramètres de rigidité, de masse ou d'amortissement dans le temps. Ainsi il est impossible de représenter la fissuration du béton et le

comportement non-linéaire des matériaux et des joints au cours de l'analyse. De plus, le principe de superposition oblige aussi ce genre de modèle à se cantonner au domaine linéaire (Liu, J., 2005). Enfin, il est nécessaire que tous les matériaux (eau, rocher, béton) soient homogènes pour ce genre d'analyse (Løkke & Chopra, 2017).

Malgré les désavantages présentés, cette méthode reste très efficace dans le domaine linéaire et permet la vérification des modèles dans le domaine temporel avant d'aborder des problématiques de non-linéarité.

Domaine du temps – approche directe

Dans ce domaine, tous les éléments (structure, fondation et réservoir) sont modélisés en même temps. Ainsi un seul modèle comporte tous les éléments, cette approche se nomme donc « directe » car il n'y a plus besoin de passer par des sous-structures. Ce type de modèles se retrouvent sur la Figure 2.3 et la Figure 2.4.

Dans le domaine du temps, le modèle ne repose plus sur le principe de superposition, il devient donc possible d'étudier les phénomènes non-linéaires. Les situations non-linéaires associées à ce type de problème peuvent ainsi être analysées telles que les non-linéarité matériaux, les problèmes de stabilité ou encore l'étude des phénomènes de cavitations liés aux pressions hydrodynamiques (voir Figure 2.7).

Un autre avantage de ce type de modélisations est qu'elles reposent entièrement sur des modèles éléments-finis. Ainsi il est aisé d'utiliser des logiciels commerciaux afin d'obtenir des résultats. Des logiciels tels que SAP 2000, Abaqus, Diana, qui sont beaucoup plus facilement accessibles dans l'industrie, suffisent ainsi pour mener des analyses sismiques poussées.

Il est important de noter d'ailleurs, que de plus en plus, l'industrie s'intéresse à la modélisation des interactions sol-structure. Un workshop réalisé en 2018 sur la modélisation du barrage de Pine Flat (USBR, 2018) et de sa fondation a été réalisé en faisant intervenir à la fois des entreprises, des universités et des organisations gouvernementales. Les modèles présentés ont tous utilisé la méthode directe dans le domaine du temps

Ce type de modélisation pose néanmoins toujours des problèmes. Le premier est le fait que le modèle élément-fini doit pouvoir retranscrire le caractère semi-infini de la fondation. Les ondes

doivent pouvoir s'échapper du modèle lorsqu'elles ont frappé la structure et été réfléchies afin de bien représenter ce phénomène.

Le second problème repose sur la manière dont le signal sismique doit être mis en place. Dans la sous-partie 2.2.2, il a été montré que les interactions cinématiques viennent modifier le signal sismique lorsqu'il traverse la fondation. La grande majorité des enregistrements sismiques disponibles aujourd'hui ont été réalisé en champ-libre. Or pour les modèles directs, la plupart du temps, le chargement sismique est spécifié au niveau des conditions frontières aux pourtours de la fondation. Appliquer à ces frontières l'enregistrement obtenu en champ-libre serait inexact car le signal sera modifié en traversant la fondation.

Ces deux problématiques ont été traités dans la littérature. Des moyens ont été trouvé pour les dépasser, ceux-ci seront vues dans la partie suivante.

2.2.4 Modélisation dans le domaine du temps

Ce mémoire va s'intéresser à la méthode directe dans le domaine du temps. Dans cette partie il sera donc présenté les façons qu'il existe, dans la littérature, pour dépasser les limitations mises en avant dans la partie précédente. Les deux problématiques mises en avant concernent les problèmes liés à la simulation d'un milieu semi-infini dans un modèle éléments finis et les problèmes concernant la mise en place du chargement sismique dans ce type de modèle. Les deux problèmes vont être abordés successivement dans la suite de cette partie

Problèmes liés aux conditions aux frontières

Les conditions aux frontières sont problématiques car il est nécessaire de représenter un milieu infini à l'aide des frontières finies du modèle. Pour cela différentes stratégies ont été développées dans la littérature.

Les modèles les plus basiques utilisent des frontières fixes qui empêchent le mouvement de la fondation dans les différentes directions. Le problème de ce genre de frontière est le fait que les ondes arrivant à la frontière vont être réfléchies et renvoyées dans le modèle alors que dans la réalité celle-ci sont évacuées hors de la zone d'étude. Pour éviter ce genre d'inconvénient il faut s'assurer d'avoir un modèle suffisamment grand pour que l'impact des ondes réfléchies soit minime. Souvent, cela nécessiterait des modèles tellement grands que la puissance de calcul nécessaire serait beaucoup trop importante.

Pour remédier à ce problème, des frontières absorbantes ont été développées. Celles-ci sont capables d'absorber l'onde qui leur arrive dessus et ainsi ne pas la renvoyer dans le modèle. Deux types de frontière absorbante existent : les frontières de type Lysmer-Kuhlemeyer et les frontières de type Perfectly Matched Layers (PML).

Les frontières de type Lysmer-Kuhlemeyer (1969) ont été développées en premier par les deux auteurs du même nom. Ce type de frontière consiste à mettre en place des amortisseurs aux nœuds du maillage éléments-finis. Les amortisseurs sont capables ainsi d'absorber l'onde incidente. Afin d'absorber les ondes de cisaillement (onde-S) et de compression (onde-P) il faut placer un amortisseur normal et un tangentiel à la frontière (voir Figure 2.9).

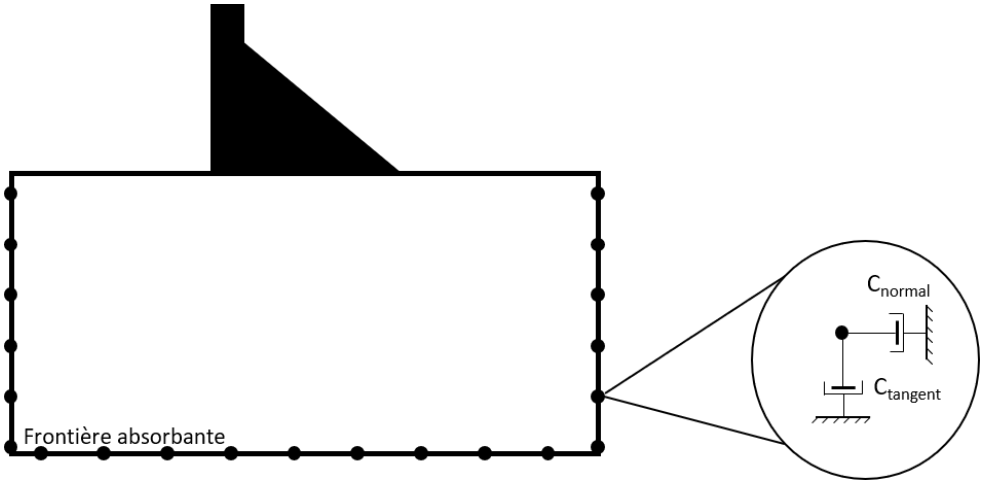


Figure 2.9 Frontière absorbante de Lysmer pour modèle 2D avec amortisseurs normaux et tangents à la frontière.

Le calcul de ces amortisseurs est réalisé avec les équations (2.1) et (2.2) :

$$C_{normal} = a\rho V_s \tag{2.1}$$

$$C_{tangent} = b\rho V_p \tag{2.2}$$

Où ρ représente la densité, V_s la vitesse des ondes de cisaillement et V_p la vitesse des ondes de compression. Les coefficients a et b sont à déterminer. Lysmer et Kuhlemeyer ont testé différentes valeurs pour ces coefficients et ont cherché les valeurs qui permettent d'absorber le plus efficacement en fonction de l'angle d'incidence. Pour cela ils ont mesuré le ratio entre l'énergie incidente et l'énergie réfléchie. Ils proposent ainsi le graphique présenté sur la Figure 2.10.

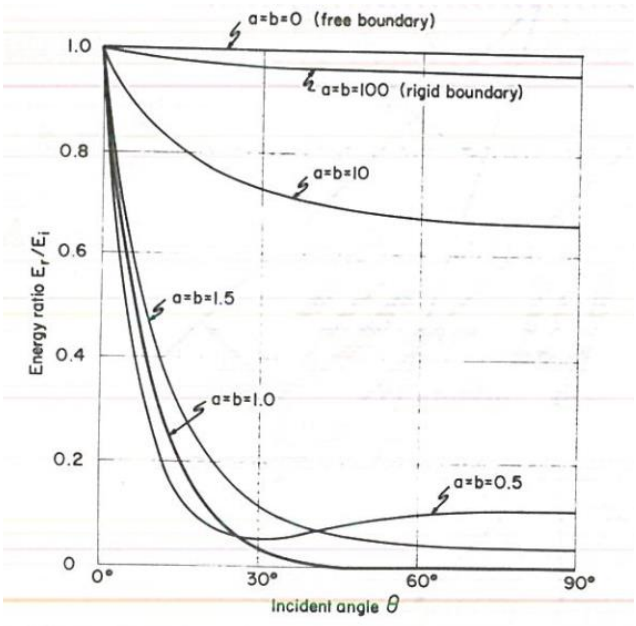


Figure 2.10 Comparaison de l'énergie absorbée et celle réfléchie en fonction de l'angle d'incidence pour différentes valeurs de a et b (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969)

Sur ce graphique il est aisé de se rendre compte de l'efficacité de ce genre de frontière lorsque les ondes arrivent avec une certaine incidence (supérieur à 30°) pour des coefficients valant a=b=1. Néanmoins, lorsque les ondes arrivent de façons obliques l'efficacité devient beaucoup moins bonne. Ce genre de frontière est donc limité dans la mesure où il faut que les ondes soient normales ou tangentielles à la frontière et non inclinées.

Ce genre de frontière empêche la mise en place du chargement sous forme d'accélérogrammes aux frontières comme il est fait habituellement. Il faut mettre en place un historique des contraintes qui vient appliquer des forces équivalentes à chaque nœud du maillage présent sur la frontière. Les forces à mettre en place sont calculées de la manière suivante :

$$F_{normal} = 2 * C_{norm} * \dot{u}_{norm} \tag{2.3}$$

$$F_{tangent} = 2 * C_{tang} * \dot{u}_{norm} \tag{2.4}$$

Où $\dot{u}_{norm}$ et $\dot{u}_{tang}$ sont les composantes de la vitesse de la particule de la frontière dans les deux directions. Le facteur 2 est présent pour prendre en compte le fait que la moitié de l'onde est directement absorbée par l'amortisseur. Ce facteur est introduit notamment par Mejia et Dawson (2006), ainsi que par Lokke et Chopra (2017).

Par la suite ce type de frontière a été enrichi par différents auteurs qui ont proposé de coupler un ressort avec les amortisseurs présentés. C'est le cas notamment de Liu et Chen (2013) qui présente le type de frontière montré sur la Figure 2.11.

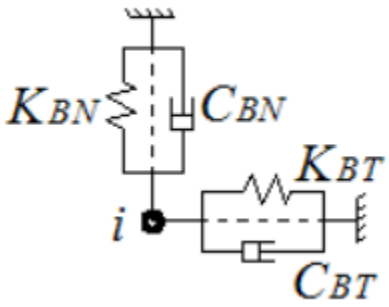


Figure 2.11 Frontière absorbantes avec amortisseur et ressort (Liu, Y. S. & Chen, 2013)

Les rigidités de ces ressorts sont déterminées avec les équation présentées à la suite (Liu, Y. S. & Chen, 2013).

$$K_{BN} = \frac{A}{1+\alpha}\frac{\lambda+2G}{2r_b} \tag{2.5}$$

$$K_{BT} = \frac{A}{1+\alpha}\frac{G}{2r_b} \tag{2.6}$$

Où λ et G représentent respectivement le coefficient de Lamé et le module de cisaillement. α est un coefficient adimensionnel valant 0.8 alors que r_b représente la distance entre le point du maillage et le point d'origine des ondes. Enfin, A représente l'aire tributaire associée au nœud du maillage à la frontière où est placé ce système avec ressorts et amortisseurs.

Ce type de frontière permet de restreindre les déplacements sur les frontières de la fondation. Elles permettent aussi de limiter les risques de balancement du modèle via des mouvements de corps rigides comme le montre Saouma (2011).

Par la suite ce genre d'éléments de frontière a été adapté pour les modèles 3D comme présentés dans les travaux de Liu et Li(2005).

Pour dépasser le problème lié à l'inclinaison des ondes une autre technique a été développé, il s'agit de la Perfectly Matched Layers (PML) qui a été développé par Basu (2008) entre autres. Ce type de conditions limites ajoute une couche frontière au modèle (voir Figure 2.12) et permet l'absorption de toutes les ondes et notamment celles inclinées.

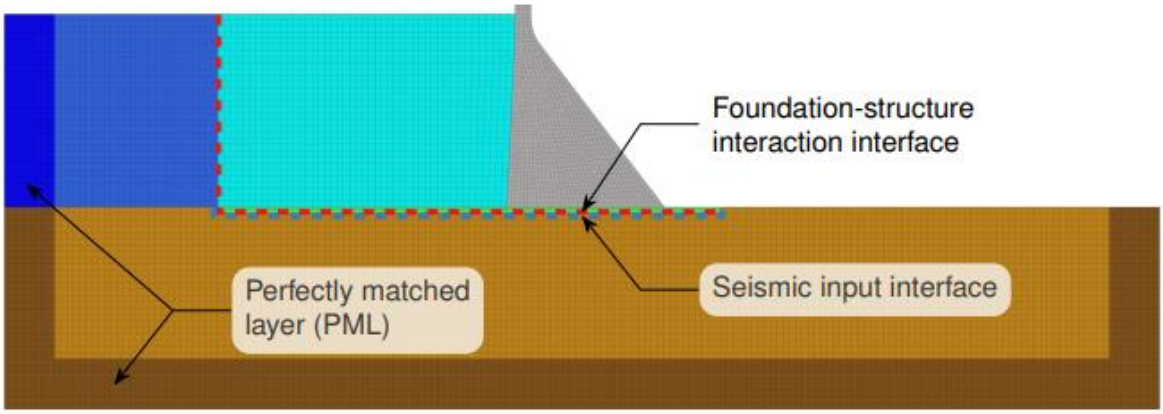


Figure 2.12 Exemple de modèle utilisant des frontières type PML (USBR, 2018)

Un autre avantage mis en avant pour ce type de frontière est qu'il permet de réduire la taille du domaine car l'efficacité de l'absorption est améliorée. Lokke et Chopra (2017) font la comparaison de la taille des modèles suivants sur la Figure 2.13 :

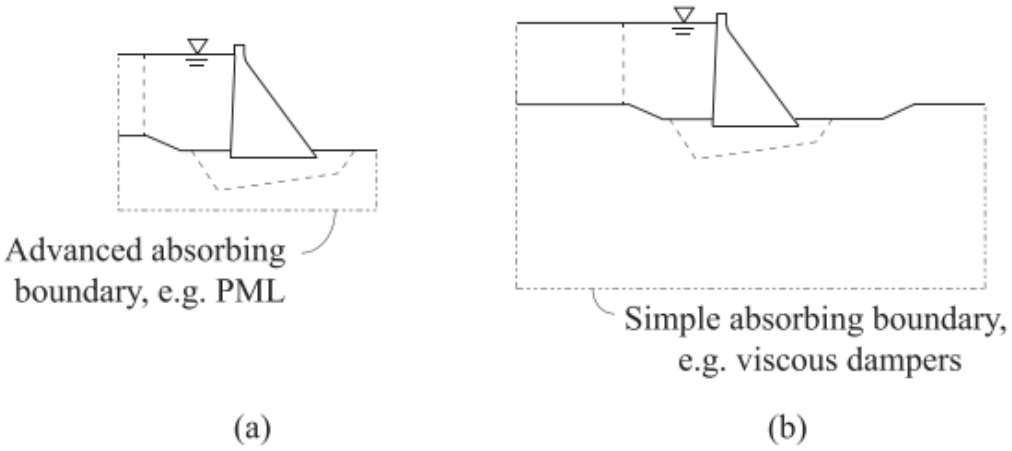


Figure 2.13 Comparaison d'un modèle avec PML et un autre avec amortisseur de type Lysmer-Kuhlemeyer (Løkke & Chopra, 2017)

Ce type de frontière est donc très efficace pour modéliser le caractère semi-infini de la fondation et du réservoir. L'inconvénient des PML est qu'aujourd'hui seul le logiciel LS-DYNA permet leur mise en place. Il s'agit d'un logiciel de modélisation par élément-finis. Ainsi dans la pratique leur mise en place n'est pas possible pour des personnes travaillant avec un autre logiciel.

Dans le Tableau 2-1, présenté ci-dessous, il est compilé une liste non exhaustive des différentes publications réalisant des modélisations de l'interaction sol-structure ainsi que le type de frontière utilisée.

Tableau 2-1 Présentation des différents articles scientifiques utilisant les différents types de conditions aux frontières

Auteurs	*Titre*	*Date de publication*	*Type de frontière utilisé*
Lokke et Chopra	Direct Finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam-water-foundation rock systems	2017	Amortisseurs seuls
Lokke et Chopra	Direct Finite element method for nonlinear analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam-water-foundation rock systems	2018	Amortisseurs seuls
Mejia et Dawson	Earthquake deconvolution for FLAC	2006	Rigide et amortisseur simple
Ghaemian, Noorzad et Mohammadnezhad	Assessment of foundation mass and earthquake input mechanism effect on Dam-Reservoir-Foundation system response	2018	Amortisseurs
Poul et Zerva	Nonlinear dynamic response of concrete gravity dams considering the deconvolution process	2018	Amortisseurs et ressorts
Sotoudeh, Ghaemian et Mohammadnezhad	Seismic analysis of reservoir-gravity dam massed layered foundation system due to vertically propagating earthquake	2019	Amortisseurs
Liu, Du, Du, Wang et Wu	3D viscous-spring artificial boundary in time-domain	2006	Amortisseurs et ressorts 3D
Liu et Chen	Earthquake response analysis of a gravity dam considering the radiation damping of infinite foundation	2013	Amortisseurs et ressort

Tableau 2-1 Présentation des différents articles scientifiques utilisant les différents types de conditions aux frontières (suite)

Basu	*Perfectly matched layers for acoustic and elastic waves*	*2008*	*PML*

Problèmes liés à la manière d'entrer le chargement sismique

Le second problème soulevé par la modélisation dans le domaine du temps repose sur la difficulté de mettre en place le signal sismique dans le modèle. Plusieurs méthodes ont été développées au cours du temps, quelques-unes de celles-ci sont présentées à la suite.

Dans leurs travaux, Léger et Boughoufalah (1989) ont montré que 4 moyens existent pour mettre en place le signal sismique. Ceux-ci sont présentés dans la Figure 2.14.

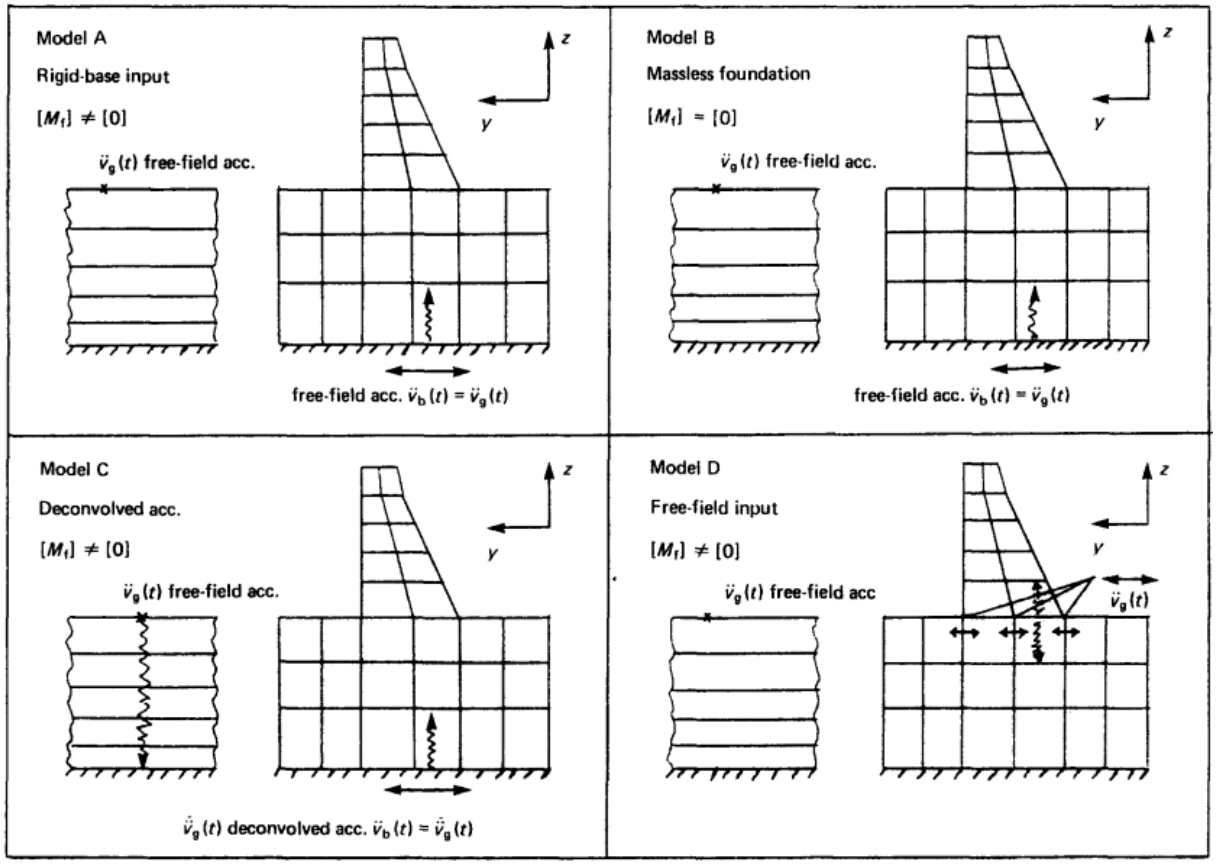


Figure 2.14 Différents modèles de mise en place du signal sismique dans un modèle barrage-fondation (Léger & Boughoufalah, 1989)

Le modèle A consiste à mettre en place directement l'accélération mesurée à la surface (en champ libre) à la base du modèle qui possède de la masse et de la rigidité. Cette stratégie est erronée et peut mener à de larges erreurs en partie à cause de l'interaction cinématique qui a été présentée précédemment. Le signal pourrait subir une forte amplification ou dé-amplification dynamique et soumettre l'ouvrage à des forces qui sont loin de ce qu'il va subir réellement.

Le modèle B consiste à considérer la fondation comme étant sans masse. Ce genre de fondation est appelé « massless » dans la pratique. Cette considération permet de s'affranchir du problème vu dans le modèle A car ici le signal n'est pas modifié par la fondation. Ainsi l'accélérogramme mesuré en champ libre sera bien appliqué à la structure.

Le modèle C consiste à réaliser un processus de déconvolution. Celui-ci consiste à déterminer le signal à mettre en place à la base de la fondation pour que lorsqu'il est appliqué il soit possible de retrouver le signal en champ libre. Cette façon de faire permet de prendre en compte la masse, la rigidité et l'amortissement de la fondation.

Le modèle D consiste à mettre en place, directement à l'interface entre le barrage et la fondation, l'accélérogramme mesuré en champ libre. Cette méthode ne peut pas être mise en place aujourd'hui dans la plupart des logiciels de modélisation éléments-finis qui requièrent que le chargement sismique soit appliqué au niveau des conditions aux frontières ou aux degrés de libertés avec des masses sous la forme d'un chargement équivalent.

Parmi les 4 modèles présentés seuls le B et C sont applicables à l'aide de logiciels courants et sans faire des approximations trop pénalisantes.

Un autre moyen de mettre en place le chargement sismique a été développé par Bielak et al (2003) il s'agit de la Domain Reduction Method (DRM) qui est disponible dans le logiciel LS-Dyna. Cette méthode consiste à retracer tout le cheminement des ondes depuis le focus du séisme jusqu'à la structure. De cette manière il est possible de connaitre le cheminement exact des ondes de la source jusqu'à la zone d'étude.

La taille du domaine pour ce genre de modélisation étant beaucoup trop importante pour qu'il soit possible de la modéliser, Bielak et al (2003) ont décidé de diviser le modèle en 2 parties. Une première simplifiée (modèle élément-finis ou différence-finis) qui décrit le comportement du sol entre la zone de fracture et la zone d'étude (domaine Ω^+ présenté sur la Figure 2.15). Ce modèle permet de déterminer les forces (qui représente les ondes sismiques) qui vont s'appliquer sur le

modèle de la zone d'étude qui est beaucoup plus petite et qui modélise la structure et la fondation proche (domaine Ω_0 sur la Figure 2.15).

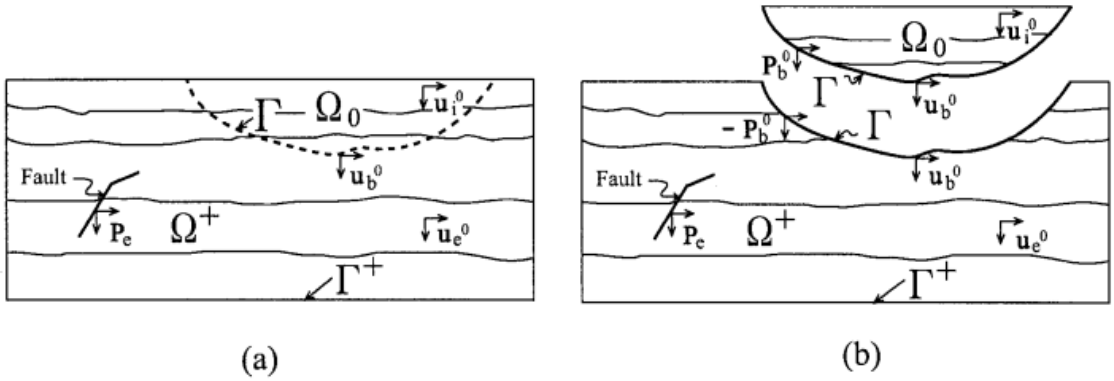


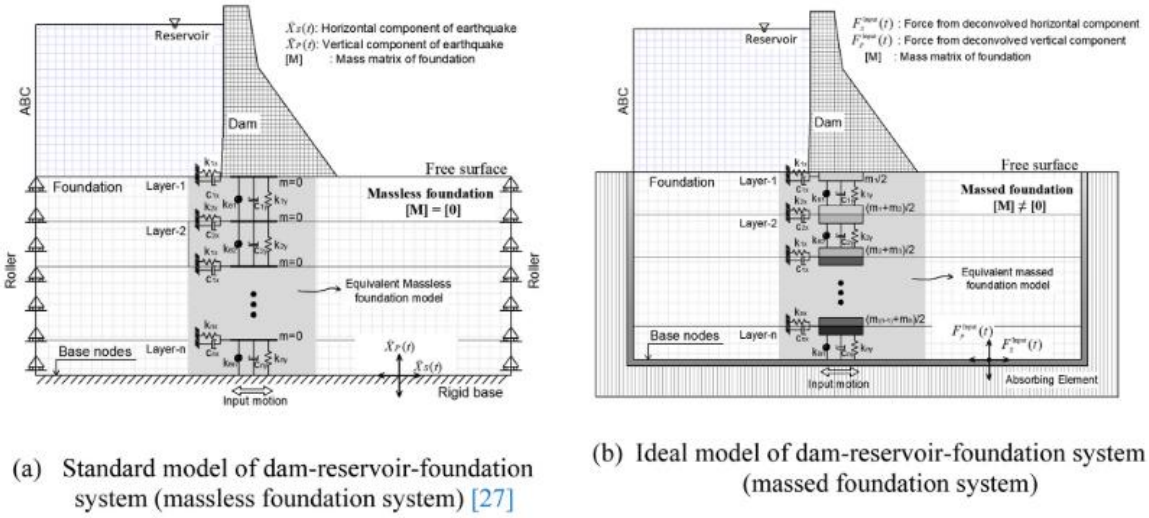
Figure 2.15 Principe de la méthode DRM (Bielak et al., 2003)

Cette façon de faire permet de connaitre exactement les forces qui s'appliquent sur la frontière entre les deux modèles sans faire d'approximations.

2.2.5 Comparaison des modèles avec et sans masse

Dans la partie précédente il a été présenté les 4 modèles de mise en place du chargement sismique présentés par Léger et Boughoufalah (1989). Parmi ceux-ci seul le modèle se basant sur la fondation sans masse et celui avec la fondation massique mais nécessitant un processus de déconvolution ont été retenus. Ici va être présenté les travaux réalisés par Poul et Zerva (2018b) qui comparent les résultats obtenus avec ces deux types de modèle.

Dans leur publication ils mettent en place deux modèles, l'un avec frontière rigide et une fondation sans masse, l'autre avec frontière absorbante avec un amortisseur et un ressort et une fondation massique. La description de ces deux modèles se trouve sur la Figure 2.16.



(a) Standard model of dam-reservoir-foundation system (massless foundation system) [27]

(b) Ideal model of dam-reservoir-foundation system (massed foundation system)

Figure 2.16 Présentation des modèles utilisé dans l'étude de Poul et Zerva (2018b)

Une fois ces deux modèles définis, ils ont été testés sous différents chargements sismiques. Le modèle sans masse est chargé directement par l'accélérogramme mesuré en champ libre. L'autre modèle cependant nécessite un processus de déconvolution pour déterminer le chargement adéquat à mettre en place au niveau du bas de la fondation.

L'un des chargements utilisés : l'enregistrement du séisme de Northridge enregistré à la station de Vasquez Rocks Park en 1994 est présenté sur la Figure 2.17.

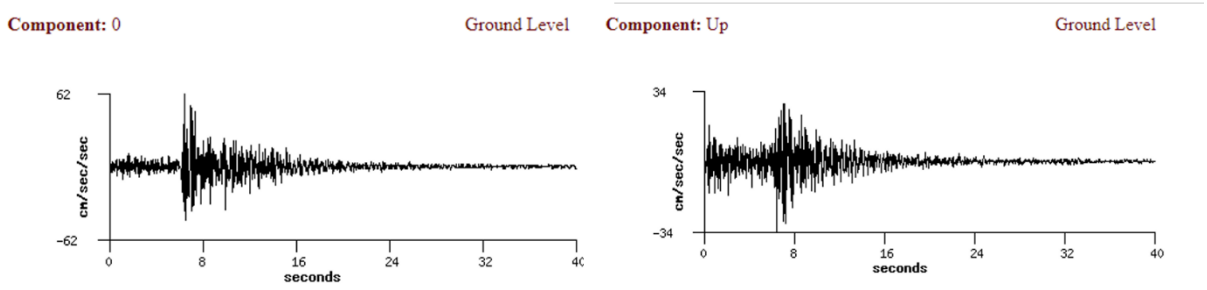


Figure 2.17 Accélérogramme de Northridge utilisés, (a) composante horizontale, (b) composante verticale

Ce chargement est appliqué aux deux modèles. Un des résultats obtenus est présenté sur la Figure 2.18. Le rouge représente les endroits où le critère de rupture en traction est atteint.

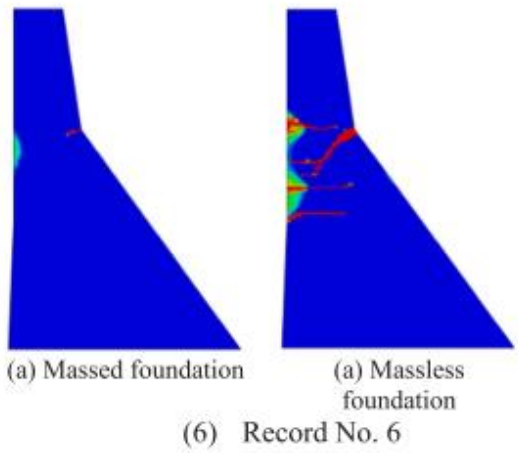


Figure 2.18 Comparaison de modèles de fondation avec et sans masse sur le mode de défaillance (Khazaei Poul & Zerva, 2018b)

Sur la Figure 2.18, il est aisé de se rendre compte que les résultats obtenus par la méthode sans masses sont beaucoup plus conservateurs que ceux obtenus par le modèle massique.

De manière générale, l'ensemble des résultats de cette étude vont dans ce sens-là. D'autres études telles que celles réalisées par Lin et al (2007) ou par Robbe et al (2017) confirment également ces conclusions.

L'utilisation d'un modèle sans masse reste très intéressante car il est beaucoup plus simple à mettre en place. Il est ainsi beaucoup plus populaire dans l'industrie (Løkke & Chopra, 2017). Certaines normes recommandent toujours son utilisation comme par exemple la norme Suisse (Darbre, Schwager, & Panduri, 2018).

De plus Clough (1993) dans son ouvrage « A structural engineer view of soil-structure interaction » montre que ce genre de modèle retire la problématique liée à la taille de la fondation. Dans un modèle massique selon la taille de la fondation, les modes de vibrations peuvent être piloté par la réponse de la fondation et non plus par celle de la structure. Afin de pallier à ce problème différents auteurs ont proposé des tailles de modèle à respecter tel que Liu et Chen (2013) qui proposent de prendre une fondation s'étendant de 1.5 fois la hauteur du barrage sur les côtés et en profondeur (voir Figure 2.19). Le rapport sur l'état de l'art pour l'analyse non-linéaire des barrages en béton du U.S Bureau of Reclamation (USBR, 2013) propose également des tailles de modèle dans le même ordre de grandeur. Il faut cependant noter que la taille du modèle devra être adaptée en fonction des conditions aux frontières utilisées.

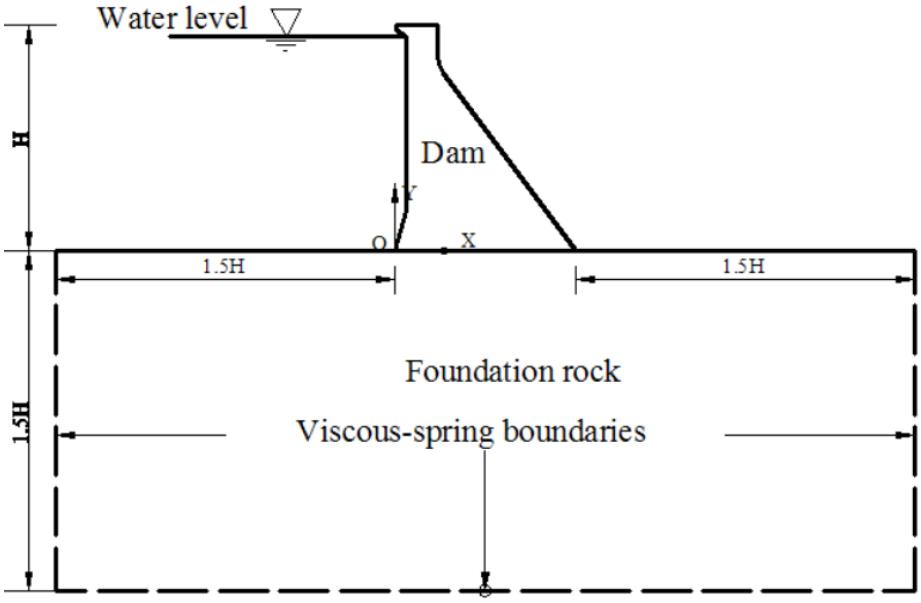


Figure 2.19 Taille de fondation proposée (Liu, Y. S. & Chen, 2013)

2.3 Interaction sol-structure : déconvolution 1D

Comme il a été présenté précédemment, l'une des difficultés de la modélisation de l'interaction sol-structure dans le domaine du temps est la mise en place du signal sismique dans le modèle. Dans cette partie il sera question de la mise en place du chargement dans une approche directe par déconvolution 1D. Les principes mathématiques de la méthode seront abordés dans un premier temps, puis les logiciels permettant de faire ce genre d'opération seront présentés. Ensuite, il sera question de la structure des algorithmes de déconvolution développés jusqu'à maintenant puis des recommandations normatives pour la réalisation de la déconvolution. Enfin un exemple de la littérature sera exposé.

2.3.1 Principe de la déconvolution 1D

Le principe de la déconvolution 1D est décrit par S. Kramer (1996) dans son livre Geotechnical Earthquake Engineering. Celui-ci se base sur l'analyse linéaire de la réponse du sol.

L'analyse proposée se base sur la linéarité des matériaux et le caractère uni-dimensionnel des ondes proches du site d'étude. Les ondes parcourent un long trajet depuis la source du séisme jusqu'à la structure étudiée. Durant leurs trajets, les ondes passent à travers de nombreuses couches différentes. Ces couches, de manière générale, sont de moins en moins rigides à fur et à mesure que la surface se rapproche. Ainsi les ondes vont être de plus en plus réfractées verticalement à chaque changement de couche (Figure 2.20). De telle manière que proche du site d'étude les ondes sont pratiquement uniquement verticales. De cette manière il est possible d'étudier les ondes de manière unidimensionnelles.

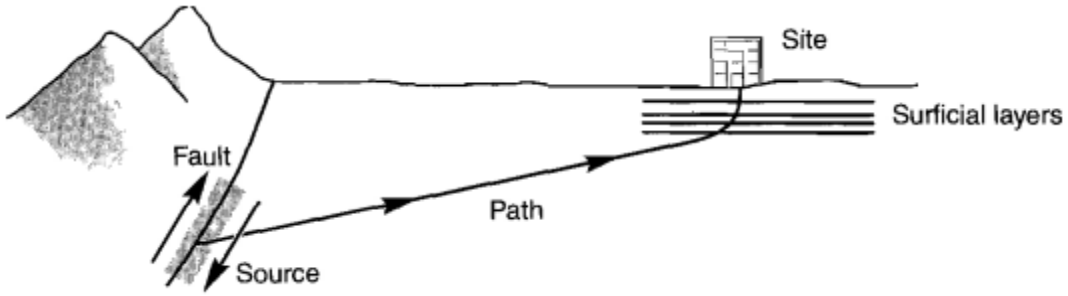


Figure 2.20 Propagation des ondes d'un séisme du focus jusqu'au site d'étude (Kramer, 1996)

Le but de l'analyse de réponse du sol est de déterminer les équations qui permettent de passer du signal mis en place à la base de la fondation à celui obtenu au niveau de la surface libre du sol (voir Figure 2.21).

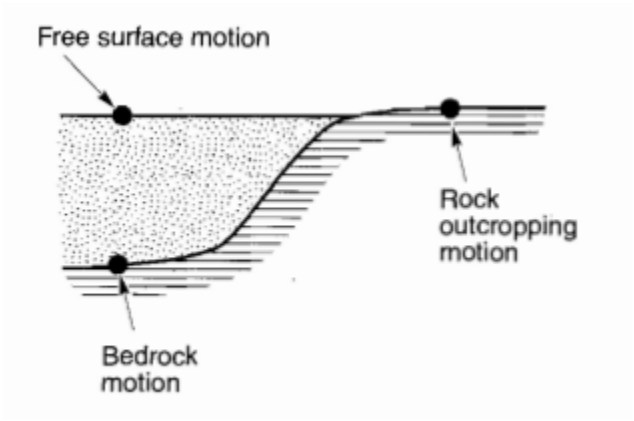


Figure 2.21 Description des différentes zones d'études (Kramer, 1996)

Les équations qui permettent cela sont nommées les fonctions de transfert. Celles-ci sont déterminées pour des couches de sol suivant différentes hypothèses (couches amorties ou non,

couches sous-jacentes rigides ou élastiques). Ces fonctions sont déterminées pour chaque fréquence utilisée.

Ces fonctions de transferts peuvent être déterminées en reprenant le concept de transmissibilité utilisé en dynamique des structures. Celui-ci permet de mettre en relation le signal obtenu à la surface avec celui mis en place à la base d'une structure. L'équation suivante met en relation ces deux éléments lorsque la base suit un mouvement harmonique (Paultre, 2018).

$$FT = \frac{u_{max}^{t}}{u_{g,o}} = \frac{\sqrt{1+(2\xi\beta)^2}}{\sqrt{(1-\beta)^2+(2\xi\beta)^2}} \qquad (2.7)$$

Où u_{max}^{t} représente le signal à la surface de la structure et $u_{g,o}$ le mouvement de la base. ξ est le taux d'amortissement de la structure et β est le rapport entre la fréquence rotationnel du chargement et celle de la structure.

Cette approche est valable également pour des couches de sols qui sont excitées par une couche rocheuse sous-jacente. Le séisme peut être transformé grâce à la transformée de Fourrier en une somme de chargement harmonique, ainsi il est possible de déterminer les fonctions de transferts pour chacune des fréquences.

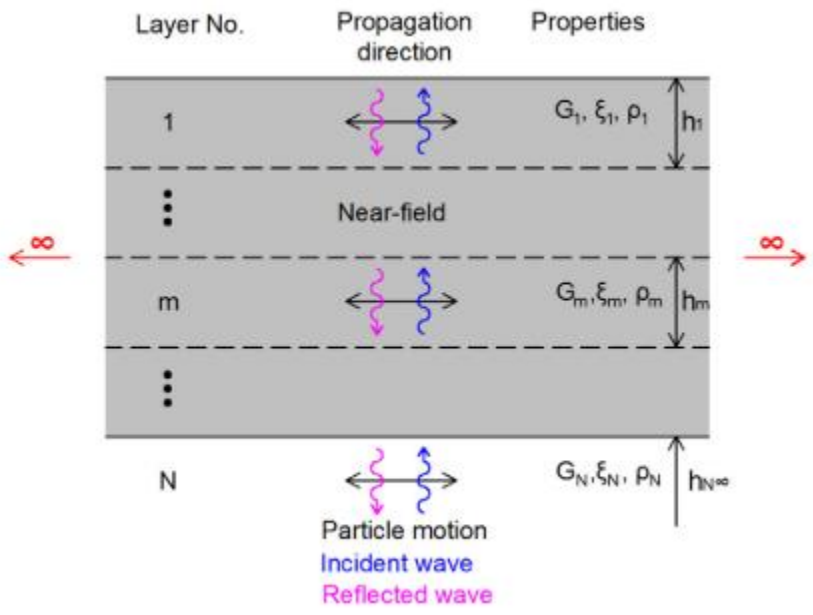


Figure 2.22 Représentation d'un sol multicouches et du parcours des différentes ondes (Khazaei Poul & Zerva, 2018b)

Ces équations sont ensuite généralisables à des sols multicouches en respectant la compatibilité des déplacements (voir Figure 2.22) afin de déterminer l'ensemble des fonctions de transfert permettant de passer de la base à la surface.

Une fois les fonctions de transfert déterminées, la méthodologie utilisée pour déterminer le signal à la surface libre est la suivante :

- Transformation du signal d'entrée en série de Fourier à l'aide de la transformée de Fourier rapide (FFT)
- Multiplication du contenu fréquentielle d'entrée avec les fonctions de transfert
- Transformation du signal obtenu dans le domaine du temps avec l'utilisation de la transformée de Fourier inverse (FFT^{-1})

La déconvolution se base sur le même principe que l'analyse linéaire de la réponse du sol. Cette-dernière permet d'obtenir le signal se trouvant à la surface libre lorsqu'un signal entrant est appliqué à la base de la fondation. La déconvolution cherche à réaliser l'inverse, c'est-à-dire qu'à partir d'un signal à la surface libre, le signal à la base de la fondation doit être déterminé. Les équations développées par Kramer (1996) étant dans le domaine linéaire, il est aisé de relier n'importe quel point dans la couche de sol avec un autre. Il suffit donc de déterminer les fonctions de transfert permettant de passer de la surface libre à la base pour réaliser une déconvolution.

2.3.2 Logiciels de déconvolution

Dans la pratique, formuler les fonctions de transferts lorsque de nombreuses couches doivent être prises en compte n'est pas pratique. Ainsi des logiciels ont été développé afin de simplifier le procédé. Ces logiciels sont par exemple Shake (Ordonez, 2000), DeepSoil (Hashash, 2018) ou Seismo-soil (Asimaki & Shi, 2017).

Shake a été développé dans les années 70 en Fortran à l'université américaine de Berkeley. Il a par la suite été modifié et est actuellement édité par GeoMotions. De son côté DeepSoil est développé à l'université américaine de l'Illinois par le professeur Y. M. A. Hashash entre autres depuis 1998. Enfin Seismo-soil est un logiciel développé à l'Institut de Technologie de Californie par GeoQuake Research Group depuis 2014.

Ces logiciels reposent sur la théorie présentée par Kramer (1996) dans son ouvrage « Geotechnical Earthquake Engineering ». Ils reposent donc sur l'hypothèse de la propagation unidirectionnelle des ondes. Ainsi les couches de sols sont considérées infinies dans le plan horizontal.

Afin de faire fonctionner ces logiciels il faut à chaque fois définir la vitesse de propagation des ondes, le module associé au type d'onde étudié, le taux d'amortissement et la densité pour chacune des couches de sol. Ces paramètres sont indépendants de la fréquence (Ordonez, 2011).

Ces logiciels permettent ainsi de faire des analyses linéaires et de déterminer le signal obtenu à toutes les couches lorsqu'un signal d'entrée est spécifié à la base. Ils permettent également de réaliser des déconvolutions du signal afin d'obtenir le signal à mettre en place à la base pour obtenir le signal souhaité à la surface. Des analyses linéaires équivalentes peuvent également être menées pour approximer le comportement non-linéaire de la fondation.

Ces logiciels permettent de réaliser seulement des analyses 1D. Ils sont cependant souvent utilisés pour réaliser la déconvolution de signaux utilisés dans des modèles 2D et 3D qui combinent des composantes à la fois des ondes P et des ondes S (dans les deux directions horizontales pour les modèles 3D). Pour arriver à cela la déconvolution est réalisée pour chacune des directions indépendamment et ensuite les signaux déconvolués sont recombinés afin de reproduire le comportement multiaxial. Cette façon de procéder est présentée dans l'article de Lokke et Chopra (2018).

2.3.3 Algorithme de déconvolution

Les équations analytiques, développées par Kramer (1996), deviennent difficiles à utiliser une fois que les modèles se compliquent. Il devient alors intéressant d'utiliser des méthodes numériques. Ainsi des algorithmes ont été développés pour réaliser le processus de déconvolution rapidement.

Ces algorithmes nécessitent l'utilisation d'un modèle éléments finis et fonctionnent en comparant le signal obtenu à la surface lorsqu'un signal est mis en place à la base (voir Figure 2.23).

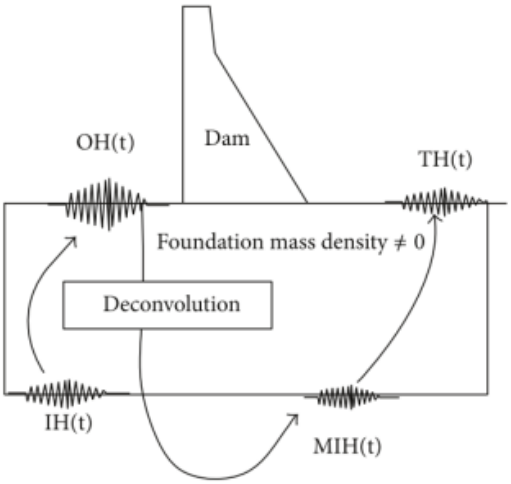


Figure 2.23 Principe des algorithmes de déconvolution (Sooch & Bagchi, 2014)

Les signaux mis en place et obtenus à la surface (IH(t) et OH(t) sur la Figure 2.23) sont transformés dans le domaine des fréquences à l'aide d'une FFT. Un facteur de correction est ensuite calculé en faisant un rapport entre les deux signaux (comme $CF = \frac{OH_{max}(\omega)}{IH_{max}(\omega)}$). Ce facteur de correction vient approximer les fonctions de transferts qui ont été introduites dans la section 2.3.1. Ces algorithmes ont évolué au cours du temps, à la suite sont présentés les principaux algorithmes qui ont été développés.

- Reimer 1973

Reimer est l'un premiers à développer un algorithme de déconvolution (1973). Son algorithme permet de réaliser une déconvolution en passant dans le domaine des fréquences.

La procédure de cet algorithme est assez simple et les grandes étapes de celui-ci sont décrites à la suite. Dans les explications qui suivent les abréviations utilisées ont les significations suivantes : TH - accélérogramme cible (Target History) ; IH-accélérogramme d'entrée (Input History) ; OH – accélérogramme de sortie (Output History) ; MIH – accélérogramme d'entrée modifié (Modified Input history) ; MOH – accélérogramme de sortie modifié (Modified Output History) (Figure 2.23). Le « History » signifie que l'accélérogramme est dans le domaine du temps. Les mêmes abréviations mais avec un F à la place du H sont utilisées aussi mais signifient que le signal est dans le domaine des fréquences.

Étapes de l'algorithme :

- IH est appliqué à la base du modèle ce qui permet d'obtenir OH à la surface
- Transformation de IH et OH dans le domaine des fréquences par FFT ce qui donne FI et FO
- Calcul du facteur de corrélation $CF_i = \frac{FT_i}{FO_i}$ où l'indice i signifie la fréquence pour laquelle le facteur de corrélation est calculé. Ici le ratio concerne uniquement l'amplitude de Fourier des deux signaux.
- Détermination de MFI par : $FT_i * CF_i = MFI_i$. Le signal est par la suite transformé dans le domaine du temps pour obtenir MIH
- Application de MIH à la base du modèle et observation de MOH. Si MOH correspond à TH la déconvolution est terminée sinon il faut itérer en prenant comme IH le MIH obtenu à l'itération précédente.

Le processus présenté est résumé sur la Figure 2.24.

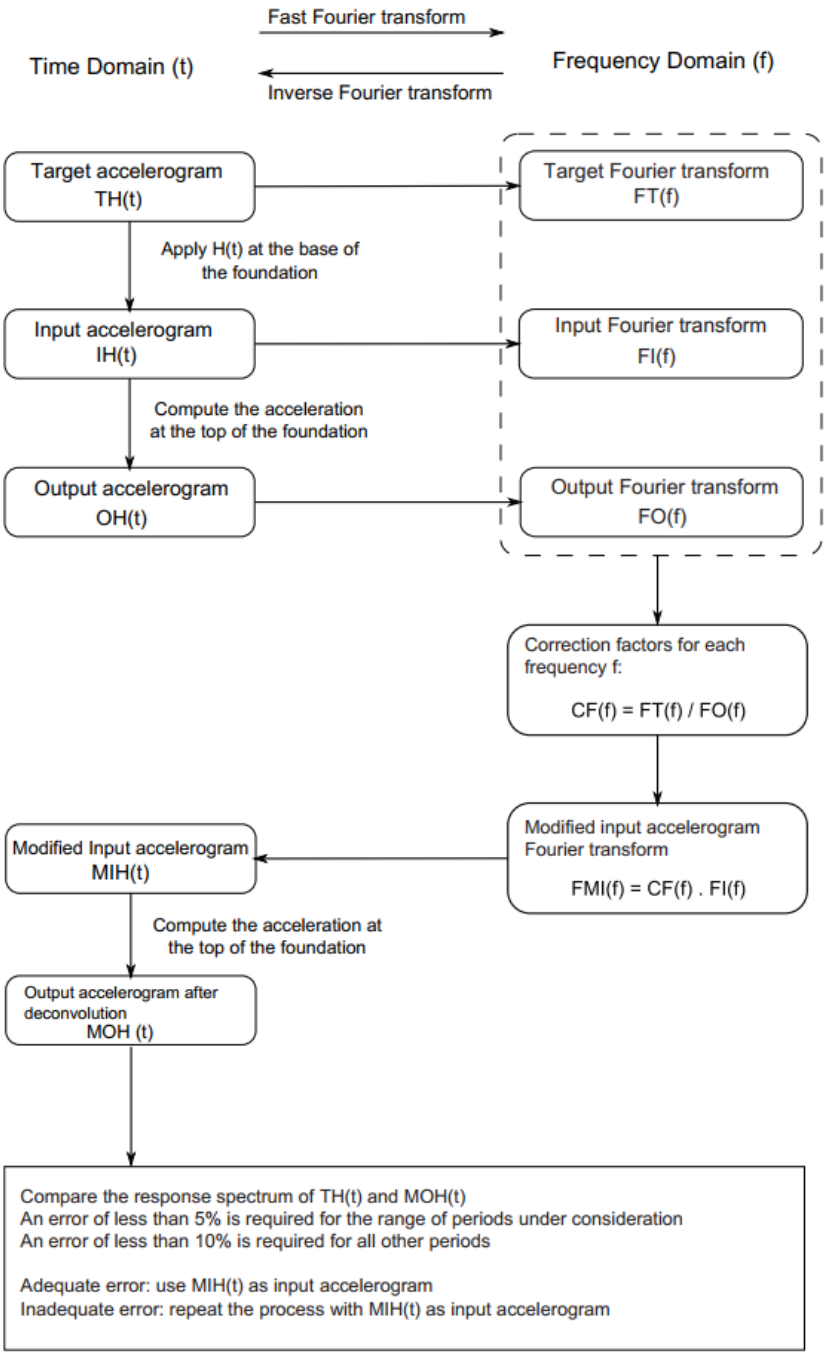


Figure 2.24 Récapitulatif du processus de déconvolution de Reimer (Rocio L, Carl, Capucine, & Paultre, 2019)

Comme le facteur de correction ne prend en compte que l'amplitude des spectres de Fourier pour approximer les fonctions de transferts des erreurs sont induise car les maximums pour tous les spectres entre la surface et la base ne seront pas forcements coïncidents. Cela explique qu'il faille itérer ce processus pour atténuer l'erreur.

Cet algorithme possède donc des défauts comme le fait qu'il soit itératif mais également qu'il pose des problèmes lorsque les accélérogrammes ont trop de hautes fréquences (Sooch & Bagchi, 2012). Ce type d'algorithmes est donc difficile d'utilisation.

- Sooch

Cet algorithme a par la suite été amélioré grâce au travail de Sooch et Bagchi (2014) qui se base sur le calcul de spectre de réponse pour déterminer le facteur de corrélation. Le facteur de corrélation n'est plus basé sur le spectre de Fourier comme précédemment mais sur le spectre de réponse pour toutes les fréquences étudiées (Sooch & Bagchi, 2014). Le spectre de réponse cible est divisé par le spectre de réponse de sortie pour déterminer le facteur de corrélation. La procédure utilisée est décrite sur la Figure 2.25.

Cet algorithme permet d'assurer une convergence bien meilleure que l'utilisation du spectre de Fourier uniquement mais n'est pas sans défaut. Il est très demandant en puissance de calcul et requiert toujours des itérations.

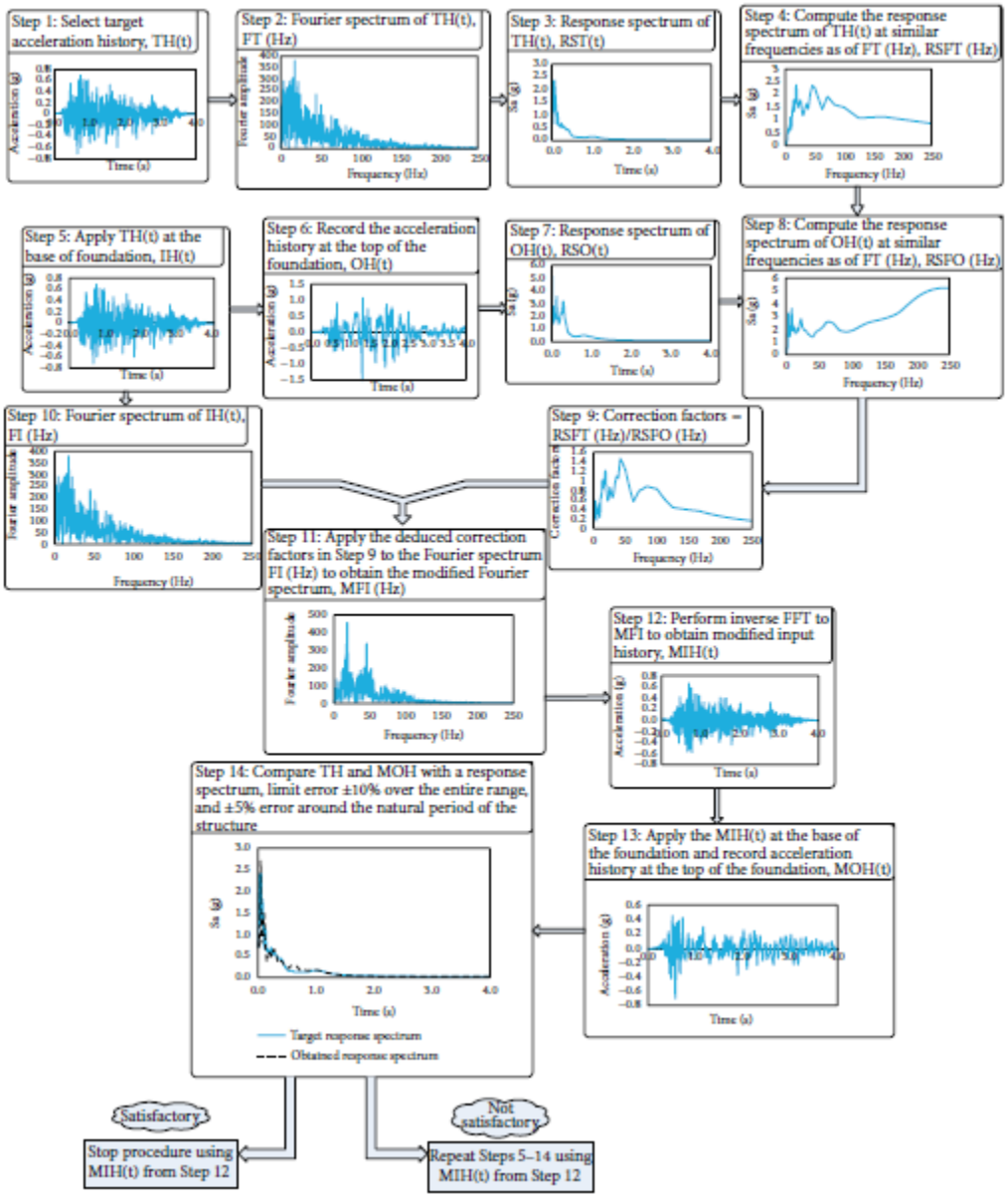


Figure 2.25 Organigramme de déconvolution proposé par Sooch (Sooch & Bagchi, 2014)

- Algorithme amélioré

Les problèmes vus pour les algorithmes présentés sont améliorés par Asselin-Martin (2016). Il propose un algorithme de déconvolution reprenant le même principe que Reimer mais il modifie le calcul de la fonction de transfert. Pour cela il ne se contente plus de diviser uniquement les amplitudes mais prend en compte à la fois le rapport des modules de FT et FO ainsi que la différence entre les angles de phase de FT et FO.

Pour cela, deux paramètres sont déterminés pour définir la fonction de transfert pour une fréquence particulière :

$$CF_1 = \frac{|FT|}{|FO|} \quad (2.8)$$

$$CF_2 = \theta_{FT} - \theta_{FO} \quad (2.9)$$

De cette manière le nouvel accélérogramme d'entrée est déterminé en réalisant la transformation de Fourrier inverse du signal déterminé de la façon suivante (partie réelle en cosinus et imaginaire (i) en sinus) :

$$MFI(Hz) = CF_1\,|FI(Hz)|\left\{\cos\left(\theta_{FI(Hz)} + CF_2\right) + j\sin\left(\theta_{FI(Hz)} + CF_2\right)\right\} \quad (2.10)$$

Grâce à cette méthode la déconvolution est directe et n'est plus itérative. De plus elle est très stable d'après les résultats présentés par Martin-Asselin (2016).

D'autres auteurs se sont intéressés à ces algorithmes de déconvolution notamment Poul et Zerva qui dans leur publication proposent un processus de déconvolution dans le domaine du temps (2018a).

2.3.4 Approche normative de l'analyse direct des interactions sol-structure

L'USBR dans son dernier rapport sur l'état de la pratique pour l'analyse non linéaire des barrages en béton, datant de 2013, propose des recommandations pour la modélisation de l'interaction sol-structure (USBR, 2013). Parmi celles-ci il se trouve la mise en place du chargement sismique dans une approche directe (domaine du temps). Le rapport recommande ainsi de mettre en place le chargement déconvolué au niveau du fond de la fondation uniquement. L'USBR conseille de ne mettre aucun chargement sur la frontière verticale de la fondation comme il est présenté sur la Figure 2.26.

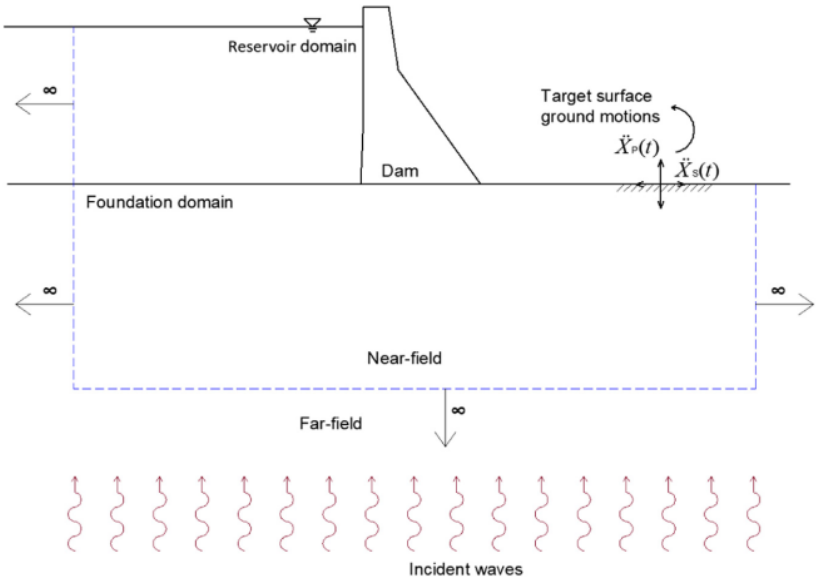


Figure 2.26 Représentation du chargement à mettre en place selon l'USBR (Khazaei Poul & Zerva, 2018b)

Ces indications datant de 2013 ont été étudié depuis, notamment par Lokke et Chopra (2017). Sur la Figure 2.27, ceux-ci montrent que l'application uniquement sur la partie basse de la fondation induit des erreurs si elle est comparée aux résultats obtenus par la méthode en sous-structure. Ainsi les différences entre les deux modèles montrent l'incapacité du modèle direct suivant les recommandations de l'USBR à reproduire les conditions d'une analyse en champ libre.

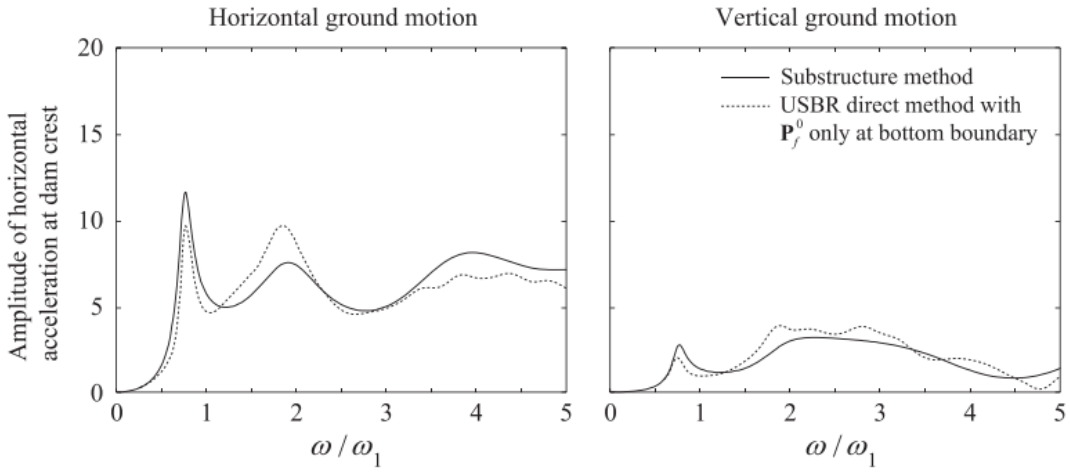


Figure 2.27 Comparaison d'une analyse directe suivant les recommandations de l'USBR et une analyse en sous-structure (Løkke & Chopra, 2017)

2.3.5 Exemples d'applications

Mejia et Dawson ont présenté (2006) un article sur un exemple de déconvolution qu'ils ont réalisé. A partir d'une déconvolution effectuée sur SHAKE ils viennent vérifier les résultats obtenus en réalisant une convolution sur le logiciel FLAC d'une colonne de sol équivalente.

Ils réalisent deux analyses, l'une avec une base de fondation rigide, l'autre avec une base discrète absorbante. Sur la Figure 2.28 est présenté le processus mis en place pour le modèle à frontière discrète.

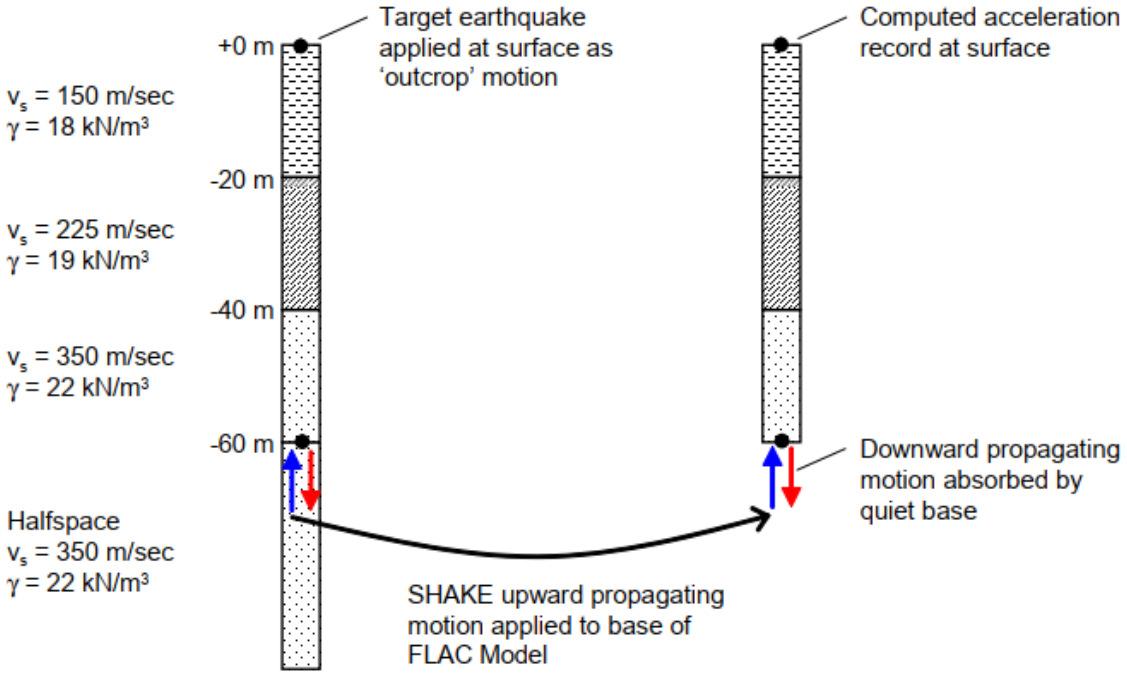


Figure 2.28 Principe de la déconvolution effectuée sur une base discrète (Mejia & Dawson, 2006)

Après la déconvolution réalisée sur SHAKE l'accélérogramme déconvolué est appliqué sur la colonne de sol dans FLAC sous la forme d'un historique des contraintes. L'accélérogramme obtenu à la surface du modèle est ensuite enregistré et comparé avec l'accélérogramme cible utilisé pour la déconvolution. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 2.29 et la Figure 2.30.

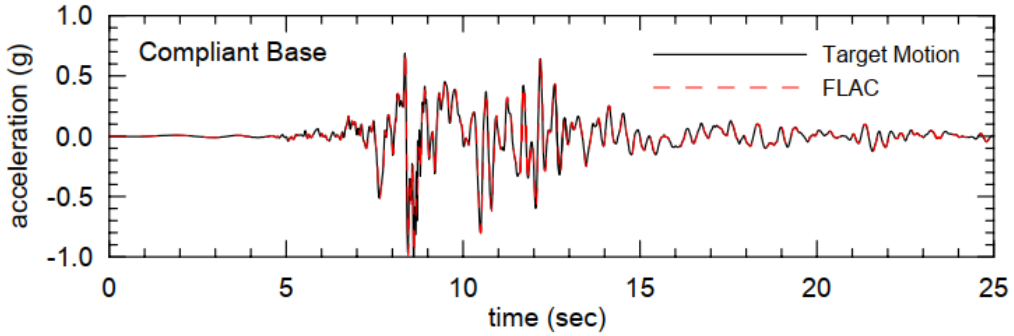


Figure 2.29 Comparaison de l'accélérogramme cible et de l'accélérogramme obtenu après convolution pour base discrète (Mejia & Dawson, 2006)

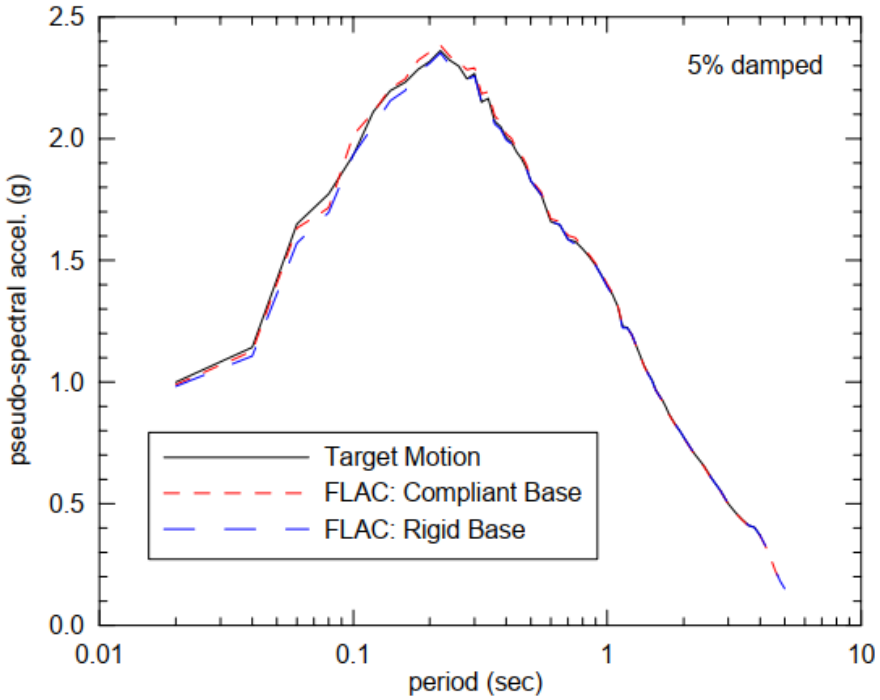


Figure 2.30 Comparaison des spectres de réponse (cible, base rigide et base discrète) (Mejia & Dawson, 2006)

Les résultats montrent que la déconvolution a fonctionné pour les deux analyses réalisées. Que les accélérogrammes ou les spectres soient comparés, la différence entre le signal cible et celui obtenu après convolution se confondent.

2.4 Interaction sol-structure : déconvolution 3D

Jusqu'ici, les travaux présentés proposent de régler le problème de la mise en place du chargement sismique dans les modèles à approche directe (domaine du temps) par la création d'un champ d'onde unidirectionnel se propageant du bas de la fondation jusqu'à la surface. Cette approche permet la simplification des modèles au prix d'une idéalisation de la réalité.

2.4.1 Remise en cause du caractère unidirectionnel des ondes sismiques

Depuis très longtemps le caractère unidimensionnel du champ d'onde sismique dans les modèles à approche directe est remis en question. En 1978 Wong et Luco publiaient un article précisant que « les études des interactions sol-structure ne devraient pas se limiter aux excitations sismiques ayant une incidence verticale » (Wong & Luco, 1978).

Malgré ces recommandations, des guides officiels tels que celui publié par le Programme National de Réduction des Risques Sismique (NERHP, 2012) incitent à l'utilisation de ce genre de simplification. Cette idéalisation permet de passer outre les problèmes liés à l'absorption des ondes inclinées aux frontières notamment (Abell et al., 2018).

Ces simplifications sont permises car elles sont conservatives, ce sont en tout cas les conclusions proposées par Housner (1956) même lorsque la fondation repose sur un dépôt alluvionnaire. Ces conclusions seront néanmoins remises en cause par les travaux de Trifunac et al (2001). Dans leur rapport ils étudient le comportement d'un bâtiment de 14 étages ayant subi 9 séismes dont les enregistrements sont disponibles. De plus, dans leurs conclusions ils indiquent que l'inhomogénéité de la fondation peut entrainer une amplification du balancement et de la réponse en torsion de la structure. Ces travaux montrent l'intérêt d'étudier le comportement 3D des ondes sismiques.

2.4.2 Comparaison des sollicitations 3x1D et 3D

Il va être présenté ici les travaux réalisés par Abelle et al (2018) sur l'étude des interaction sol-structure d'une centrale nucléaire. Le but de leur publication est d'étudier les effets du champ d'ondes 3D sur la structure en le comparant avec les résultats obtenus avec une approche traditionnelle en idéalisant le champ d'onde comme étant unidimensionnel.

Ils utilisent pour cela la méthode de réduction du domaine (DRM). Ils simulent un séisme dans un large modèle (10x5x5 km) en différence finis en créant une faille à une certaine profondeur (voir Figure 2.31).

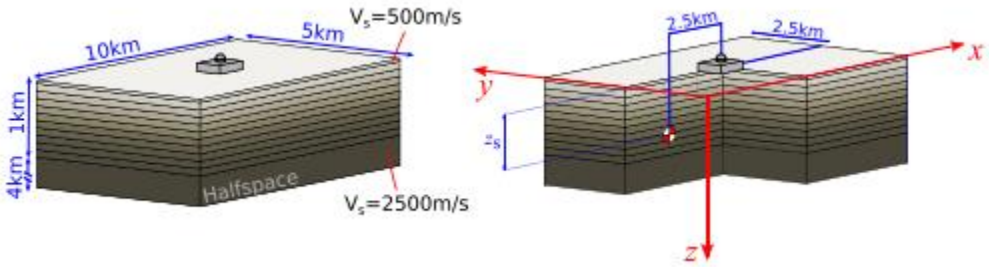


Figure 2.31 Modèle DF utilisé (Abell et al., 2018)

Ce premier modèle leur permet de récupérer les efforts sismiques qui viennent s'appliquer sur leur second modèle d'éléments finis beaucoup plus raffiné (voir Figure 2.32). Les efforts obtenus du modèle DRM prennent ainsi en compte l'inclinaison des ondes sismiques qui ont parcouru une grande distance entre le focus du séisme et les frontières du modèle. Ils prennent également en compte le couplage entre les différentes directions des ondes.

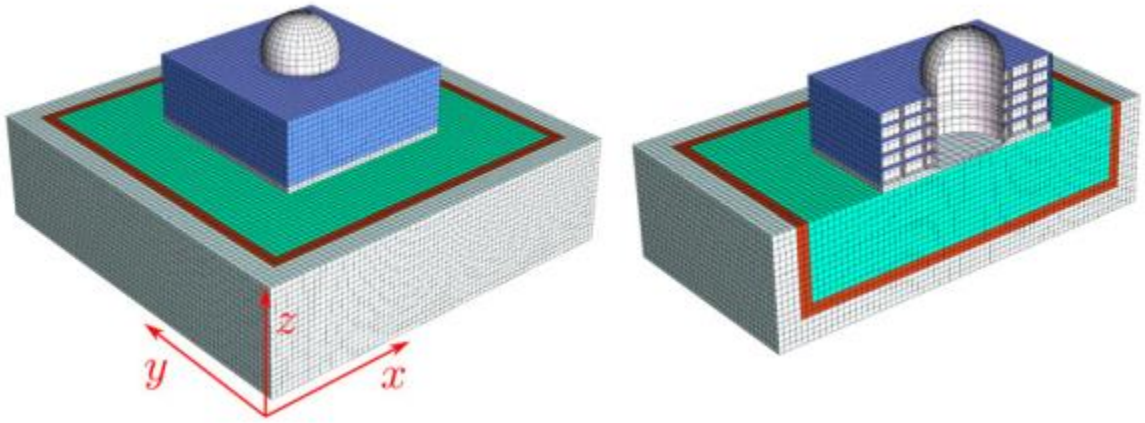


Figure 2.32 Présentation du modèle d'interaction sol-structure utilisé pour l'étude d'une centrale nucléaire (Abell et al., 2018)

Afin de comparer ces résultats à la méthode classique, deux autres jeux de chargement sont créés. Pour cela les accélérogrammes à la surface dans les trois directions sont récupérés. Ensuite un processus de déconvolution 1D est réalisé sur le logiciel SHAKE, le premier jeu ne prenant en compte que le mouvement horizontal dans une direction (chargement 1D) et le second prenant en

compte les 3 directions (chargement 3x1D). Ces deux jeux de chargement sont ensuite appliqués aux frontières du modèle. Pour résumer, trois analyses sont menées chacune avec un chargement différent. La première est réalisée directement avec le chargement obtenu du modèle DRM (3D), la seconde est faite avec le chargement 3x1D obtenu après déconvolution, enfin la dernière est réalisée avec le chargement 1D également issu de la déconvolution.

A partir de ces chargements le comportement de la structure est étudié en différents points comme il est possible de le voir sur la Figure 2.33 et la Figure 2.34. Elles montrent les différences en déplacement obtenues entre les 3 modèles (3D, 3x1D et 1D) mesuré au sommet de la fondation.

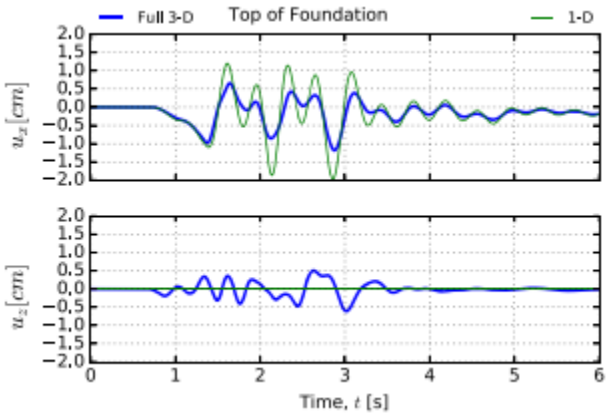


Figure 2.33 Réponse obtenue en haut de la fondation pour le chargement 1D et celui 3D dans une direction horizontale et dans la direction verticale (Abell et al., 2018)

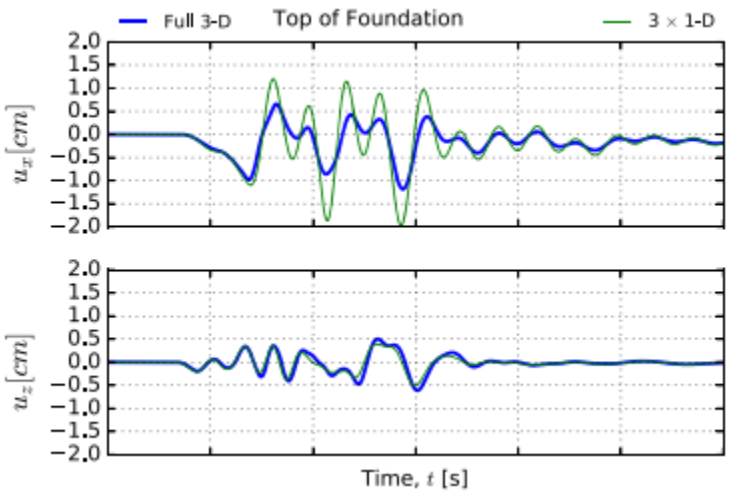


Figure 2.34 Réponse obtenue en haut de la fondation pour le chargement 3*1D et celui 3D dans une direction horizontale et dans la direction verticale (Abell et al., 2018)

La conclusion de cet article est qu'il y a bien des différences notables entre le chargement 3D et celui 3x1D par exemple. Dans ce cas-ci les différences sont conservatrices car la méthode simplifiée obtient des amplitudes de déplacements plus importantes. Ces différences proviennent donc de l'inclinaison des ondes sismiques mais également du couplage des différents mouvements (horizontaux et verticaux) entre eux. La réalisation d'une déconvolution 3x1D ne permet pas de prendre en compte ce couplage.

D'autres travaux pas encore publiés montre un intérêt pour le couplage des directions dans le processus de déconvolution. Notamment cette capture d'écran (Figure 2.35) tirée d'une présentation réalisé par Saouma(Saouma, V) qui indique la présence d'un couplage entre les différentes directions dans la matrice des fonctions de transfert.

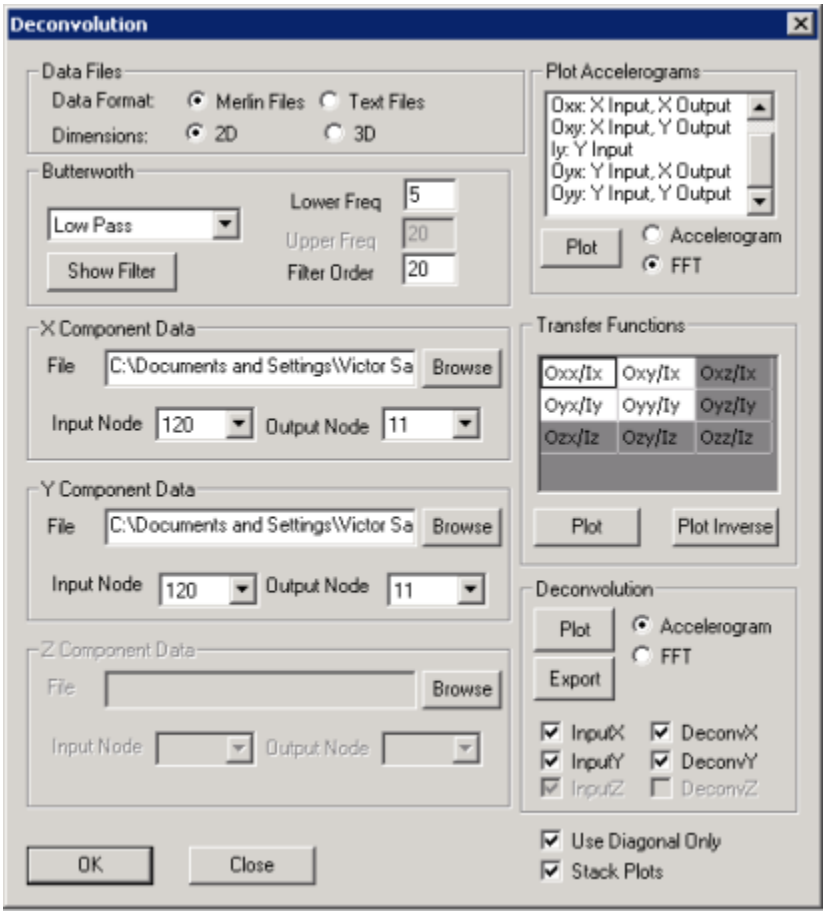


Figure 2.35 Présentation du logiciel de déconvolution utilisé (Saouma, V)

2.5 Conclusion

Dans cette section il a été brièvement présenté les différentes manières qui existe aujourd'hui de modéliser les interactions entre sol et structure pour les barrage-poids. L'utilisation de l'approche directe dans le domaine du temps semble cruciale pour pouvoir prendre en compte les nombreux phénomènes de non-linéarité qui entre en jeu lorsqu'un barrage subit un tremblement de terre. Néanmoins, les difficultés liées à ce type de modélisation ne sont pas encore totalement maîtrisées et nécessitent encore de la recherche. Après revue des différentes publications réalisées dans le domaine il semble nécessaire de continuer les investigations dans la manière de mettre en place le chargement sismique dans les modèles directs.

CHAPITRE 3 DÉCONVOLUTION 3X1D VS 1X3D : THÉORIE ET MISE EN ŒUVRE

3.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la prise en compte du couplage des directions x-y-z du signal sismique. Le programme Deconv3D (Leclerc et Léger 2015) permet de prendre en compte ce couplage est présenté.

La théorie attachée à ce programme est décrite dans un premier temps, ensuite le fonctionnement du logiciel est détaillé. Enfin le reste du chapitre est consacré au test de vérification des performances du logiciel dans différents cas typiques. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux produit par le logiciel DeepSoil V7 qui permet de faire une déconvolution 1D classique.

Trois types de fondation sont testées. La première représente la fondation sous la forme d'un modèle brochette 1D ("stick model") afin de capturer uniquement les effets 1D de la déconvolution. La seconde fondation est modélisée en 2D avec des éléments à 4 nœuds en déformation planaire et permet de prendre en compte le couplage des directions X-Y. Enfin, l'ultime modèle est 3D avec des éléments cubiques à 8 nœuds.

Le but de ce chapitre est de vérifier les performances de Deconv3D, la fondation modélisée ne comportera aucune irrégularité. De cette manière l'approximation faite par le découplage des directions du signal sismique ne sera pas pénalisante. Il est alors possible de comparer les résultats entre ceux obtenus avec Deconv3D et ceux obtenus avec DeepSoilV7.

3.2 Déconvolution 3D couplage des directions : théorie

Les algorithmes de déconvolution présentés dans le chapitre 2 (Reimer (1973), Sooch, and Bagchi (2014) et Asselin-Martin (2016)) permettent de réaliser la déconvolution dans une seule direction. Jusqu'ici, la méthode utilisée dans la littérature pour prendre en compte les différentes directions du signal sismique est de faire 3 déconvolutions indépendantes 1D, (3 x 1D), pour chacune des directions et ensuite les appliquer simultanément sur le modèle pour approximer un signal 3D. Cette procédure est décrite par Lokke et Chopra (2018). Cette manière de faire ne permet pas de prendre en compte le couplage 3D qui peut exister entre les différentes directions du signal

sismique. Le mouvement horizontal à la base peut impacter le mouvement horizontal à la surface mais également les autres mouvements.

Pour prendre en compte ce couplage 3D, une manière de faire est d'utiliser une méthode numérique qui utilise directement le modèle élément-finis de la fondation.

Il faut donc dans un premier temps développer un modèle éléments finis sur lequel sera mis en place le chargement sismique. Une seule des composantes du signal cible (celui qui doit être déconvolué) est appliqué à la fois la base de la fondation. À la surface, au niveau d'un point de contrôle, le signal généré est enregistré dans toutes les directions considérées. Cette opération est répétée pour toutes les directions de l'analyse. Cette procédure est décrite à la Figure 3.1 pour un modèle 2D. Cela peut être généralisé pour le cas tridimensionnel.

Ainsi, pour une sollicitation sismique appliquée dans une direction à la base (x, y ou z), 3 accélérations sont récupérées à la surface (dans le cas 3D). Chacune des composantes doit être appliquée indépendamment à la base afin de connaitre sa contribution sur les 3 directions à la surface.

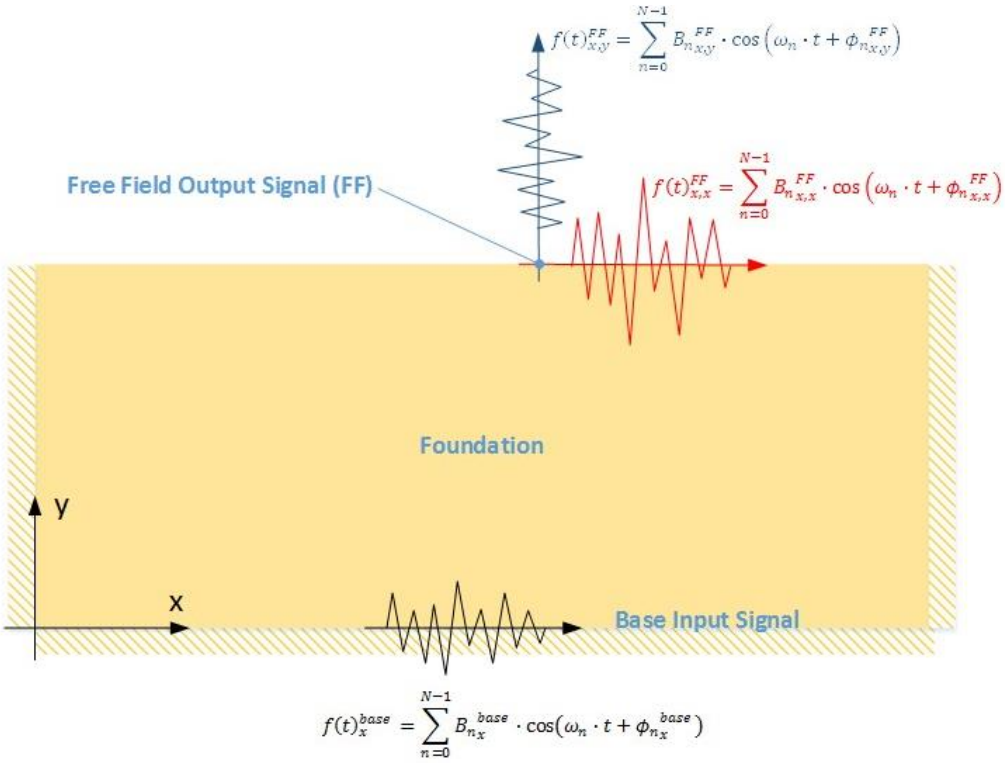


Figure 3.1 Principe de fonctionnement de l'algorithme prenant en compte le couplage des directions (Leclerc & Léger, 2015)

Ensuite, les signaux (celui mis en place à la base (ex. x) et ceux obtenus dans toutes les directions à la surface (ex. x et y)) sont décomposés dans le domaine des fréquences grâce à la transformation de Fourier rapide (FFT). Les accélérations sont décomposées sous la forme de nombres complexes X_n :

$$X_n = a_n + i.b_n \; ; n = 0, 1, \dots N-1 \; ; N = 2^k, avec\ k\ un\ entier \qquad (3.1)$$

Chaque nombre complexe X_n est associé à une fréquence. Ces nombres complexes sont ensuite exprimés sous la forme d'une amplitude, B_n, et d'un angle de phase, ϕ_n :

$$B_n = |X_n| = \sqrt{a_n^2 + {b_n}^2} \qquad (3.2)$$

$$\Phi_n = Arg(X_n) = \tan^{-1}\left(\frac{b_n}{a_n}\right); \; -\pi < \Phi_n < \pi \qquad (3.3)$$

Une fois que chaque signal a été transformé en nombre complexe il est possible de les enregistrer de la manière décrite sur la Figure 3.2.

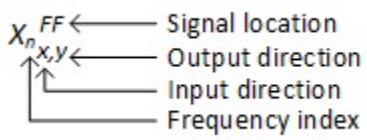


Figure 3.2 Signification des indices et exposants

Il est alors possible de créer la matrice H qui contient toutes les fonctions de transferts. Cette matrice permet de déterminer les signaux à la surface.

$$\{X_n^{FF}\}_{m*1} = [H_n]_{m*m}\{X_n^{Base}\}_{m*1} \qquad (3.4)$$

La matrice Hn est construite comme ci-dessous :

$$[H_n] = \begin{bmatrix} \frac{X_{n,xx}^{FF}}{X_{n,x}^{base}} & \frac{X_{n,yx}^{FF}}{X_{n,y}^{base}} & \frac{X_{n,zx}^{FF}}{X_{n,z}^{base}} \\ \frac{X_{n,xy}^{FF}}{X_{n,x}^{base}} & \frac{X_{n,yy}^{FF}}{X_{n,y}^{base}} & \frac{X_{n,zy}^{FF}}{X_{n,z}^{base}} \\ \frac{X_{n,xz}^{FF}}{X_{n,x}^{base}} & \frac{X_{n,yz}^{FF}}{X_{n,y}^{base}} & \frac{X_{n,zz}^{FF}}{X_{n,z}^{base}} \end{bmatrix} \qquad (3.5)$$

Cette matrice permet de prendre en compte le couplage des directions car la contribution de chacun des mouvements à la base est analysée dans les 3 directions en champ libre.

Une fois la matrice H_n déterminée, il faut l'inverser afin de calculer le signal, à appliquer à la base, $X_n^{Base,}$ afin de retrouver le signal cible à la surface (en champ libre).

$$\{X_n^{Base}\}_{m*1} = [H_n]^{-1}{}_{m*m}\{X_n^{FF}\}_{m*1} \quad (3.6)$$

Une fois le vecteur X_n^{Base} déterminé dans le domaine des fréquences il faut réaliser une transformation de Fourier inverse (IFFT) afin de retourner dans le domaine du temps :

$$f(t) = \sum_{n=0}^{N-1} B_n . \cos(\omega nt + \Phi_n) \quad (3.7)$$

Une fois f(t) déterminé le processus de déconvolution est terminé, il est possible d'avoir le signal dans le domaine du temps.

3.3 Logiciel : Deconv3D

Le logiciel Deconv3D a été développé en 2015 par Martin Leclerc et Pierre Léger dans le but d'automatiser l'algorithme présenté précédemment. Il permet ainsi de réaliser une déconvolution prenant en compte le couplage x, y, z des directions d'un signal sismique. Le fonctionnement du logiciel ainsi que les différentes options qu'il permet sont présentées à la suite.

3.3.1 Fonctionnement

Le programme nécessite de transférer les accélérogrammes obtenus à l'aide du modèle éléments-finis, sous forme de fichiers textes. Pour chacune des directions d'analyse (le logiciel fonctionne aussi bien en 3D qu'en 2D ou 1D), il faut fournir à Deconv3D dans un premier temps l'accélérogramme à la base (ce qui correspond initialement à l'accélérogramme cible qu'il faut déconvoluer). Il faut ensuite fournir les accélérogrammes de sorties obtenues au point de contrôle dans toutes les directions d'analyses. Une fois tous ces accélérogrammes fournis à Deconv3D, le logiciel peut procéder au calcul des fonctions de transferts et à la déconvolution.

Ainsi pour une analyse 3D (x, y, z), il faut pour les 3 directions fournir un fichier texte comprenant à la fois l'accélérogramme mis en place à la base dans la direction voulue et les 3 accélérogrammes calculés dans les 3 directions obtenus au point de contrôle. En résumé, il faut donc 3 fichiers textes comprenant chacun 4 accélérogrammes (un en entré et trois en sortie).

L'interface du programme est présentée sur la Figure 3.3.

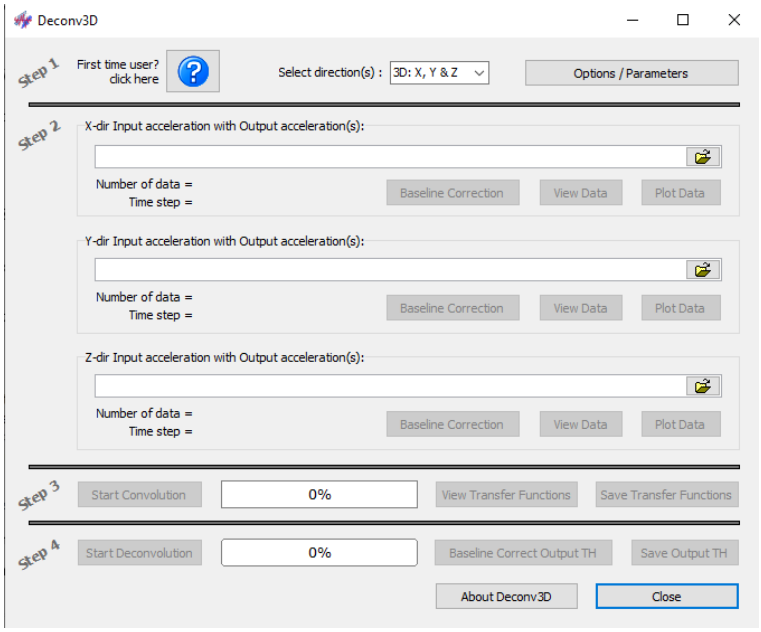


Figure 3.3 Capture d'écran du programme de Deconv3D

Une fois les fichiers chargés, il faut lancer la convolution (calcul des fonctions de transfert) puis la déconvolution (inverse des fonctions de transfert). Cela permet de récupérer un fichier texte contenant 3 accélérogrammes (pour une analyse 3D) déconvolués. Il suffit ensuite d'insérer ces sollicitations sismiques dans le logiciel éléments-finis

3.3.2 Options possibles

Deconv3D offre des options qui peuvent s'avérer utiles. Il est possible dans un premier temps de modifier les signaux dans le domaine temporel en leur appliquant une correction au moindre carré polynomiale pour les intégrations/dérivations ("*baseline correction*" en anglais). Il est également possible d'appliquer des filtres passe-haut et passe-bas permettant d'éliminer les fréquences trop hautes ou trop basses. Le programme permet de prendre en compte ces modifications dans la suite de l'analyse et d'enregistrer les données modifiées. Sur la Figure 3.4 la capture d'écran permet de visualiser la page permettant de faire ces modifications.

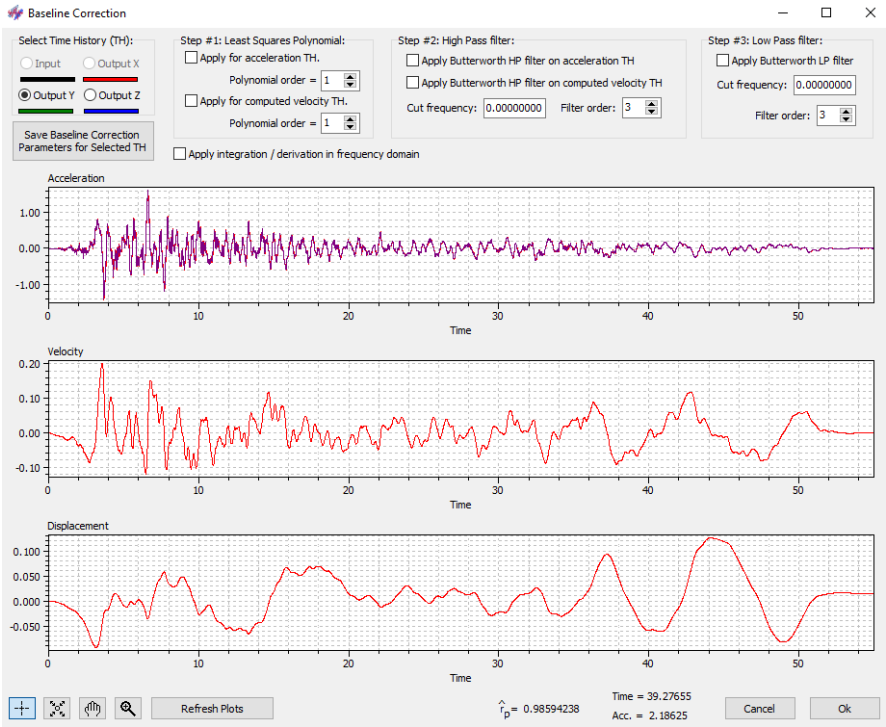


Figure 3.4 Capture d'écran de Deconv3D, application de correction au signal de sortie

Lors du calcul des fonctions de transfert il est également possible de visualiser l'amplitude, la phase, la partie réelle et la partie imaginaire des fonctions de transfert et des fonctions de transfert inverses. Ces graphiques (voir Figure 3.5) en fonction de la fréquence sont disponibles pour toutes les composantes de la matrice de transfert H_n (voir équation 3.5). Cela permet de vérifier que la transformation de Fourier est bien réalisée pour toutes les fréquences.

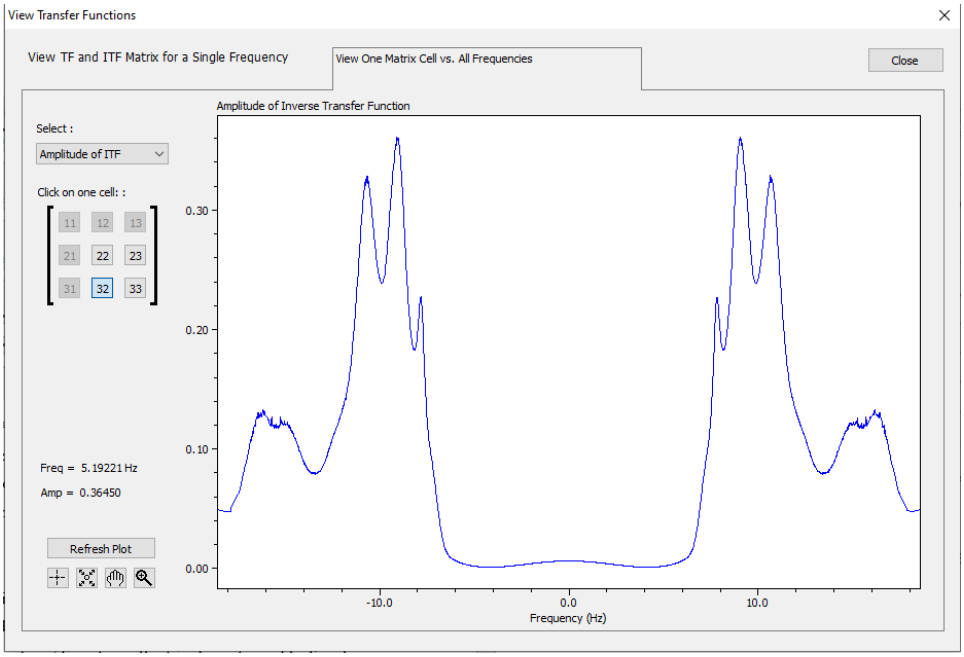


Figure 3.5 Capture d'écran de Deconv3D, visualisation de l'amplitude des fonctions de transfert

3.4 Exemple de calcul : présentation des cas de vérifications

Le fonctionnement de Deconv3D ayant été décrit dans la partie précédente, il est maintenant question de le tester. Afin de réaliser cela, trois types de fondations ont été modélisés, l'une 1D à l'aide d'éléments-finis poutres, une autre avec des éléments en déformations planes 2D et enfin une dernière 3D avec des éléments volumétriques à 8 nœuds. La déconvolution à chaque fois été vérifiée en comparant le spectre d'accélération calculé au point de contrôle et le spectre cible. La déconvolution a également été réalisée à l'aide du logiciel DeepSoilV7 afin de pouvoir comparer avec celle réalisée à l'aide de Deconv3D.

La fondation correspond à celle du barrage de Pine Flat aux États-Unis et le séisme est celui de l'enregistrement réalisé à Taft lors du tremblement de terre 1952 dans le comté de Kern.

3.4.1 Fondation du barrage de Pine Flat

La fondation du barrage de Pine Flat a été modélisé selon les recommandations du USBR (2018). Les paramètres de la fondation sont décrits dans le tableau suivant.

Tableau 3-1 Paramètres de la fondation du barrage de Pine Flat

Paramètre	Valeurs	Unité
E	22.407E06	kN/m²
Poids Volumique	24.35	kN/m^3
Coefficient de Poisson	0.2	/
Vitesse des ondes de cisaillement	1935.8	m/s

La taille de la fondation est fixée à 400 ft de profondeur soit 121.92m. La largeur déborde des deux côtés du barrage de 1000ft ce qui donne une largeur totale 2314 ft soit 705.4 m (Figure 3.8). L'amortissement présent dans cette fondation est de 5% (USBR, 2018).

3.4.2 Enregistrement de Taft

L'accélérogramme choisi pour tester les modèles est celui enregistré à Taft durant le séisme de 1952 dans le comté de Kern. Les composantes horizontales X, Y et verticale Z sont présentées sur la Figure 3.6. Le pas de temps est de 0.01 sec pour les trois accélérogrammes. Les trois enregistrements durent 54 sec. Le PGA pour la direction X vaut 1.38 m/s² (0.14g), pour la direction Y vaut 1.74 m/s² (0.18g) et pour la direction Z vaut 1.07 m/s² (0.11g).

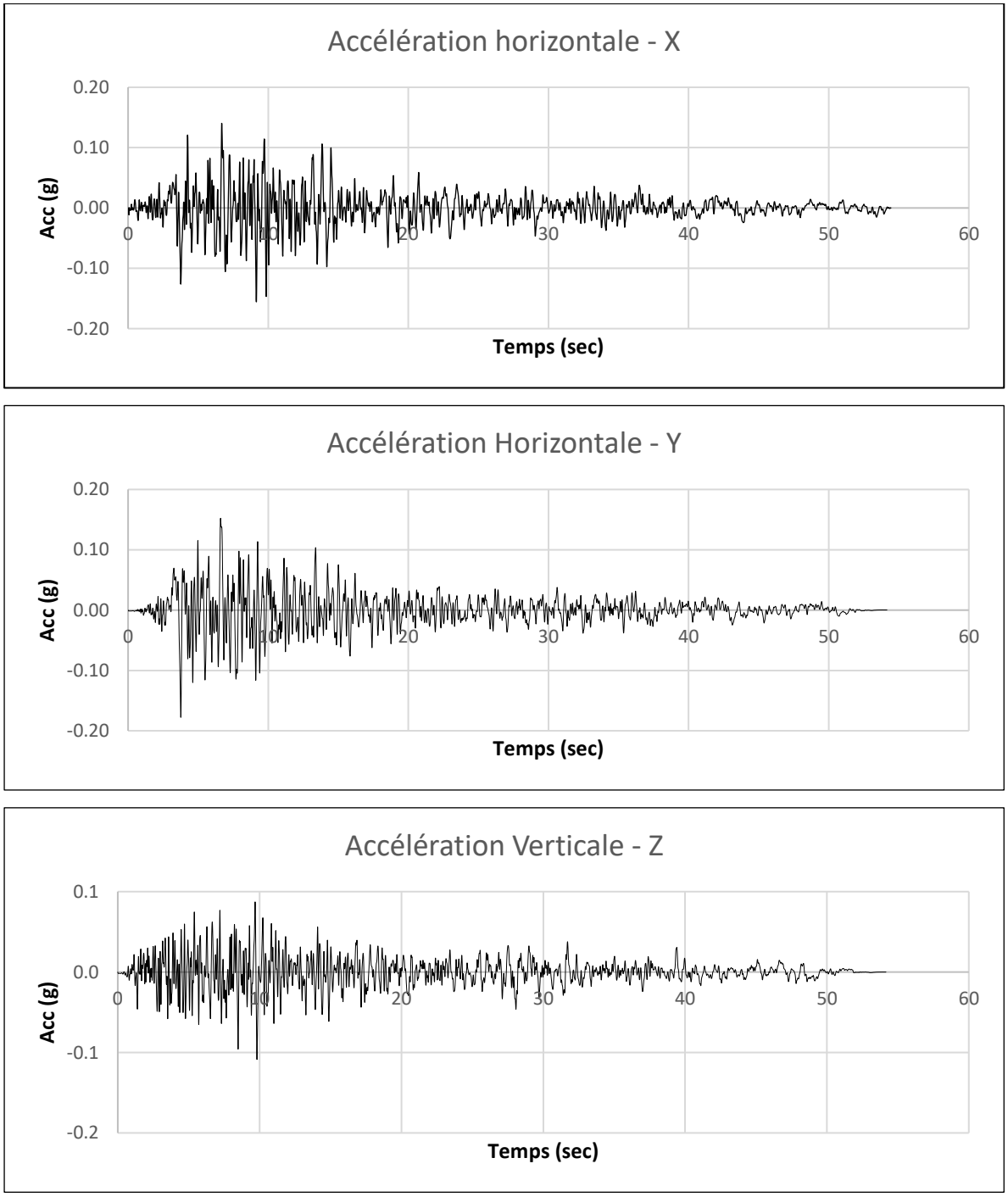


Figure 3.6 Accélérogrammes X, Y et Z de l'enregistrement de Taft

La direction Y est dans l’axe amont-aval du barrage ainsi pour les modèles 1D et 2D, seul cette composante horizontale est utilisée. Seul les modèles 3D utilise la composante horizontale dans la direction X.

3.4.3 Modèles testés : stick-model, 2D et 3D

Trois modèles ont été testé avec différents cas de charge. Le premier utilise des éléments finis de type poutre afin de modéliser la fondation. Le second est un modèle 2D avec des éléments en déformations planes. Le troisième est composé d'éléments volumétriques à 8 nœuds. Les éléments 2D et 3D sont avec modes de déformations incompatibles.

- Modèle poutre (« Stick-model ») – Figure 3.7

Le modèle poutre à déformations de cisaillement (shear-beam) est développée afin d'avoir une période de vibration valant $4H/V_S$ avec V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et H la hauteur de la fondation. Cette période est la période caractéristique du site (Kramer, 1996). La période cible est donc de 0.310 sec. Après calage il a été déterminé que l'inertie des éléments poutres doit être de $145m^4$.

Afin de modéliser le comportement la fondation se déformant en cisaillement les nœuds du modèle peuvent se déplacer uniquement dans la direction horizontale.

Ce modèle poutre ayant été développé dans une phase préliminaire du projet, les paramètres de la fondation ne respecte pas exactement les données du Workshop comme il a été présenté précédemment. La fondation est ainsi d'une profondeur de 150m au lieu des 121.92m définis. La fondation est modélisée avec 300 éléments-finis de 0.5m. Ce maillage permet de bien modéliser la propagation des ondes dans la fondation (Figure 3.7).

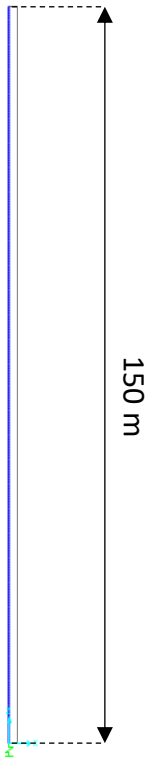


Figure 3.7 Modèle de fondation stick-model

- Modèle 2D - Figure 3.8

Le modèle 2D respecte les exigences du workshop (USBR, 2018). Le maillage de la fondation reprend celui présenté par A. Lokke (USBR, 2018). Celui-ci discrétise la fondation avec des éléments en déformations planes de 10.16m par 10.16m. Un raffinement du maillage est réalisé pour la partie de la fondation se trouvant directement sous le barrage. Comme l'étude de ce chapitre porte uniquement sur la fondation, le raffinement en question n'a pas été pris en compte. La fondation est présentée sur la Figure 3.8. Sur la figure, la position du barrage est ajoutée ainsi que le point de contrôle. Les autres points présents sont utilisés pour vérifier de la distribution spatiale des spectres d'accélérations.

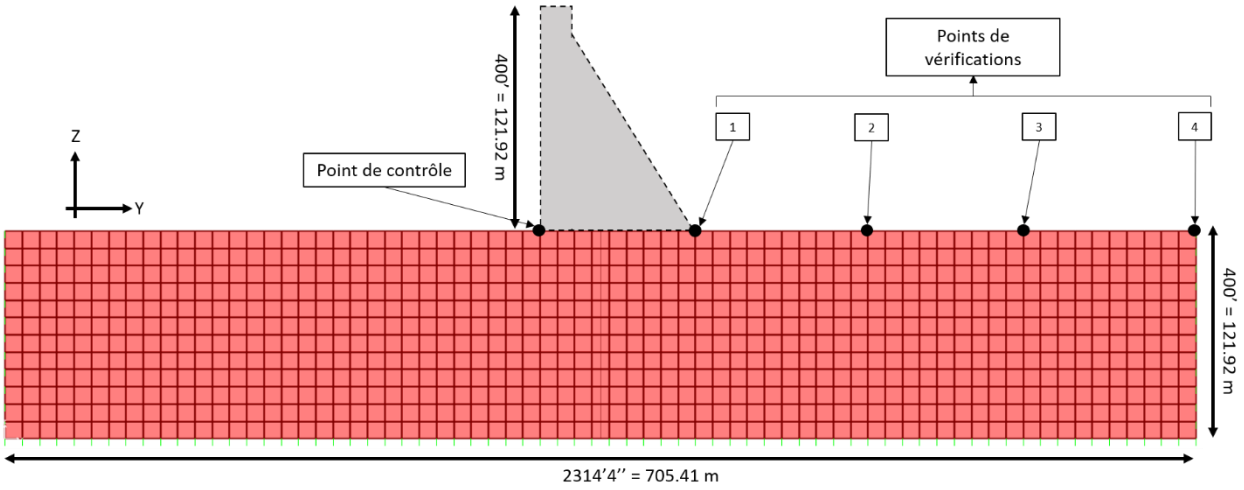


Figure 3.8 Présentation du maillage de la fondation avec la position du barrage

- Modèle 3D - Figure 3.9

La modélisation 3D de la fondation est inspirée de ce qui est fait pour le modèle 2D. La profondeur est de 306.56 m. Le maillage de la fondation est détaillé sur la Figure 3.10. Les élément-finis sont des éléments cubiques à 8 nœuds avec modes incompatibles.

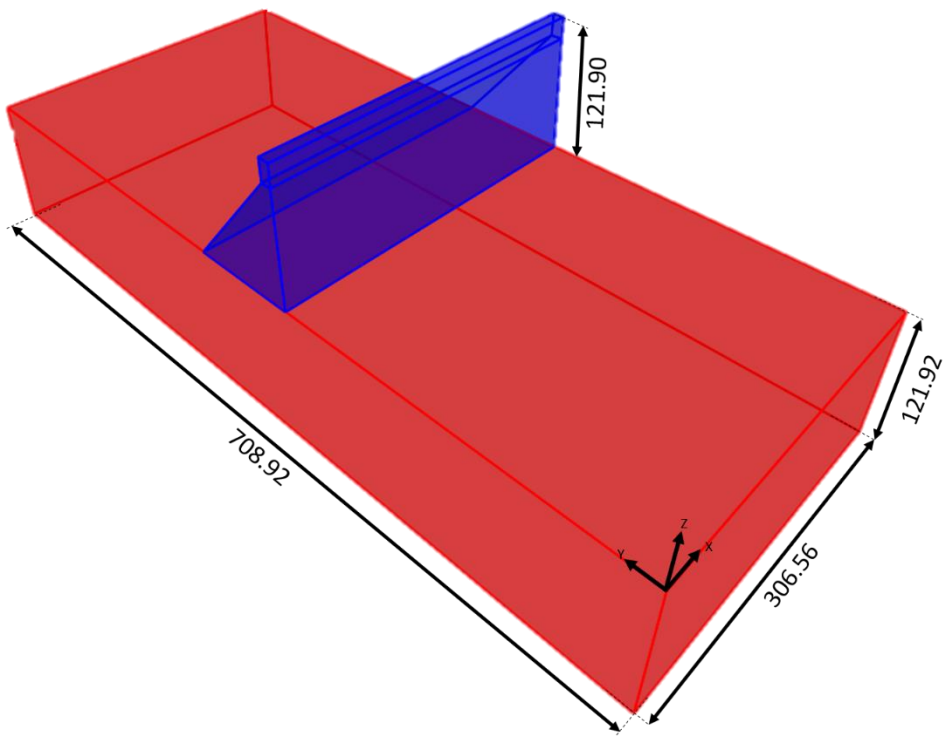


Figure 3.9 Modélisation 3D de la fondation et du barrage

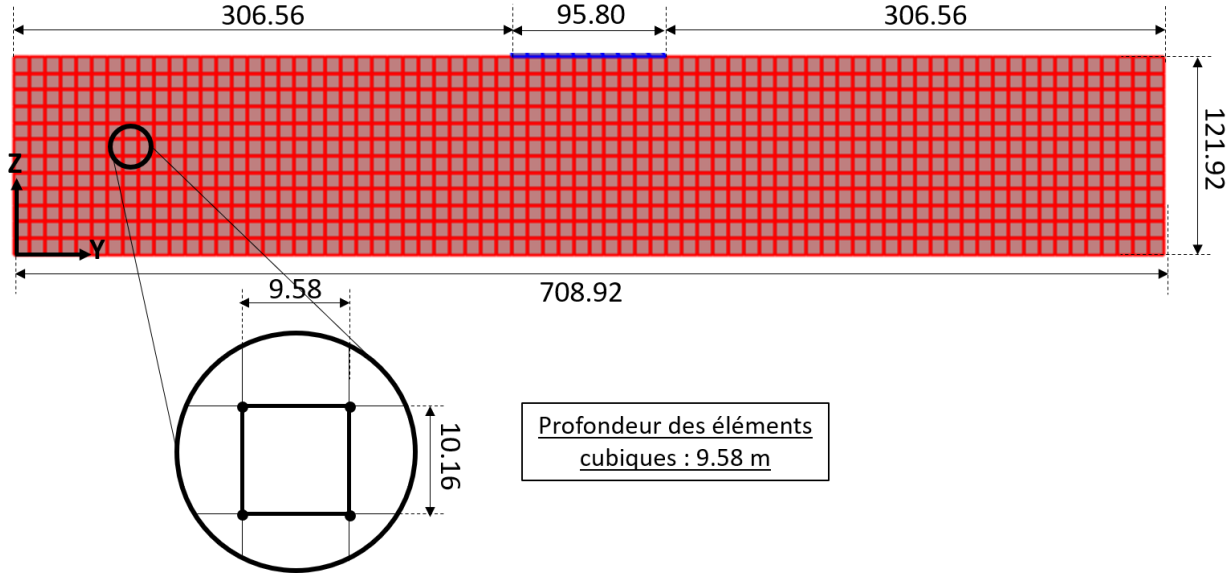


Figure 3.10 Détail du maillage du modèle de fondation 3D dans l'élévation Y-Z

La position du point de contrôle utilisé pour la déconvolution est présentée sur la Figure 3.11. Les points de vérifications qui servent à vérifier de la qualité de la déconvolution sur toute la fondation sont présentés également.

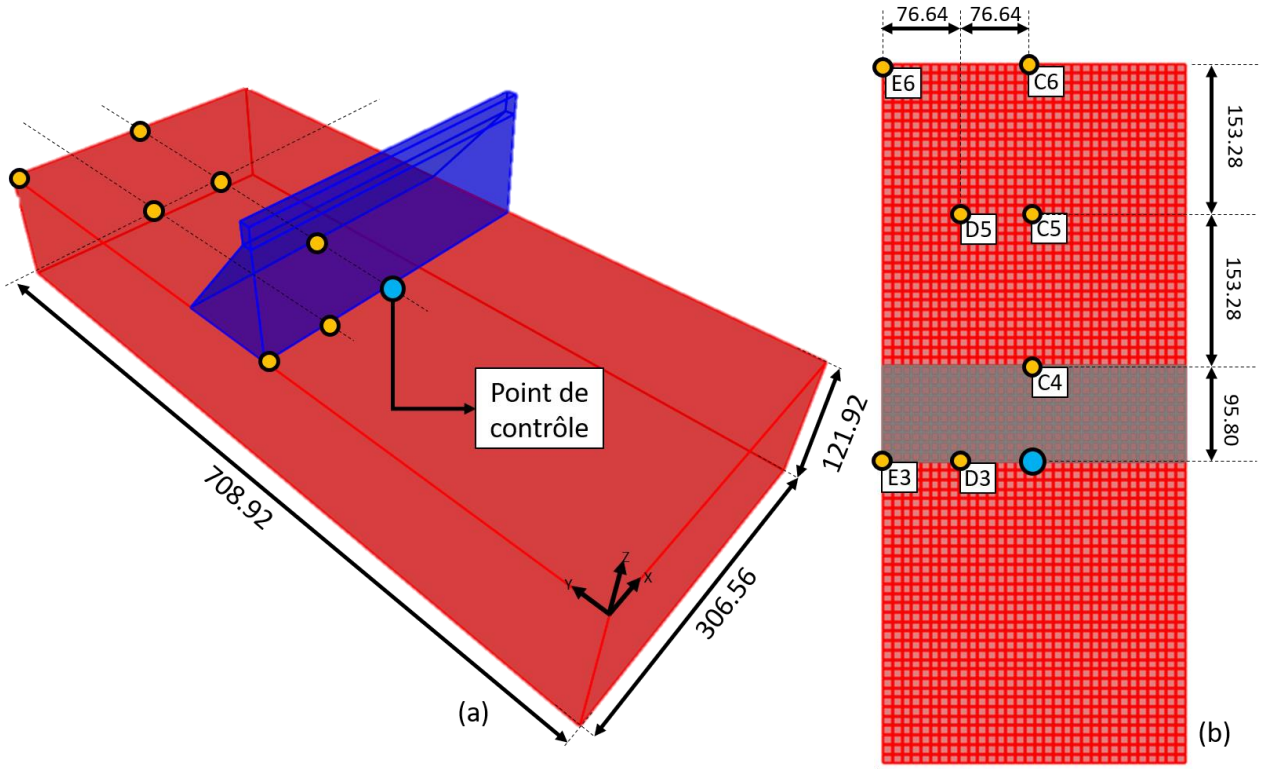


Figure 3.11 Vu en 3D (a) et en plan (b) de la position du point de contrôle et des points de vérifications

3.4.4 Différents types de vérification : conditions aux frontières

Le modèle brochette (stick model) et les modèles éléments finis (2D et 3D) sont testés dans différentes configurations. Deux types de frontières sont utilisées : (i) frontières fixes et (ii) frontières absorbantes.

Afin d'éviter que les ondes sismiques soient réfléchies aux frontières du modèle, il faut pouvoir les absorber ou avoir une taille de modèle suffisamment grande pour que l'effet de la réflexion soit négligeable.

Dans le cadre d'une démarche progressive, les deux premiers modèles (Stick-model et 2D) ont été testé avec des frontières fixes dans un premier temps. Une fois que le fonctionnement de ces modèles a été compris, des frontières absorbantes ont été mises en place. Celles-ci sont de type

Lysmer-Kuhlemeyer (1969) c'est-à-dire que deux amortisseurs sont mis en place sur tout le pourtour de la fondation. Un des amortisseurs est dans la direction normale à la fondation alors que l'autre est dans la direction tangentielle. Pour le modèle poutre un seul amortisseur horizontal est placé à la base du modèle.

- Frontière absorbante pour le modèle poutre :

La valeur de l'amortisseur a été défini directement à l'aide de la formule suivante (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969) :

$$C_S = a\rho V_s * A \qquad (3.8)$$

Avec V_S la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et ρ la densité et A l'aire tributaire associée au nœud sur lequel se place l'amortisseur. Comme il a été montré dans le chapitre précédent, une valeur de a=1 permet d'avoir une absorption optimale des ondes.

La valeur obtenue est alors : $C_S = 93\ 809\ 000\ kN.s/m$

Afin de vérifier le bon fonctionnement de cette frontière, un test a été réalisé en appliquant une onde horizontale à la base du modèle à frontière fixe et une autre à la base du modèle à frontière absorbante. Le déplacement horizontal en haut des deux modèles a été enregistré à chaque fois. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 3.12. Le modèle à base absorbante permet bien d'empêcher la réflexion des ondes de cisaillements.

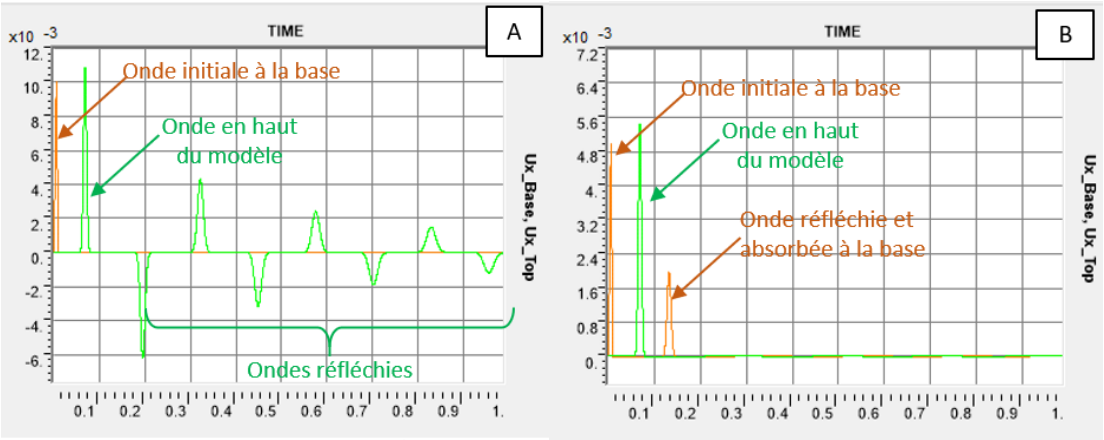


Figure 3.12 Déplacement horizontal à la base et à la surface libre pour le modèle à frontière fixe (A) et pour le modèle à frontière absorbante (B)

Pour le modèle poutre un calcul a également été mené en couplant un ressort à l'amortisseur. La rigidité du ressort a été calculé à l'aide des formules présentées par Liu et Chen (2013).

$$K_{BN} = \frac{A}{1+\alpha}\frac{\lambda+2G}{2r_b} \quad (3.9)$$

$$K_{BT} = \frac{A}{1+\alpha}\frac{G}{2r_b} \quad (3.10)$$

Avec λ et G qui représentent le coefficient de Lamé et le module de cisaillement. α vaut 0.8 et r_b représente la distance entre la source des ondes et le modèle. Cette distance n'étant pas connue, plusieurs valeurs ont été expérimentées (0.5 ; 50 ; 220 et 500 km).

Ces calculs ont été menés afin d'observer l'influence du paramètre r_b. Les valeurs des rigidités utilisées sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-2 Valeurs de rigidité utilisées pour le modèle poutre

Valeur de r_b (km)	500	220	50	0.5
Rigidité K (kN/m)	95 229	216 429	952 288	95 228 813

- Frontières absorbantes pour le modèle 2D :

La même formule a été utilisé pour déterminer l'amortisseur pour les ondes de cisaillement dans le modèle 2D. L'aire tributaire du nœud étant différente la valeur suivante est obtenue : $C_S = 743\,878\ kN.s/m$.

Pour déterminer l'amortisseur normal à celui-ci qui permettra l'absorption des ondes de compression la formule suivante est utilisée :

$$C_P = a\rho V_P * A \quad (3.11)$$

La formule est équivalente mais utilise la vitesse des ondes P cette fois. La valeur obtenue est : $C_P = 1\,214\,764\ kN.s/m$.

- Frontières absorbantes pour le modèle 3D :

De la même manière que précédemment les valeurs d'amortissement pour chacun des nœuds sont présentées dans le tableau ci-dessous. Une distinction est réalisée entre les nœuds de la fondation

présent sur la face sous-jacente et ceux présents sur les parois latérales car les aires tributaires sont différentes.

Tableau 3-3 Valeurs d'amortissements pour le modèle 3D

Localisation	Aire tributaire (m²)	C_S (kN.s/m)	C_P (kN.s/m)
Face inférieur	91.8	441 816	684 459
Faces latérales	97.3	468 565	725 898

3.4.5 Vérification : DeepSoilV7

Afin de pouvoir juger de la qualité de la déconvolution réalisée avec Déconv3D, le logiciel DeepSoilV7 a également été utilisé. De cette manière il a été possible de comparer les résultats.

Le logiciel DeepSoiV7 modélise la fondation comme une colonne du sol en déformation de cisaillement qu'il est possible de discrétiser en couches horizontales. Le logiciel permet ensuite de faire une déconvolution pour déterminer le signal à mettre en place sur la couche de base (couche de roche; "*bedrock*"). Sur la Figure 3.13, les différentes couches sont présentées.

Afin de modéliser au mieux la fondation, 12 couches identiques ont été créé. Ceci permet d'avoir la même discrétisation que le modèle élément finis de la fondation 2D. Afin de garantir que le modèle SAP2000 correspond bien au modèle défini dans DeepSoil certaines vérifications sont nécessaires. Il faut s'assurer que les périodes des deux modèles sont bien correspondantes. Même un faible décalage entre les deux valeurs peut être problématique. Ce phénomène est étudié dans l'Annexe A.

Une fois la déconvolution réalisée, les accélérogrammes à mettre en place dans le modèle sont récupérés. Il ne reste plus qu'à vérifier la déconvolution en calculant le spectre d'accélération au point de contrôle et en le comparant au spectre cible.

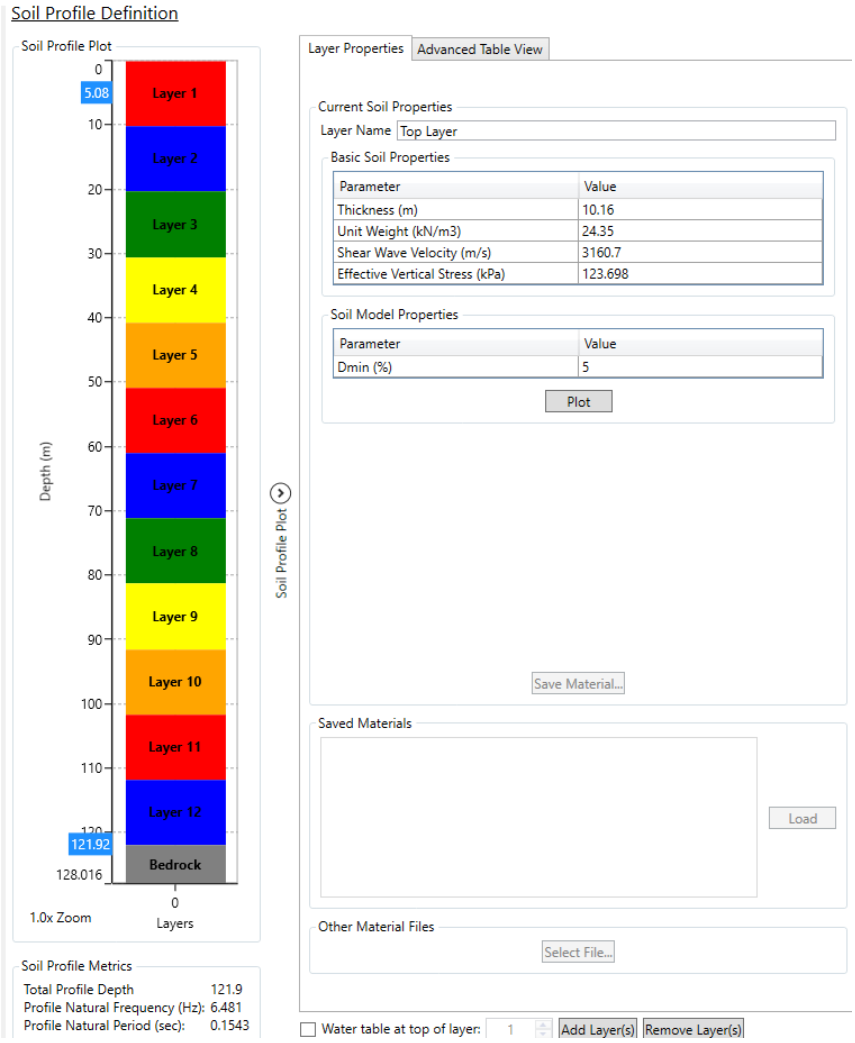


Figure 3.13 Capture d'écran de DeepSoil

3.5 Applications de DeepSoilV7 et Deconv3D : stick-model

Les résultats obtenus pour les différents types de vérification pour le modèle poutre (stick-model) sont présentés dans cette partie. Les résultats obtenus pour une frontière fixe sont présentés dans un premier temps puis ceux pour la frontière absorbante dans un second temps. Enfin un tableau récapitulatif est présenté. Pour chacun des types de frontière, le résultat de la déconvolution, est présenté pour les deux logiciels utilisés (Deconv3D et DeepSoilV7).

3.5.1 Frontière fixes

Dans cette première partie, tous les degrés de liberté de la base du stick-model sont bloqués. Le chargement sismique est alors mis en place par un déplacement imposé. Ce déplacement est obtenu par double intégration de l'accélérogramme déconvolué.

Le spectre d'accélération (avec 5% d'amortissement) obtenu grâce à Deconv3D et DeepSoilV7 sont comparés au spectre cible qui correspond au spectre d'accélération de l'enregistrement de Taft présenté précédemment. Les résultats sont présentés sur la Figure 3.14.

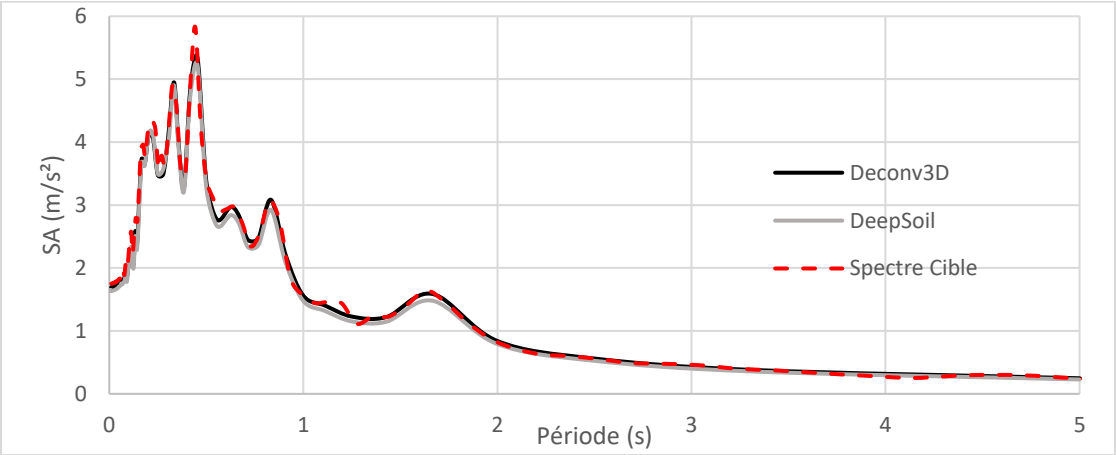


Figure 3.14 Comparaison des spectres d'accélération - Stick modèle avec frontière fixe

Les deux logiciels permettent de faire une déconvolution de très bonne qualité qui reproduit pratiquement à l'identique le spectre d'accélération cible.

3.5.2 Frontière absorbantes

De la même manière, les résultats sont présentés lorsque la base de la fondation permet d'absorber les ondes de cisaillement.

Cette fois le chargement sismique ne peut plus être mis en place sous la forme d'un déplacement imposé. Il faut mettre en place un historique des forces appliqué directement à la base sur l'amortisseur. La procédure à réaliser est décrite par Mejia et Dawson (2006). L'historique des forces est calculé avec la formule suivante :

$$P(t) = C_{normal} * \dot{u} \tag{3.12}$$

Avec C_{normal} la valeur d'amortissement présentées précédemment et $\dot{u}$ la vitesse de déplacement obtenue après intégration de l'accélérogramme déconvolué.

Afin de réaliser la déconvolution avec Deconv3D il a dans un premier temps été testé de réutiliser directement la vitesse obtenue par la déconvolution faite sur une base fixe. L'historique des forces a donc été calculé en réutilisant les résultats présentés dans la partie précédente. Le spectre d'accélération enregistré au point de contrôle est présenté sur la Figure 3.15.

Les résultats montrent que la déconvolution en faisant ce processus n'est pas satisfaisante. Il n'est donc pas possible de réutiliser directement ce qui a été fait sur base fixe.

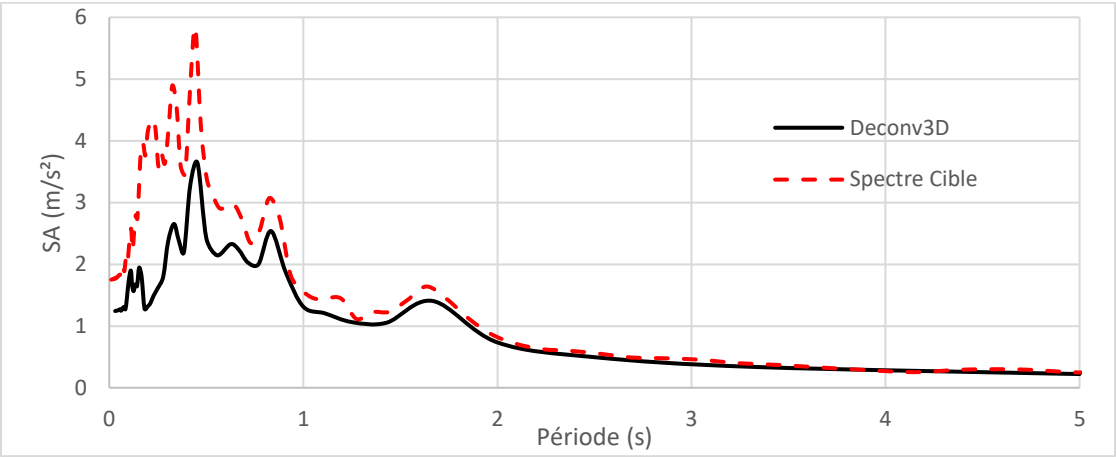


Figure 3.15 Résultats obtenus avec la réutilisation de la déconvolution sur base fixe

Dans un second temps l'analyse complète sur Deconv3D a été refaite. La base absorbante a ainsi été introduite dès le départ du processus. Pour ce qui est de DeepSoil, qui fait l'hypothèse d'une frontière rigide à la base de la fondation, le processus devient indépendant du type de frontière mis en place sur le modèle élément-finis. Les spectres d'accélération obtenus grâce aux deux logiciels sont présentés sur la Figure 3.16.

Avec ce nouveau processus, la déconvolution est de très bonne qualité avec le logiciel Deconv3D. Cela montre bien qu'il est important d'utiliser le même modèle pour la déconvolution sur ce logiciel. Pour ce qui est de DeepSoilV7 les résultats sont de moins bonne qualité lorsque la période de vibration est inférieure à 1sec.

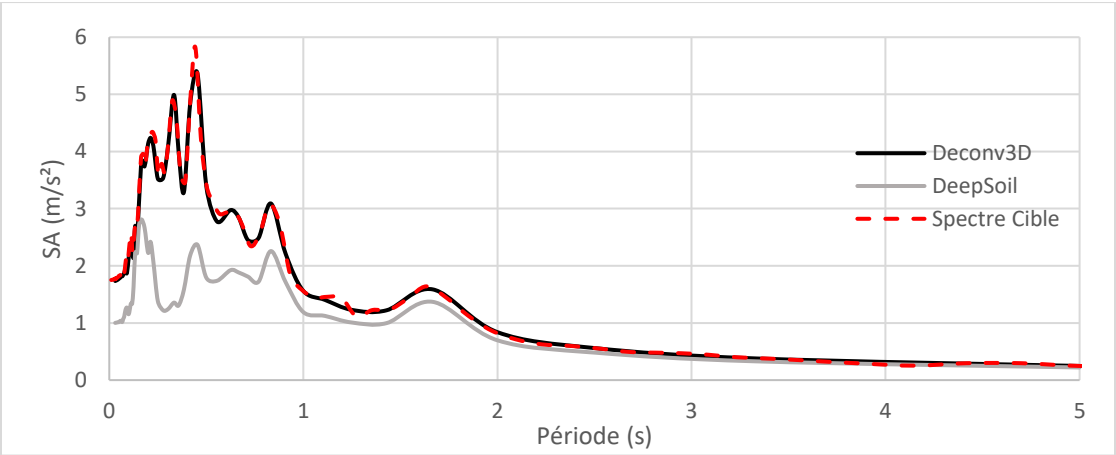


Figure 3.16 Comparaison des spectres d'accélérations - Stick model avec frontière absorbante

Comme il a été mentionné dans la partie 3.4.4, un modèle a été développé avec un ressort couplé à l'amortisseur. On a examiné l'influence du facteur r_b. Les spectres d'accélération obtenus pour les différentes valeurs de r_b sont présentés sur la Figure 3.17. Sur cette figure il est aisé de se rendre compte que ce paramètre a peu d'influence car toutes les courbes sont confondues. L'ajout de ce ressort permet de stabiliser le modèle et d'empêcher les mouvements de corps rigides.

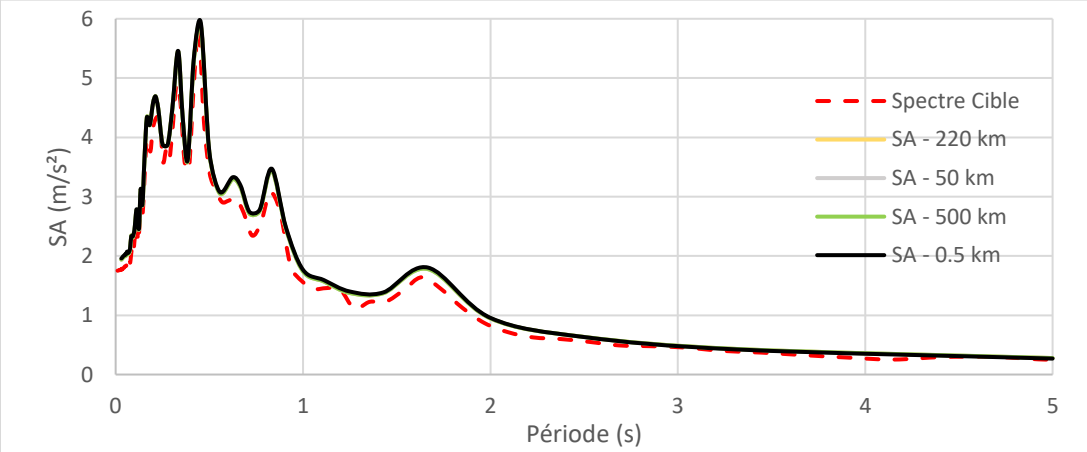


Figure 3.17 Résultats obtenus avec présence d'un ressort sur la frontière du modèle

3.5.3 Tableau récapitulatif

Le tableau présenté ci-dessous permet de récapituler les différentes analyses qui ont été mené. Un schéma explicatif des différents processus mis en place est également présenté.

Tableau 3-4 Tableau récapitulatif des modèles de fondation composés d'éléments poutres

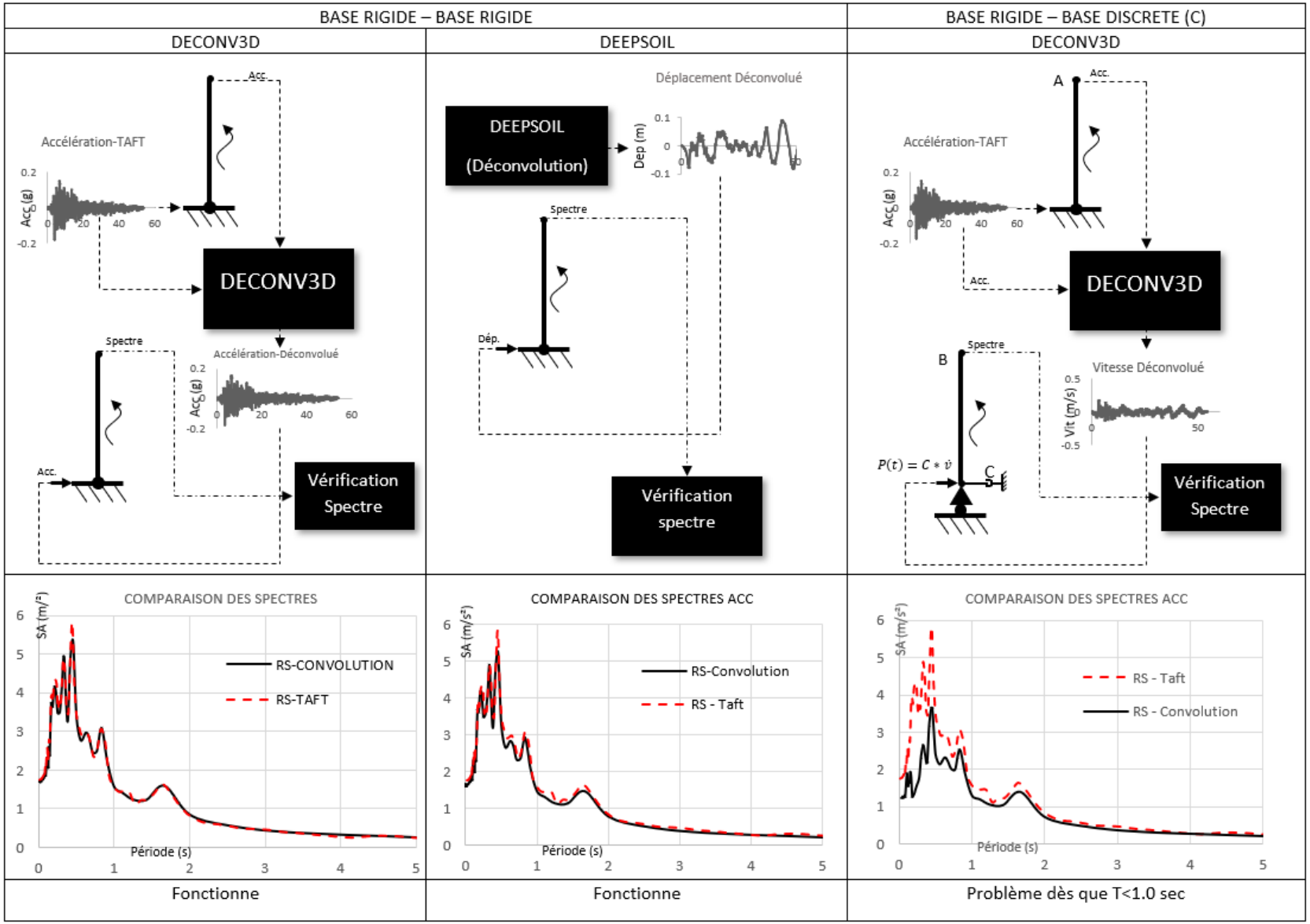
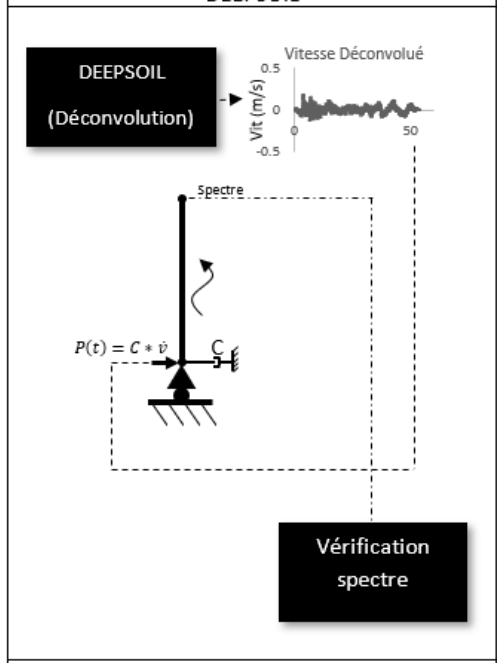
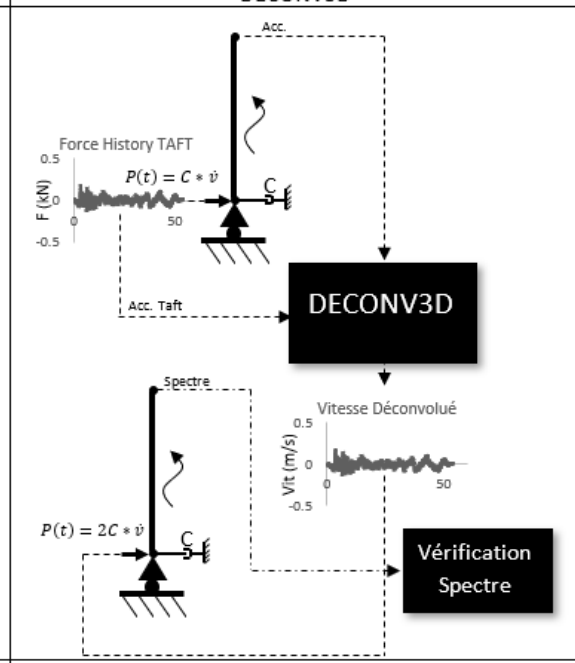
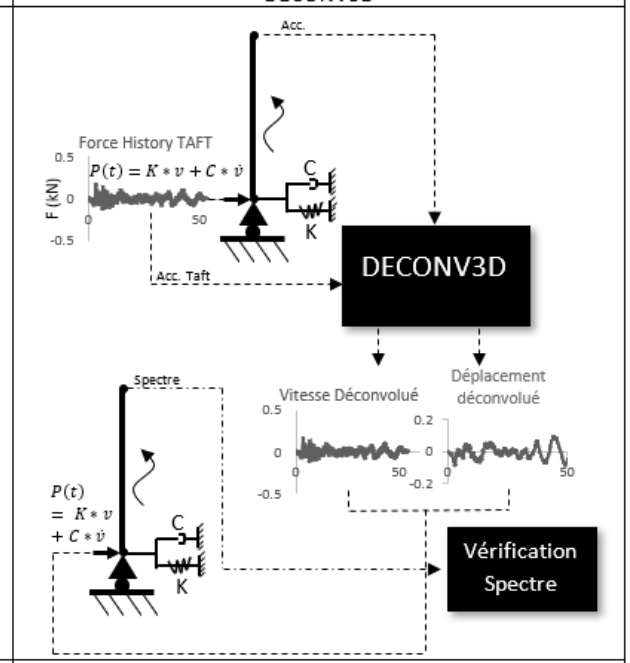
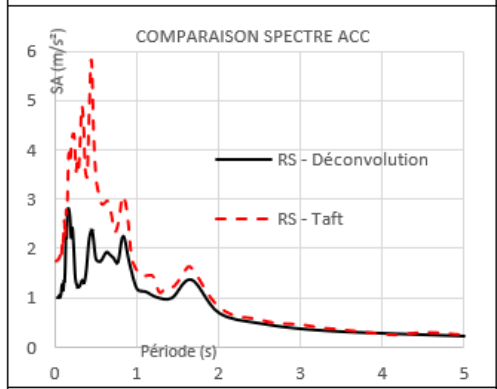
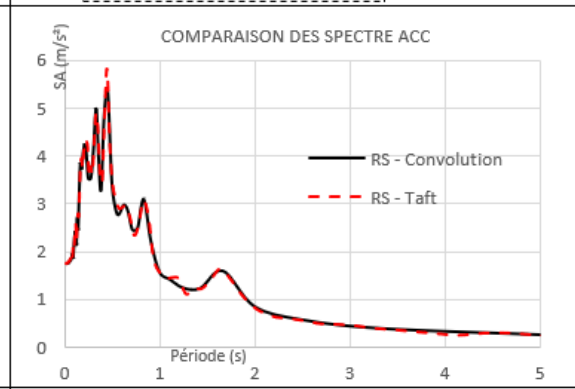
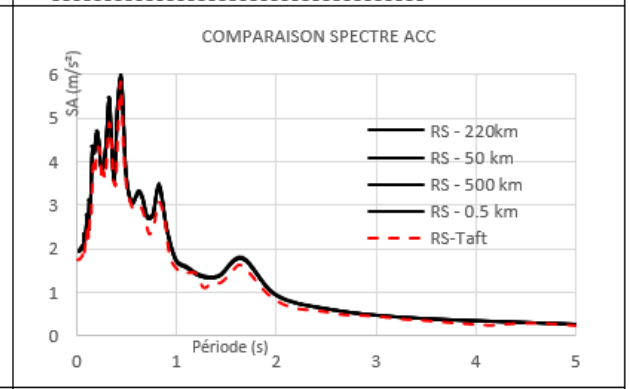


Tableau 3-4 Tableau récapitulatif des modèles de fondation composés d'éléments poutres (suite)

BASE RIGIDE – BASE DISCRETE (C)	BASE DISCRETE – BASE DISCRETE (C)	BASE DISCRETE – BASE DISCRETE (C ; K)
DEEPSOIL	DECONV3D	DECONV3D
		
		
Problème dès que T<1.0 sec	Fonctionne	Fonctionne Impact de r_b très minime

3.6 Application de DeepSoilV7 (2x1D) et Deconv3D (2D) : 2D MEF

Les résultats obtenus pour les modèles 2D éléments finis sont présentés dans cette partie. La mise en place du chargement sismique peut se faire de plusieurs manières pour un modèle en deux dimensions, ces manières sont présentées dans un premier temps. Ensuite les résultats sont présentés pour chaque cas (frontières fixes et absorbantes) et pour chaque mode de mise en place du chargement (avec ou sans chargement latéral).

3.6.1 Mise en place du chargement sismique sur un modèle 2D

Le chargement sismique sur les modèles 2D peut être mis en place de deux manières. L'historique de force ou de déplacement (suivant le type de frontière) peut être mis soit sur la frontière basse du modèle (base de la fondation) ou soit sur tout le pourtour enfui de la fondation (voir Figure 3.18).

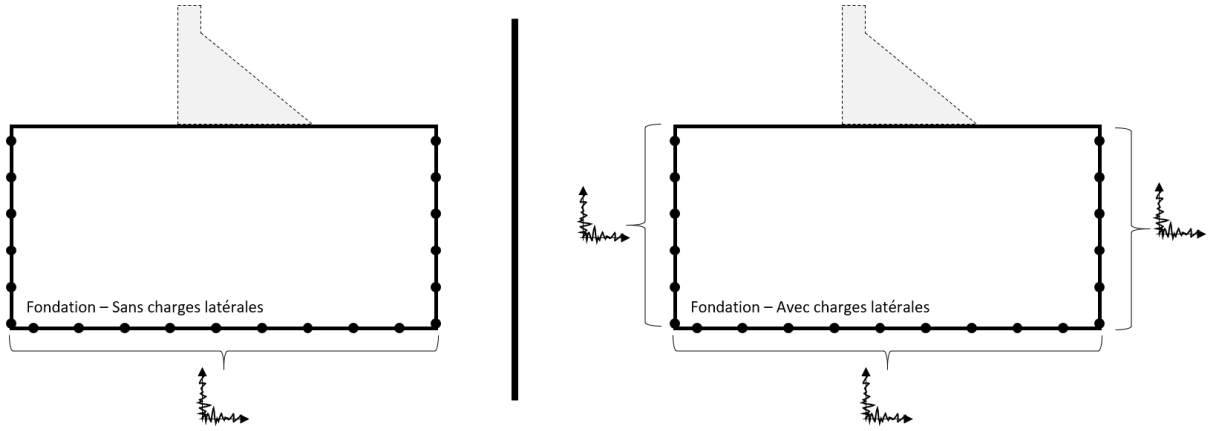


Figure 3.18 Mise en place du chargement sismique sur les parois verticales de la fondation ou non

Mettre uniquement le chargement en place sur la partie basse de la fondation à l'avantage de grandement simplifier la modélisation. En effet, lorsque le chargement est spécifié sur les frontières verticales de la fondation, il est nécessaire spécifier un chargement sismique différent à chaque nœud ayant une profondeur différente. Comme expliqué dans le chapitre 2, l'effet cinétique modifie les ondes au fur et à mesure qu'elles se déplacent dans la profondeur de la fondation. Ainsi le champ d'ondes sismiques à la base de la fondation est différent de celui se trouvant sur la frontière verticale à une profondeur différente.

Mettre le chargement sismique uniquement à la base de la fondation est acceptée par l'USBR (2013). Néanmoins l'efficacité de cette méthode est remise en cause par Lokke et Chopra (2017) comme il a été montré dans le chapitre 2.

Afin de mettre le chargement sur les faces verticales de la fondation il est nécessaire déterminer sur une colonne de sol de la même hauteur que la fondation, les vitesses et déplacements à l'emplacement de chaque nœud. Ces enregistrements doivent ensuite être transformés en charges équivalents devant être insérés comme chargements dans les modèles. La manière de mettre en place ce type de chargement est décrite dans les travaux de Lokke et Chopra (2017).

L'intérêt de faire cela est de pouvoir obtenir sur toute la fondation une déconvolution de qualité qui reproduit l'enregistrement réalisé en surface libre. Afin de vérifier ce phénomène, les spectres d'accélérations horizontaux et verticaux ont été enregistré à 4 autres positions que celle du point de contrôle. La position de ces 4 points de mesure est présentée sur la Figure 3.19.

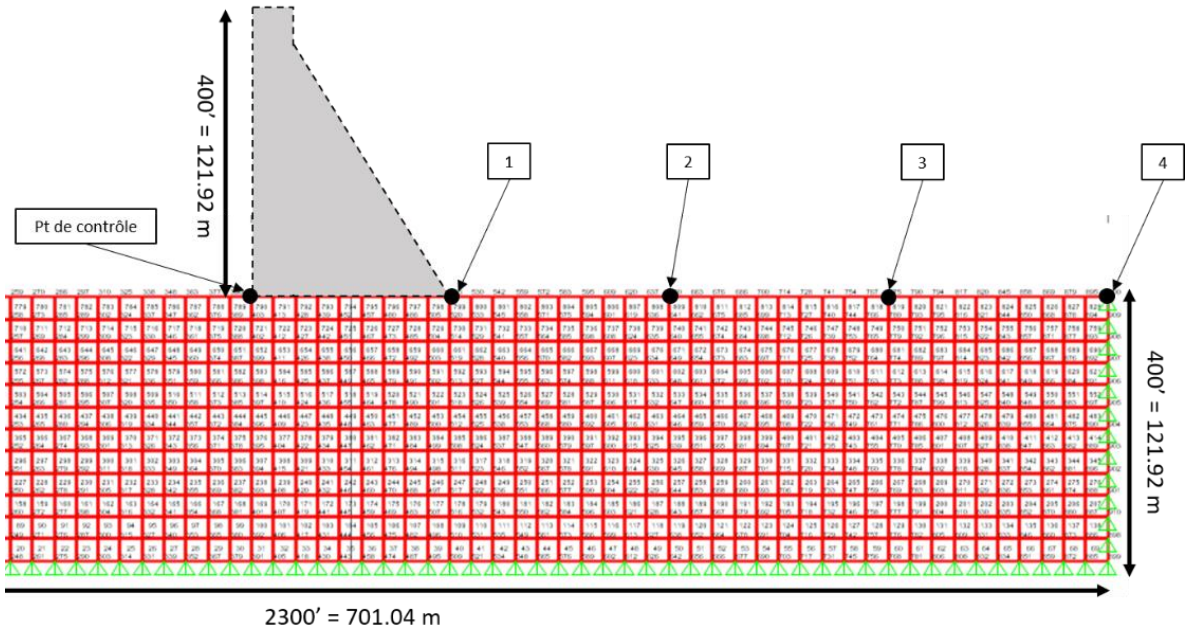


Figure 3.19 Position des points d'enregistrements des spectres le long de la fondation

Pour les modèles à frontière fixe, le point 4 a été décalé d'un élément-finis afin de pouvoir mesurer une accélération non nulle.

La définition de ces charges complexifie néanmoins le processus de déconvolution. Un résumé des étapes à réaliser est présenté dans le tableau récapitulatif de la partie 3.6.6. Il faut en effet dans un

premier temps définir le chargement à mettre en place sur les frontières verticales de la fondation. Pour faire cela, une colonne de sol équivalente a été utilisée. Celle-ci est obtenue directement à partir du modèle de fondation 2D. Une rangée verticale d'élément finis est donc utilisée. Cette colonne est soutenue uniquement à la base de la même manière que le modèle de fondation 2D auquel elle correspond (frontières rigides ou frontières absorbantes). Une contrainte est ensuite appliquée à tous les nœuds situés à une même hauteur. Celle-ci force ces nœuds à avoir un déplacement horizontal égale. Ensuite le chargement spécifié à la base du modèle 2D est appliqué à la colonne de sol. Les vitesses ou les déplacement (selon si le modèle complet est défini avec des frontières rigides ou absorbantes) sont alors calculés à chaque nœud du modèle. Ces vitesses ou déplacements permettent d'avoir le chargement à appliquer sur les frontières verticales du modèle de fondation complet.

Une autre approche pour ce processus aurait pu être envisagé en mesurant les déplacements ou les vitesses directement sur le modèle de fondation complet plutôt que d'utiliser la modélisation d'une colonne de sol annexe. Ce type de processus a été expérimenté par la suite pour une fondation 3D et 2D. Ils sont présentés dans la suite de ce rapport (voir annexe C).

3.6.2 Frontières fixes sans charges sur les frontières verticales

Les résultats obtenus pour les modèles à frontière fixe et sans charges appliquées sur les parties verticales de la fondation sont présentés. Les spectres d'accélération (5% d'amortissement) pour les directions horizontale et verticale sont sur la Figure 3.20.

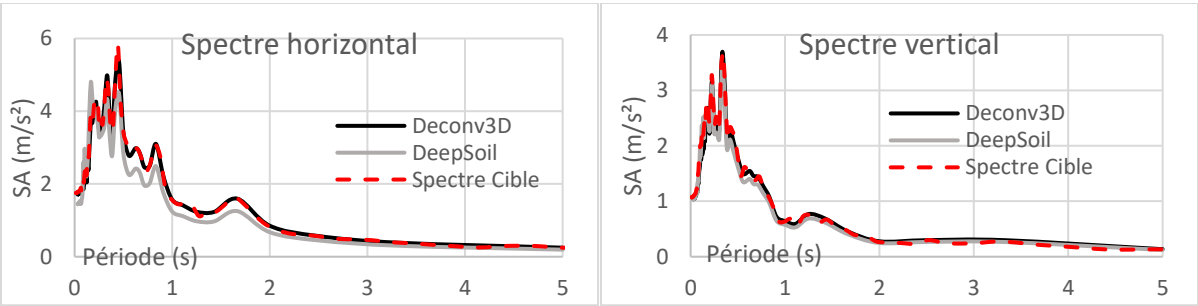


Figure 3.20 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières fixes sans charges latérales au point de contrôle

Pour les deux logiciels, les spectres d'accélération sont très proches du spectre cible au niveau du point de contrôle.

Une fois la déconvolution vérifiée au niveau du point de contrôle il est important de vérifier la qualité de celle-ci sur le reste de la fondation. Sur la Figure 3.21 et la Figure 3.22, les spectres d'accélération horizontaux et verticaux obtenus pour Deconv3D et DeepSoilV7 (respectivement) sont présentés.

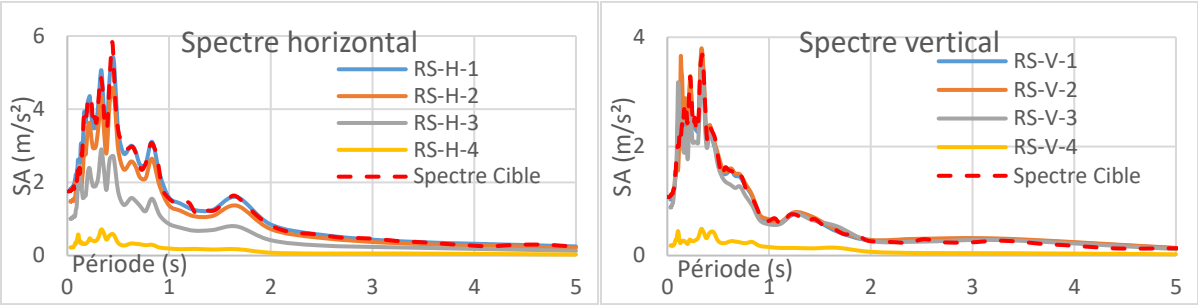


Figure 3.21 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée uniquement à la base

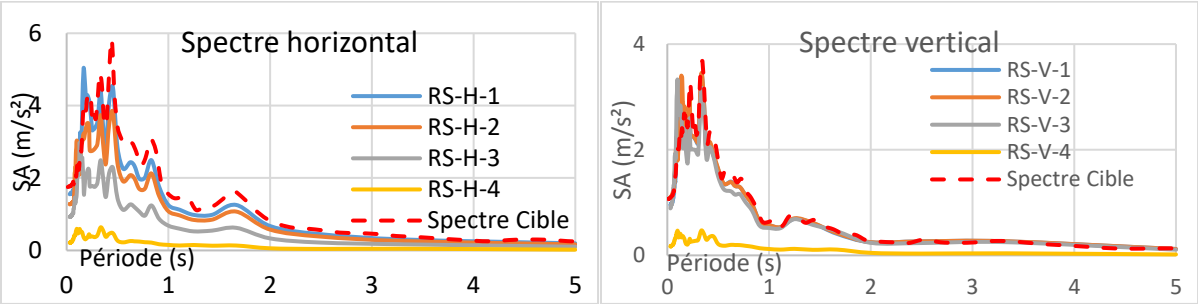


Figure 3.22 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée uniquement à la base

Sur les figures précédentes il est montré clairement que la déconvolution se détériore lorsque le point de mesure s'éloigne du point de contrôle. Cette observation est particulièrement vraie pour les spectres horizontaux. Les spectres verticaux permettent d'avoir une bonne convolution sur pratiquement toute la fondation si l'extrémité est négligée.

3.6.3 Frontières fixes avec charges sur les frontières verticales

Cette fois le chargement à mettre sur les parois verticales de la fondation a été défini pour Deconv3D et DeepSoilV7. Le processus pour définir ce chargement est illustré sur le tableau récapitulatif présent à la section 3.6.6.

Les spectres d'accélération obtenus au point de contrôle sont présentés sur la Figure 3.23 pour les deux logiciels.

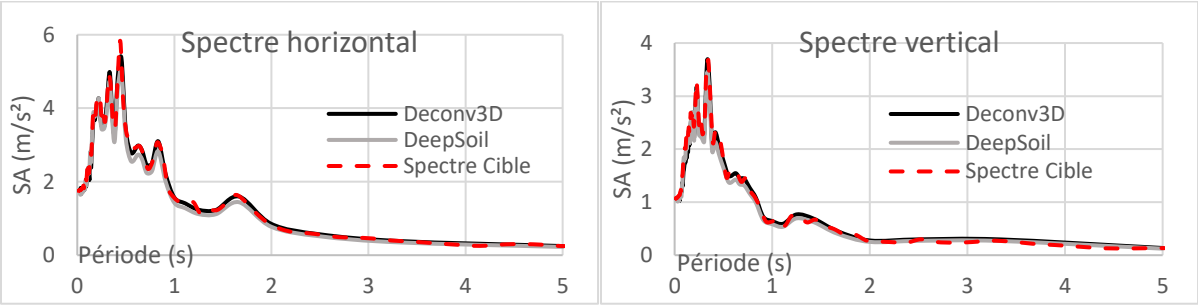


Figure 3.23 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières fixes avec charges latérales au point de contrôle

À nouveau, le processus de déconvolution a bien fonctionné avec les deux logiciels car le spectre cible est confondu avec celui obtenu après déconvolution.

De manière similaire, la qualité de la déconvolution est vérifiée en mesurant à 4 points le spectre d'accélération. Les résultats pour Deconv3D et DeepSoil sont présentés respectivement sur la Figure 3.24 et la Figure 3.25.

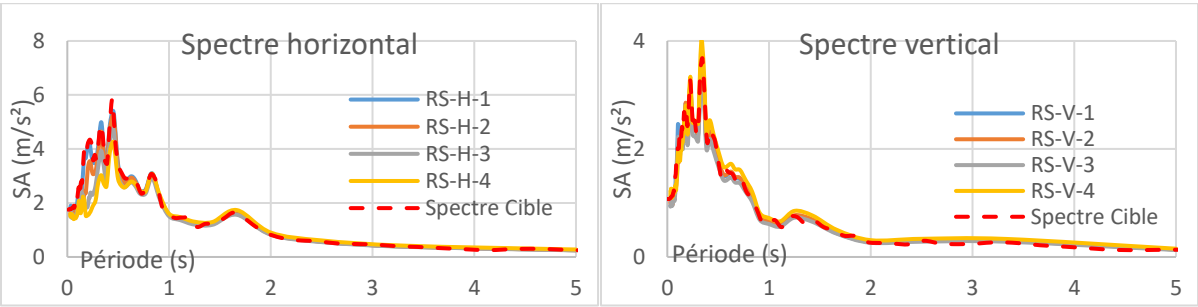


Figure 3.24 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation

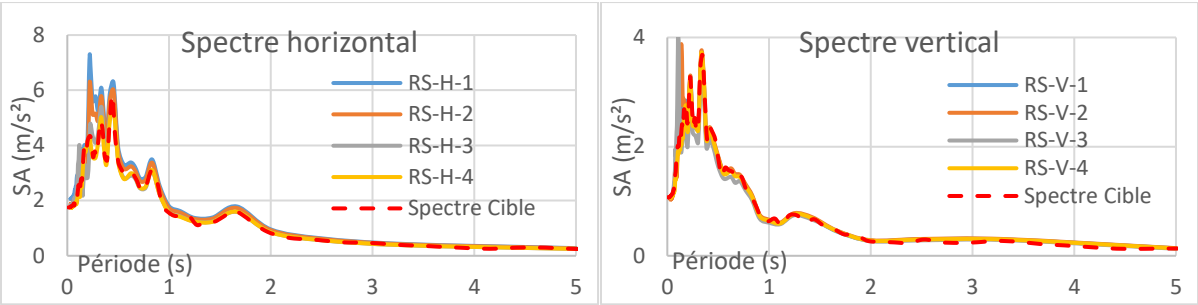


Figure 3.25 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation

Contrairement à ce qui a pu être remarqué dans le cas sans chargement sur les parties verticales de la fondation, ici les spectres d'accélérations sont similaires aux spectres cibles sur l'ensemble de la fondation. La mise en place de ce chargement sur les parties verticales permet donc une amélioration de la déconvolution et permet d'obtenir l'enregistrement souhaité sur toute la surface libre du modèle.

3.6.4 Frontières absorbantes sans charges sur les frontières verticales

Cette fois les frontières de la fondation ne sont plus fixes et deux amortisseurs sont placés à chaque nœud de la frontière, l'un normal et l'autre tangentiel. Dans ces modèles aucunes charges ne sont appliquées les frontières verticales. Les résultats au point de contrôle pour les deux logiciels sont présentés sur la Figure 3.26.

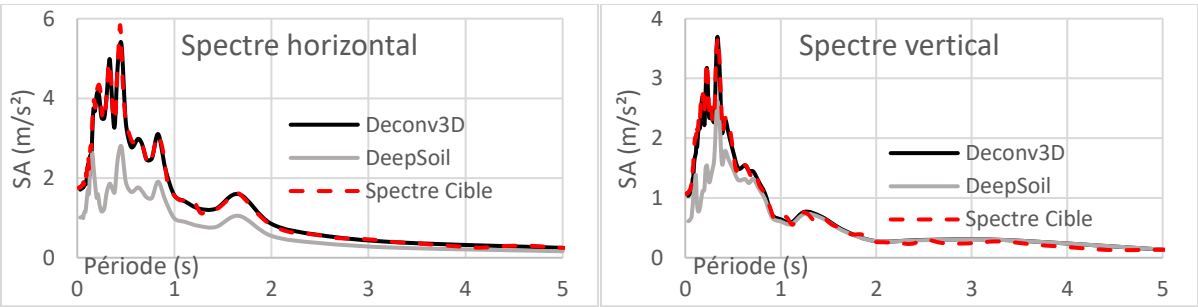


Figure 3.26 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes sans charges latérales au point de contrôle

Le processus de déconvolution fonctionne très bien avec le logiciel Deconv3D cependant celui-ci est de moins bonne qualité avec DeepSoilV7 particulièrement pour le spectre horizontal.

La vérification de la qualité a été réalisé pour les deux logiciels à nouveau. Pour Deconv3D les résultats sont présentés sur la Figure 3.27 et pour DeepSoilV7 sur la Figure 3.28.

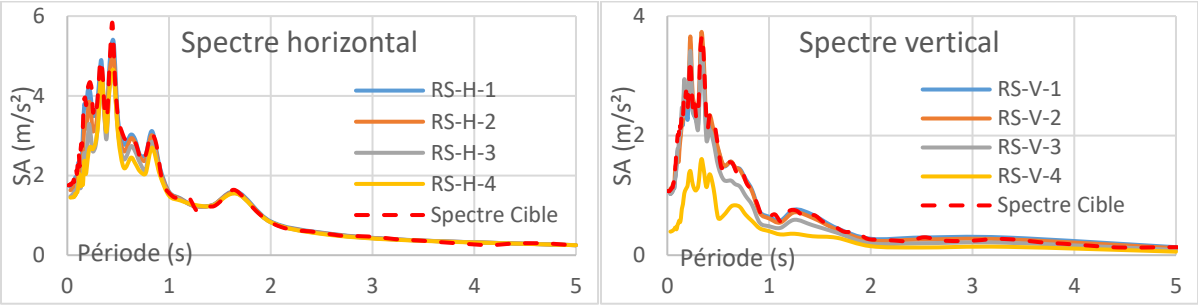


Figure 3.27 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée uniquement à la base

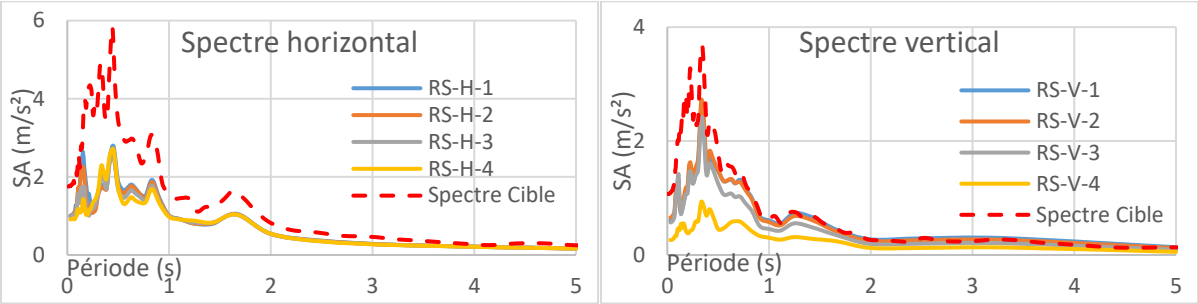


Figure 3.28 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée uniquement à la base

Cette fois, le processus fonctionne bien sur presque toute la fondation contrairement à ce qui a été observé sur lors de l'utilisation de frontière fixe. Les spectres horizontaux sont pratiquement tous identiques sur toute la largeur de la fondation. Pour les spectres verticaux, c'est la même chose sauf pour le point situé à l'extrémité.

3.6.5 Frontière absorbantes avec charges sur les frontières verticales

Toujours avec deux amortisseurs sur les points de la frontières, les charges sont appliquées sur tout le pourtour des modèles (à la base et sur les frontière verticales). Les spectres d'accélérations obtenus pour les deux logiciels au point de contrôle sont présentés la Figure 3.29.

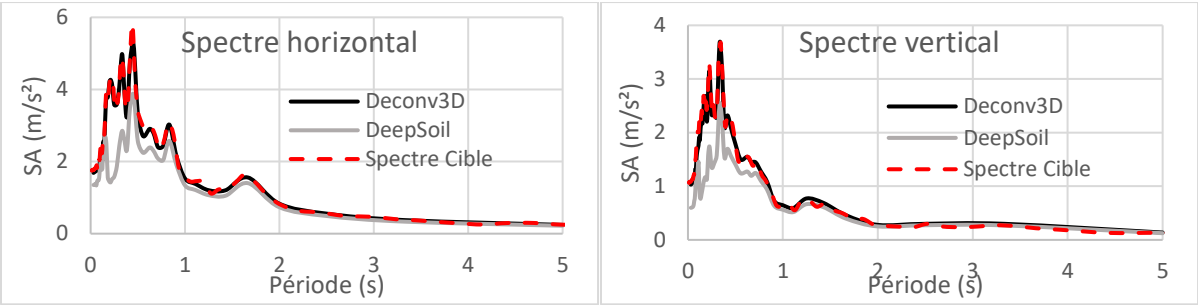


Figure 3.29 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes avec charges latérales au point de contrôle

La qualité du processus a été également vérifié pour les deux logiciels. Sur la Figure 3.30 les résultats sur les 4 points de la fondation sont présentés pour Deconv3D et sur la Figure 3.31 pour DeepSoilV7.

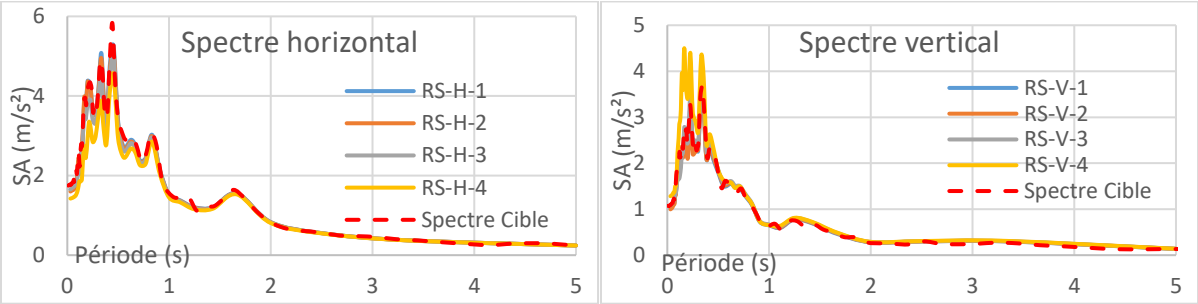


Figure 3.30 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **Deconv3D** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation

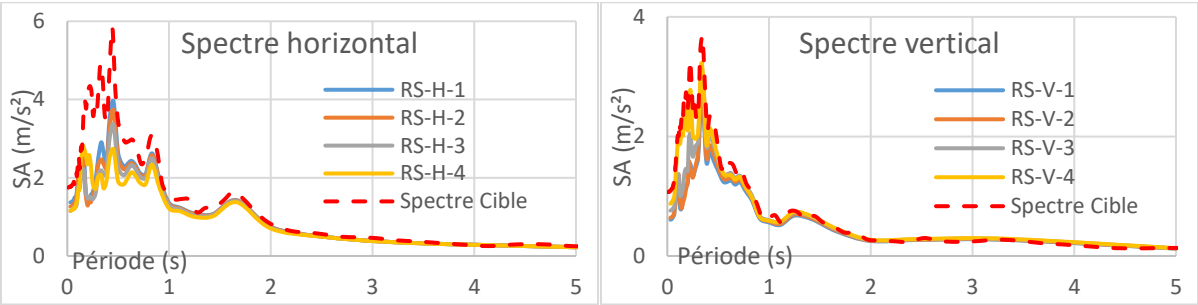


Figure 3.31 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec **DeepSoilV7** pour une excitation appliquée sur tout le pourtour de la fondation

Les résultats montrent à nouveau que la présence de charge sur les frontières verticales permet d'avoir une déconvolution plus homogène sur l'ensemble de la fondation. Quel que soit le point de mesure le spectre obtenu est très proche de celui cible

3.6.6 Tableau récapitulatif

Le tableau 3.4 résume les différentes analyses réalisées sur les modèles 2D. Il vient résumer les résultats au point de contrôle et présente un schéma explicatif du processus à suivre pour réaliser la déconvolution.

Tableau 3-5 Tableau récapitulatif pour les modèles 2D avec résultats au point de contrôle pour Deconv3D et DeepsoilV7 ainsi que le processus de déconvolution

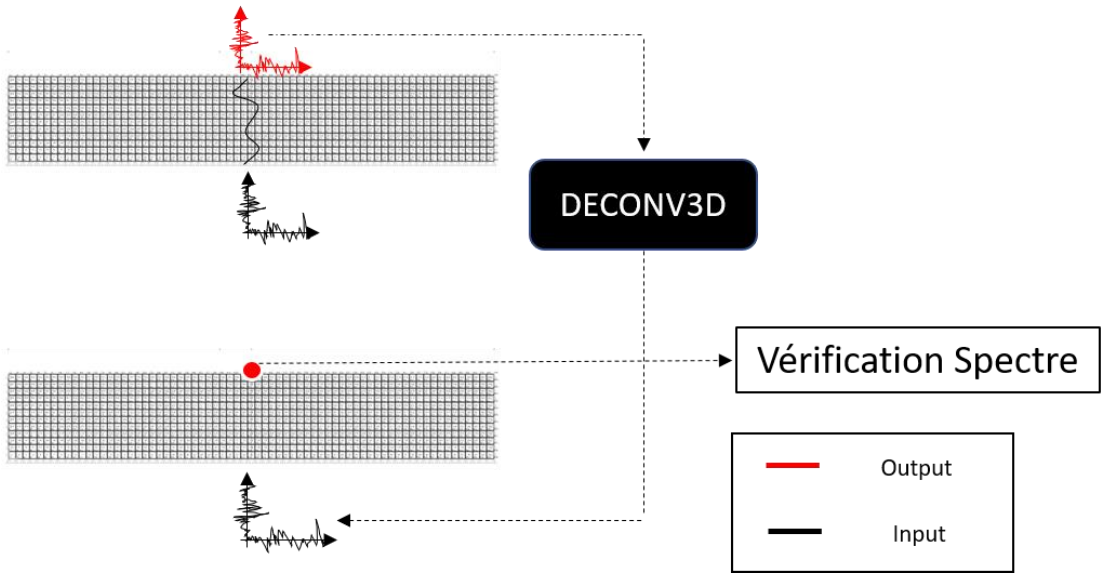
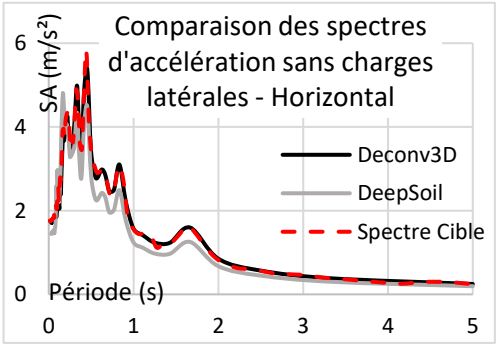
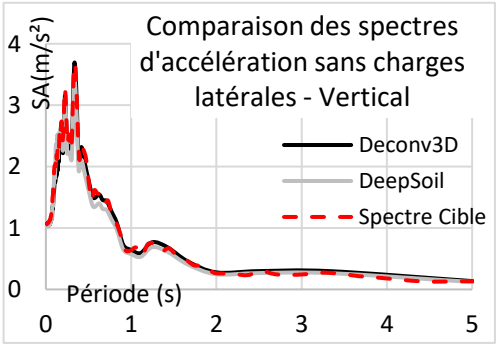
<table>
<tr><td colspan="3">Modèles sans charges sur les frontières verticales</td></tr>
<tr><td colspan="3"> 
</td></tr>
<tr><td>Frontières fixes</td><td> 
</td><td> 
</td></tr>
</table>

Tableau 3-5 Tableau récapitulatif pour les modèles 2D avec résultats au point de contrôle pour Deconv3D et DeepsoilV7 ainsi que le processus de déconvolution (suite)

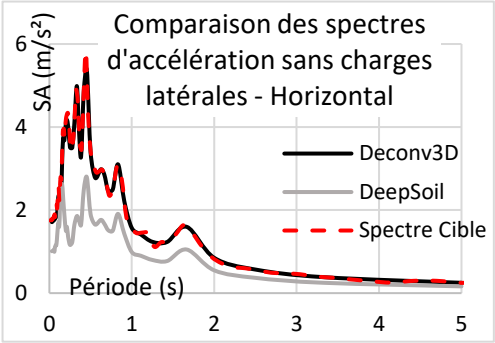
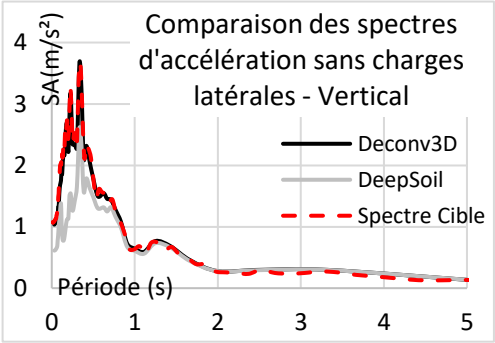
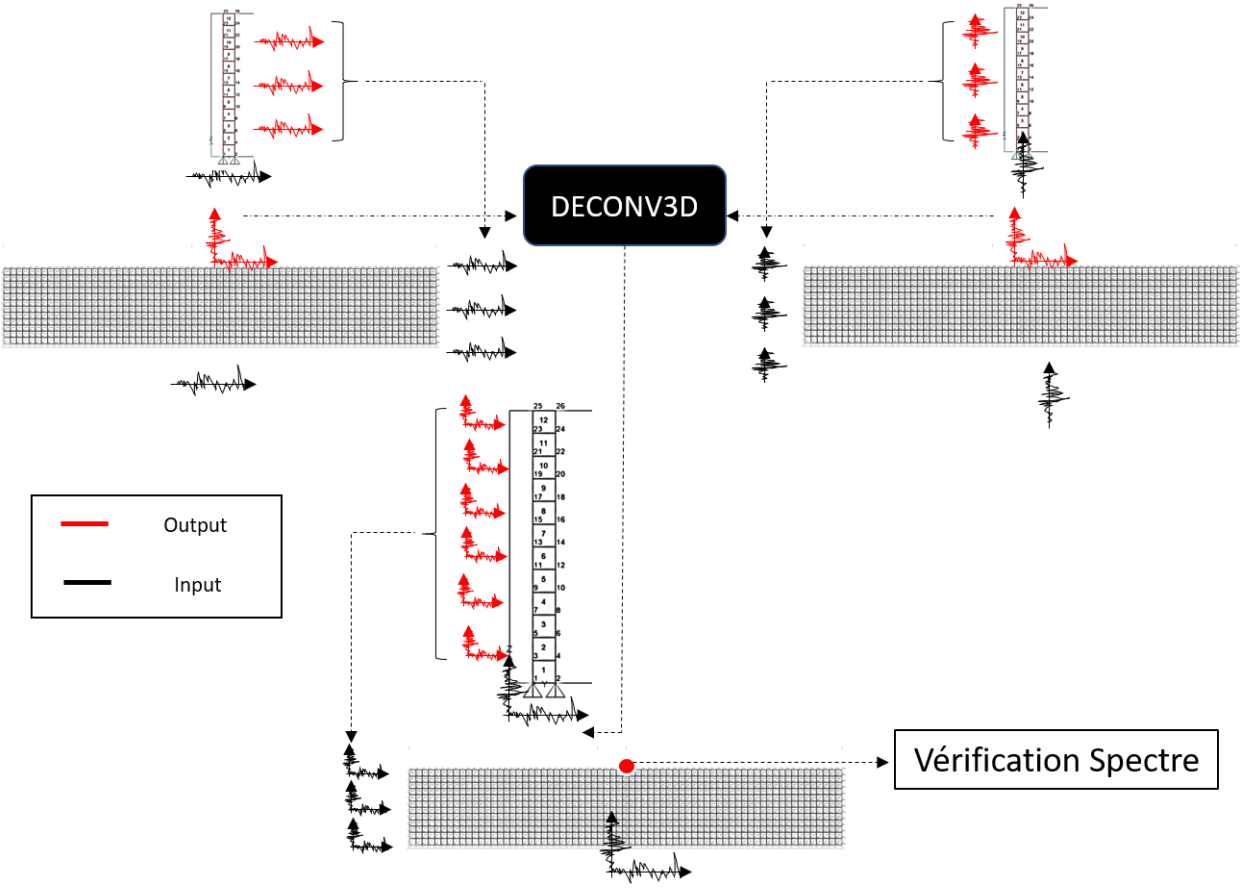
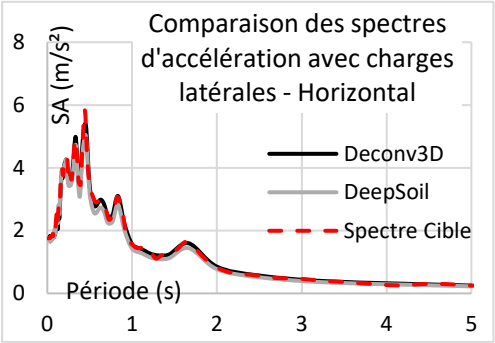
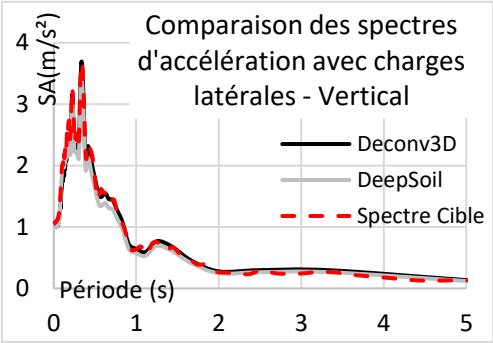
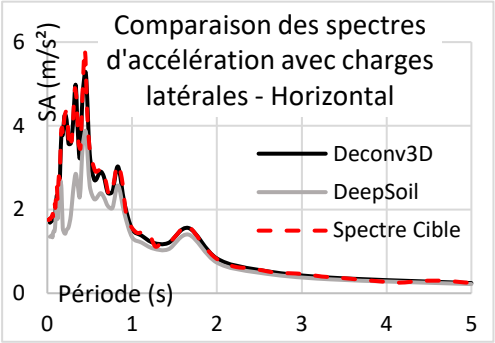
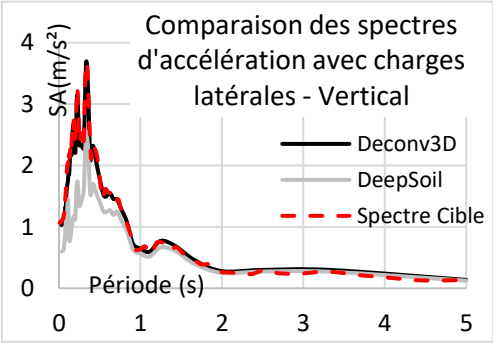
Frontières absorbantes		
Modèle avec charge les frontières verticales		
		

Tableau 3-5 Tableau récapitulatif pour les modèles 2D avec résultats au point de contrôle pour Deconv3D et DeepsoilV7 ainsi que le processus de déconvolution (suite)

Frontières fixes		
Frontières absorbantes		

3.7 Application de DeepSoilV7 (3x1D) et Deconv3D (3D) : 3D MEF

Deux types de modèle 3D ont été testés, l'un avec le chargement spécifié uniquement à la base de la fondation et un second avec le chargement spécifié à la base et sur les faces verticales. Les deux modèles testés ont pour conditions aux frontières des amortisseurs dont la valeur d'amortissement a été présenté dans la partie 3.4.4. Le chargement est mis en place sous la forme d'un historique des forces de manière similaire que pour les modèles 2D. Un historique des forces est défini dans la direction X en plus des directions Y et Z. Aucun modèle ayant des frontières rigides n'a été testé pour ces fondations 3D contrairement à ce qui a été fait pour les modèles précédents.

3.7.1 Réduction de l'analyse

Le modèle 3D de la fondation étant beaucoup plus important que les modèles testés jusqu'à maintenant, le temps d'analyse devient une contrainte. Afin de limiter celui-ci à une valeur

raisonnable, il a été décidé de réduire la série temporelle de chargement. Sur les 54 secondes de l'enregistrement de Taft (présenté dans la partie 3.4.2), seules 5 secondes ont été retenu. La période située entre 3 et 8 secondes sur l'enregistrement est celle ayant le plus de contenu fréquentiel. Les 5 secondes sont donc choisies à ce moment. Sur la Figure 3.32, le spectre d'accélération avec 5% d'amortissement déterminé avec la série temporelle réduite à 5 secondes est comparée avec le spectre original obtenu à partir de l'enregistrement complet de Taft.

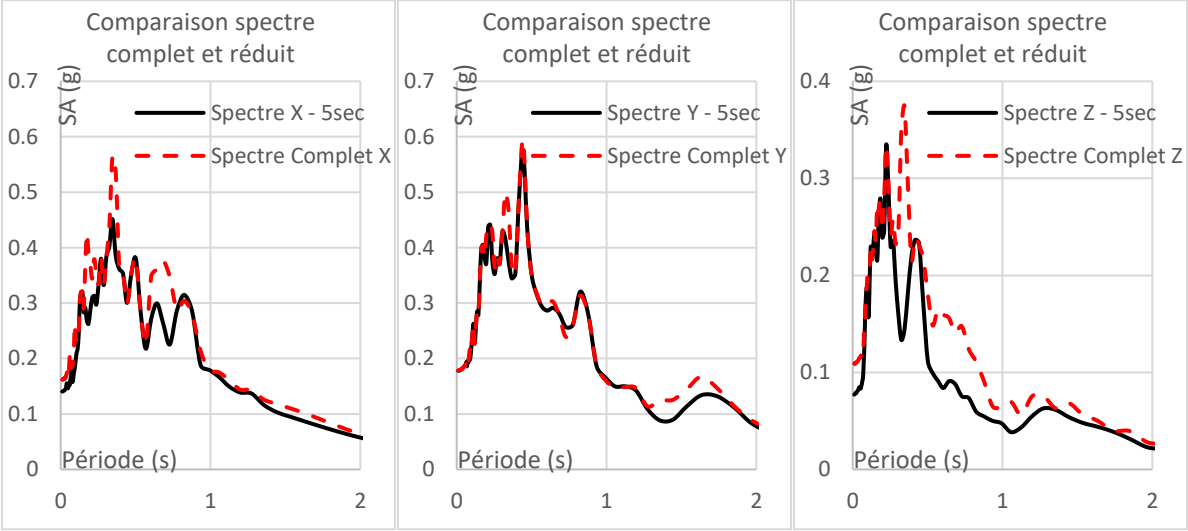


Figure 3.32 Comparaison des spectres d'accélérations (X, Y et Z) –au point de contrôle – modèle 3D

La Figure 3.32 montre que le contenu fréquentiel entre les deux séries est proche. Dans la direction Y, qui est la direction principale de chargement, le spectre réduit et le spectre original sont très proches. Dans la direction Z, le pic maximum apparaissant à 0.32 secondes dans la série originale n'est pas capté dans la série réduite. Néanmoins le choix a été fait de privilégier le chargement dans la direction Y qui vient créer beaucoup de cisaillement à la surface.

3.7.2 Frontières absorbantes sans charges latérales

Dans cette première modélisation 3D, le chargement est spécifié uniquement à la base de la fondation. La déconvolution est réalisée avec Deconv3D et DeepSoilV7. La vérification est ensuite effectuée au niveau du point de contrôle (voir Figure 3.11). Les spectres d'accélération obtenus dans les directions X, Y et Z avec un amortissement de 5% sont présentés sur la Figure 3.33.

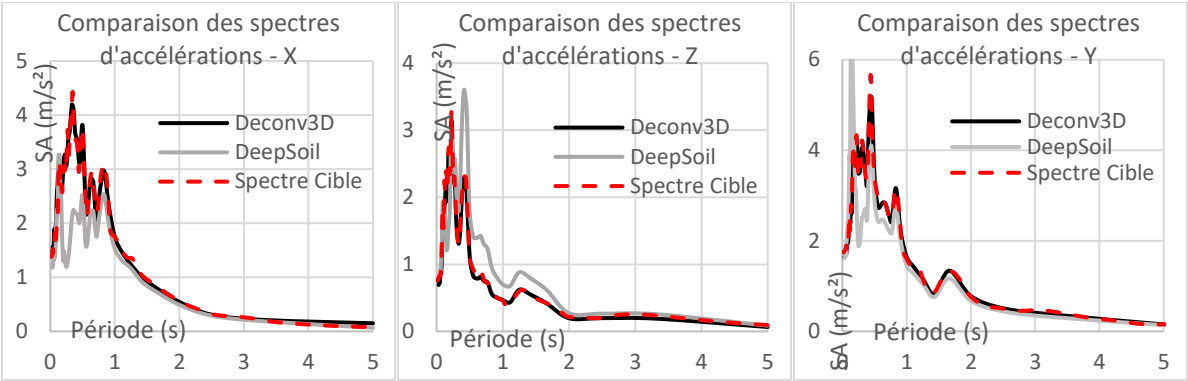


Figure 3.33 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes sans charges latérales au point de contrôle

Au point de contrôle, la déconvolution effectuée avec Deconv3D permet de retrouver le spectre cible dans les 3 directions. Avec DeepSoilV7, les mêmes problèmes que pour les fondations 1D et 2D ayant des frontières absorbantes apparaissent. Lorsque la fréquence devient trop haute (supérieure à 1 Hz), la qualité de la déconvolution chute drastiquement. Pour les fréquences plus basses, la qualité est bonne et on retrouve bien le spectre cible. Cependant, le séisme étudié ici a la grande majorité de son contenu fréquentiel situé dans les hautes fréquences. La déconvolution ne peut donc pas être qualifiée de bonne qualité.

La qualité de la déconvolution est ensuite vérifiée sur les autres points de la fondation (voir la Figure 3.11 pour l'emplacement de ces points). Les résultats présentés sont issus uniquement de la vérification de la déconvolution réalisée avec Deconv3D. Les résultats sont présentés selon 3 lignes de points : C4-C5-C6 ; D3-E3 ; D5-E6 (voir Figure 3.11). De cette manière il est possible d'observer l'évolution des spectres d'accélérations le long d'une ligne amont-aval, d'une ligne suivant la profondeur du barrage et enfin une ligne diagonale. Les résultats pour ces 3 lignes sont présentés de la Figure 3.34 à la Figure 3.36.

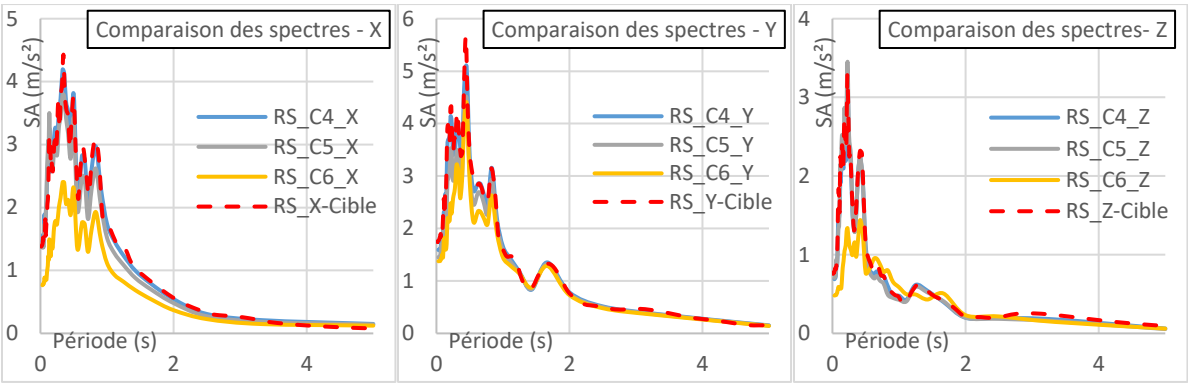


Figure 3.34 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne C4 – C5 – C6, sans charges latérales

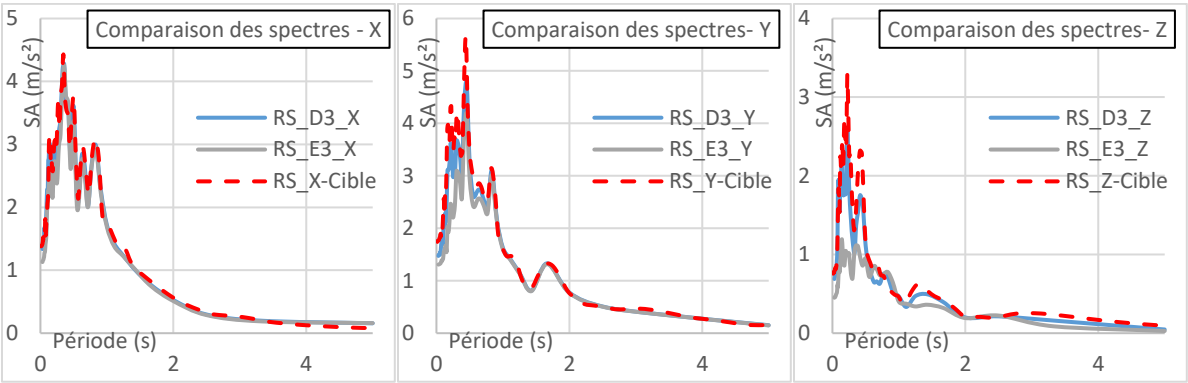


Figure 3.35 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne D3 –E3, sans charges latérales

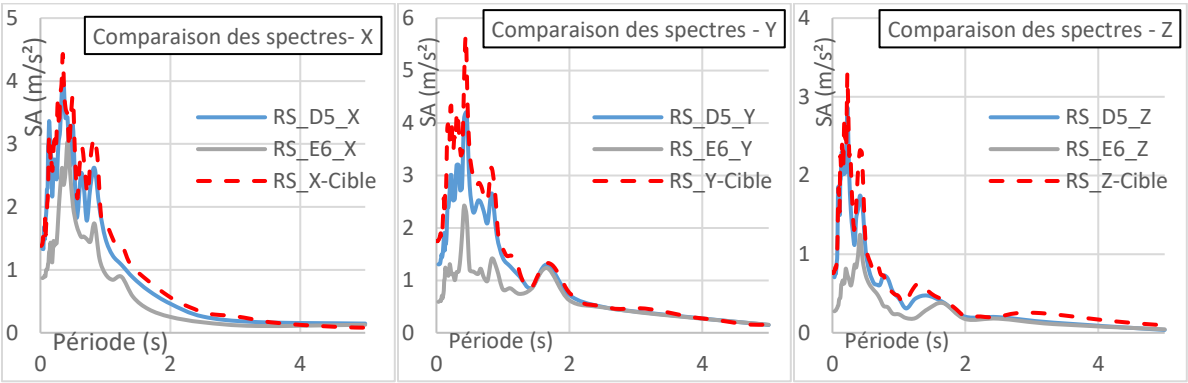


Figure 3.36 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne D5 –E6, sans charges latérales

Les résultats montrent que les points proches du point de contrôle (C4 et D3) ont un spectre d'accélération presque superposé avec le spectre cible. Les points un peu plus éloignés (C5 et D5) permettent de s'approcher du spectre cible de manière convenable. Les points les plus éloignés, se trouvant sur les frontières (E3, E6 et C6), ont un spectre beaucoup plus faible que le spectre cible

dans les directions X et Z. La déconvolution où les charges sont spécifiées uniquement à la base de la fondation dans le modèle 3D permet donc d'obtenir le spectre cible de manière très précise sur une zone localisée autour du point de contrôle. Proche des frontières, la qualité de la déconvolution chute et le spectre d'accélération obtenu ne correspond pas au spectre cible.

3.7.3 Frontière absorbantes avec charges sur les frontières verticales

Cette fois, le chargement est spécifié à la base et sur les frontières verticales de la fondation. L'objectif à nouveau, est d'améliorer la qualité de la déconvolution sur les points de la surface libre proches des frontières. Pour définir les charges sur les faces verticales une étape est ajoutée dans le processus de déconvolution (comme pour les modèles 2D). Une phase d'initialisation est ajoutée. Durant celle-ci, le chargement sismique est appliqué uniquement à la base. Une fois les résultats obtenus, les vitesses sont mesurées sur tous les points aux centres des frontières verticales de la fondation. La fondation étant homogène il est possible de mesurer ces vitesses uniquement au centre de deux faces normales l'une par rapport à l'autre. Une fois les vitesses obtenues pour les 12 nœuds des deux faces, un historique des forces est généré pour chacun des 12*2 nœuds de la même manière qu'à la base. Il est ensuite possible d'appliquer ces historiques de forces à tous nœuds des frontières verticales de la fondation en fonction de leur profondeur. Une fois cette étape réalisée, il est possible de mesurer l'accélérogramme dans les trois directions (X, Y et Z) et d'effectuer la déconvolution à l'aide de Deconv3D. Le chargement déconvolué obtenu est à appliquer à la base de la fondation. Pour obtenir les charges déconvoluées à mettre en place sur les frontières verticales, il faut réaliser exactement le même processus que précédemment avec une étape d'initialisation. Une fois cette ultime étape effectuée, il est possible de vérifier la qualité de la déconvolution en mesurant les spectres d'accélérations. Ceux obtenus au point de contrôle avec un amortissement de 5% sont présentés sur la Figure 3.37.

Ce processus de déconvolution est présenté en détail dans l'annexe C. Des outils ont dû être développés pour aider à la réalisation de ce processus, ils sont également présentés dans l'annexe C.

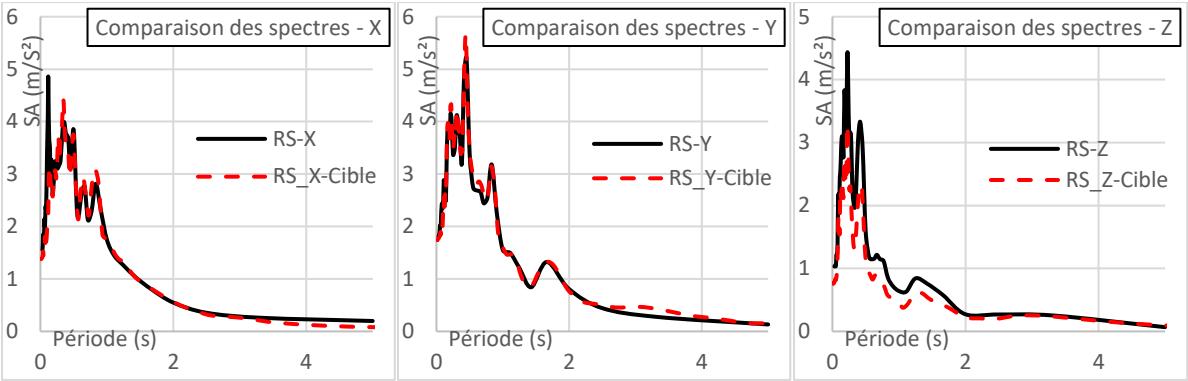


Figure 3.37 Comparaison des spectres d'accélérations – frontières absorbantes avec charges latérales, au point de contrôle

Au point de contrôle, les spectres obtenus sont bien superposés avec les spectres cibles. Néanmoins, la qualité globale semble inférieure à celle obtenue lorsque le chargement était spécifié uniquement à la base. Dans la direction X, un pic apparait à la période 0.11 secondes. Dans la direction Z, le spectre obtenu est légèrement décalé par rapport au spectre cible. Malgré cela, la qualité reste acceptable car ces différences restent faibles et le spectre dans la direction Y est parfaitement superposé au spectre cible.

La déconvolution est ensuite vérifiée aux autres points de mesures de la même manière que précédemment. Les spectres d'accélérations mesurés à ces points sont présentés de la Figure 3.38 à la Figure 3.40.

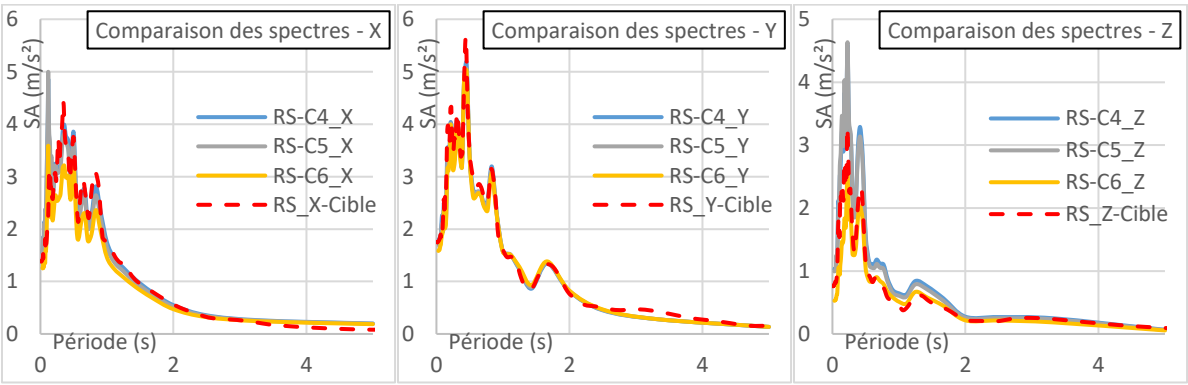


Figure 3.38 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne C4 – C5 – C6, avec charges latérales

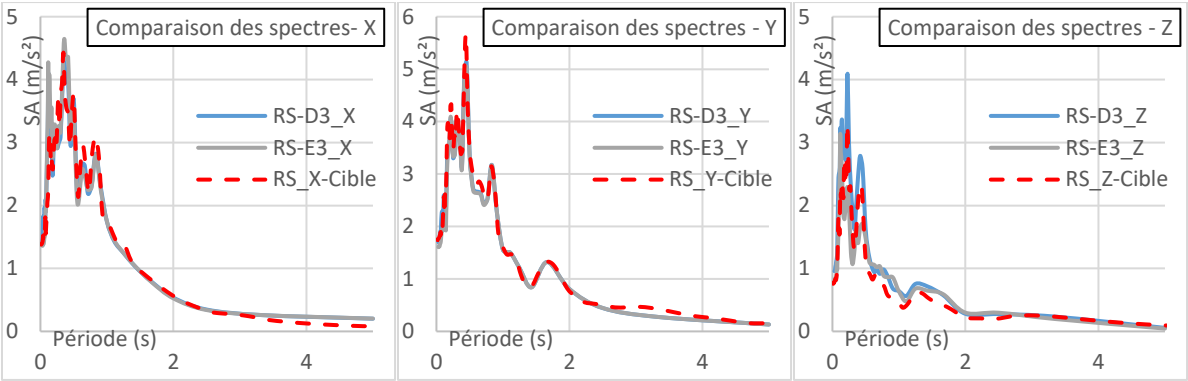


Figure 3.39 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne D3 –E3, avec charges latérales

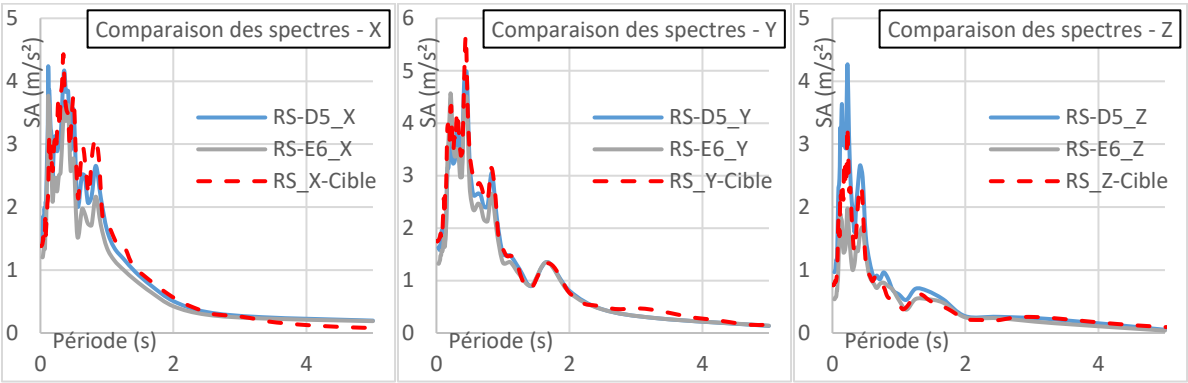


Figure 3.40 Comparaison des spectres d'accélérations sur la ligne D5 –E6, avec charges latérales

Comme dans la partie précédente, les points proches du point de contrôle ont des spectres correspondant aux spectres cibles. Cependant, les points situés sur les frontières (E3, E6 et D6) et ceux éloignés du point de contrôle (C5 et D5) ont des spectres bien plus homogènes avec les spectres cibles dans ce cas. Il est donc intéressant de spécifier le chargement sur les faces verticales de la fondation car cela permet d'homogénéiser de manière globale le champ d'onde à la surface de la fondation.

3.8 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter le logiciel Deconv3D et son fonctionnement. Son utilisation a ensuite été testé sur différent cas (1D, 2D et 3D) et il a été comparé au logiciel DeepSoilV7. Il a ainsi été démontré la capacité de Deconv3D à réaliser des déconvolutions robustes (3x1D et 1x3D) dans la totalité des cas étudiés. Que la fondation soit 1D composée d'éléments poutres, 2D ou 3D la déconvolution est toujours de très bonne qualité au point de contrôle. Les conditions aux

frontières n'ont posé aucunes difficultés non plus, puisque des modèles avec frontières rigides et absorbantes ont été testés. Le logiciel DeepSoilV7 a également été utilisé. Pour DeepSoil on effectue une déconvolution sur une colonne de sol 1D modélisée séparément du modèle d'éléments finis. DeepSoil permet également de faire une déconvolution de qualité lorsque la fondation a une frontière horizontale rigide à sa base. Il a été montré cependant que les résultats sont sensibles aux fréquences naturelles de la colonne de sol DeepSoil. Si cette fréquence n'est pas calibrée parfaitement avec la fréquence de vibration du modèle élément fini, des phénomènes de distorsions et résonnances peuvent apparaitre (voir annexe A). Lorsque des frontières absorbantes sont mises en place dans le modèle d'éléments finis, la déconvolution DeepSoil devient de mauvaise qualité quand la période de vibration est inférieure à 1 sec sur les modèles testés.

Le chapitre 3 a également permis d'étudier la variabilité spatiale des spectres d'accélérations sur la surface libre des modèles de fondation 2D et 3D. Il a pu de cette manière être mesuré l'impact de la mise en place du chargement sismique sur les frontières verticales des modèles de fondation 2D et 3D en plus du chargement défini à la base horizontale. Il a fallu dans un premier temps définir un processus compatible avec l'utilisation de Deconv3D. Pour cela des outils ont dû être développés sur Matlab et Excel (en VBA) afin d'appliquer les forces sismiques à chaque nœud (DDL) des frontières verticales de la fondation (voir annexe C). Il a ainsi été montré à travers plusieurs cas d'étude (fondations 2D ou 3D, frontières rigides ou absorbantes) que définir le chargement sur les faces verticales permet de réduire la variabilité spatiale du champ d'ondes sismiques à la surface libre de la fondation. Cela est très intéressant car il est de cette manière possible d'assurer le chargement sismique souhaité à tous les points de la surface. Dans le cas où le chargement est spécifié uniquement à la base, le champ d'onde voulu est assuré autour du point de contrôle. Proche des frontières en revanche, le chargement sismique est plus faible que celui voulu. Il y a donc un réel intérêt à définir le chargement sismique sur les faces verticales de la fondation, surtout lorsque le modèle est très grand et qu'il faut s'assurer que les points éloignés du point contrôle sont correctement chargés. Néanmoins, la mise en place du chargement de cette manière, complexifie grandement le processus de déconvolution. Il est donc important de définir en amont et pour chaque projet, l'intérêt de réaliser ce processus.

CHAPITRE 4 ÉTUDE DE CAS SOUS FONDATION HOMOGÈNE : BARRAGE DE PINE FLAT

4.1 Introduction

Ce chapitre combine les modèles de fondations et les méthodes d'applications des secousses sismiques présentées dans le chapitre 3 avec les modèles du barrage-poids de Pine Flat. Le barrage a été modélisé de deux manières, (i) de façon complète avec des éléments finis 2D en contraintes planes et (ii) de manière 1D sous la forme d'un "*stick-model*" (SM). Afin de représenter l'interaction barrage-fondation-réservoir trois combinaisons de modélisation ont été mises en place : (i) fondation 2D et barrage 2D (2x2D) ; (ii) fondation 2D et barrage stick-model (2D+SM); (iii) fondation et barrage stick-model (2xSM). Pour chacune des combinaisons de modèle, les efforts internes (P-V-M) du barrage ont été calculés à l'interface barrage-fondation et au bloc de crête ainsi que les facteurs de sécurité au glissement (FSG) correspondants.

La modélisation du barrage et son assemblage avec la fondation sont présentés dans un premier temps. Les résultats sont ensuite exposés pour les 3 types de combinaisons de modèles. La dernière partie de ce chapitre traite de la comparaison de ces résultats et du calcul des facteurs de sécurités au glissement.

4.2 Modélisation du barrage et assemblage avec la fondation

4.2.1 Barrage de Pine Flat

Le barrage de Pine Flat se situe en Californie au États-Unis sur la rivière Kings. Il est composé de 36 blocs de béton de 50 ft de largeur (15.24m) et un de 40 ft (12.19m). Le plus haut bloc a une hauteur non-submergée de 400ft (121.92m). Le barrage est présenté en élévation du côté aval sur la Figure 4.1.

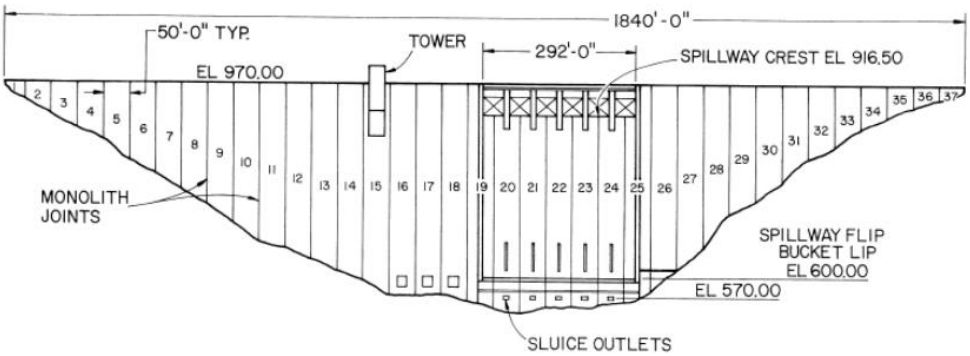


Figure 4.1 Vue en élévation du côté aval du barrage de Pine Flat (USBR, 2018)

Le bloc étudié est le numéro 16, il s'agit du même que celui retenu dans le cadre du workshop de l'USBR (2018) intitulé "*Evaluation of Numerical Models and Input Parameters in the Analysis of Concrete Dams*". La géométrie de ce bloc est décrite sur la Figure 4.2.

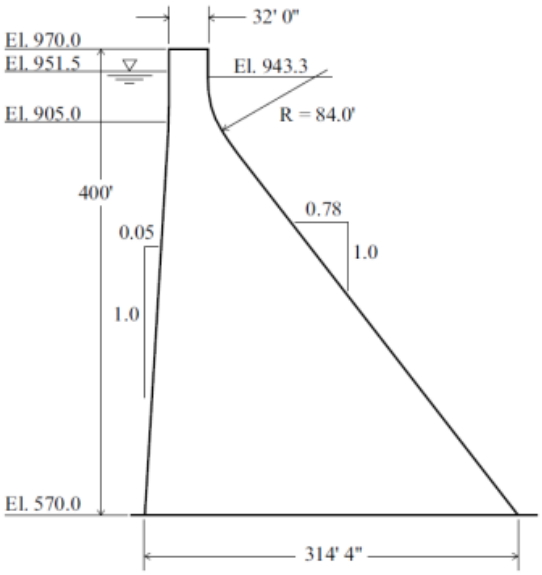


Figure 4.2 Description géométrique du monolithe 16 du barrage de Pine Flat (USBR, 2018)

Les propriétés physiques du béton du barrage sont résumées dans le Tableau 4-1. Ces propriétés sont identiques à celles utilisées pour la fondation dans le workshop USBR.

Tableau 4-1 Résumé des propriétés du béton et du roc de fondation

Paramètre	Valeur	Unité
Module d'élasticité	22 407 960	kPa

Tableau 4-1 Résumé des propriétés du béton et du roc de fondation (suite)

Coefficient de Poisson	0.20	-
Poids volumique	24.35	kN/m^3

L'amortissement du béton du barrage est de 5% (USBR, 2018).

4.2.2 Modèle du barrage 2D

La première modélisation du barrage est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 en 2D par des éléments finis en contraintes planes de 15.24m de largeur. Pour le maillage, le barrage est décomposé en deux parties, un rectangle en haut et un trapèze en dessous. Le rectangle supérieur est divisé en 25 éléments sur la largeur et en 10 éléments sur la hauteur. Cela permet d'obtenir des éléments de 1.981m par 0.390m. Pour le trapèze la hauteur et la largeur sont divisées en 25 éléments ce qui donne au total 625 éléments d'une hauteur constante de 4.084m et d'une largeur variant selon la hauteur. Ce maillage est inspiré des travaux de Lokke (USBR, 2018). Le maillage est présenté sur la Figure 4.3.

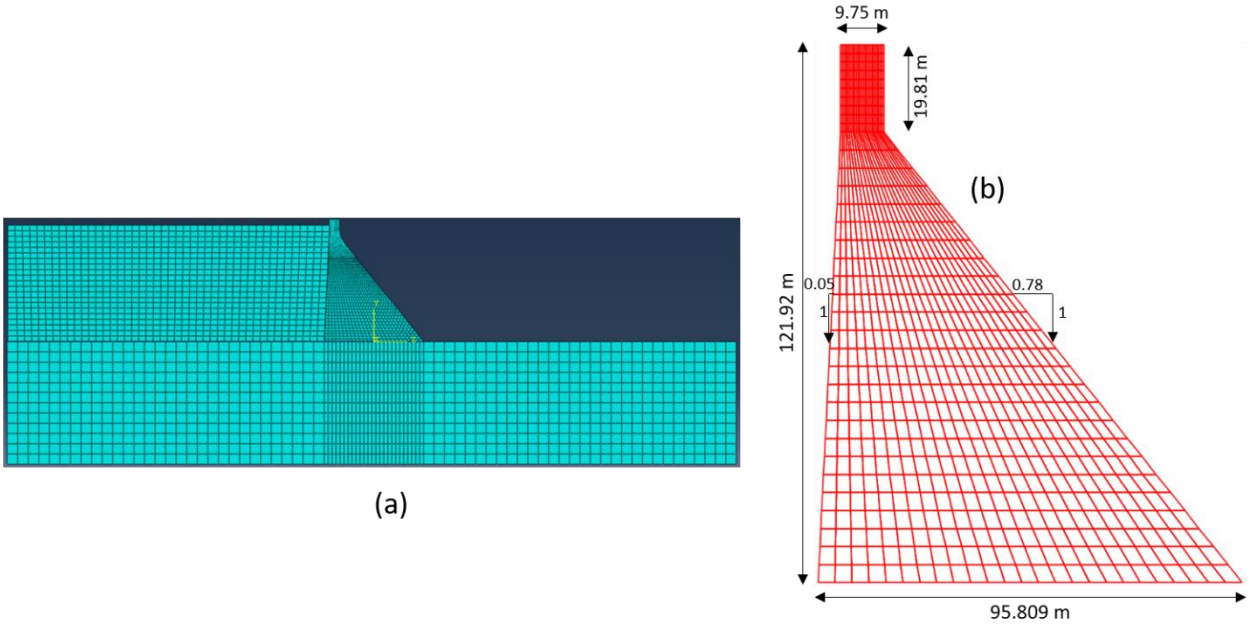


Figure 4.3 Maillage du barrage de Pine Flat ; (a) Lokke (2018), (b) SAP2000

La période fondamentale obtenue pour ce modèle, sans réservoir et sur une fondation rigide est de 0.321sec ce qui est proche de la période de 0.317sec déterminée par Chopra (1988).

Afin de représenter le chargement dynamique du réservoir, des masses ajoutées de Westergaard ont été mises en place. L'équation suivante présente comment ces masses ont été calculées pour chacun des nœuds de la face amont du modèle.

$$b = \frac{7}{8}\sqrt{Hy} * \frac{\gamma_w}{g} A \qquad (4.1)$$

Où H représente la hauteur d'eau, y est la coordonnée du nœud concerné (avec 0 à la surface), γ_w est le poids volumique de l'eau (9.81 kN/m^3), g est la constante gravitationnelle et A est l'aire tributaire de chaque nœud. La hauteur d'eau pour le monolithe étudié est de 116.28m. Le profil des masses sur la hauteur d'eau est présenté sur la Figure 4.4. Le changement du profil autour de 14m de profondeur correspond au changement du type de maillage ce qui modifie les aires tributaires associées aux nœuds.

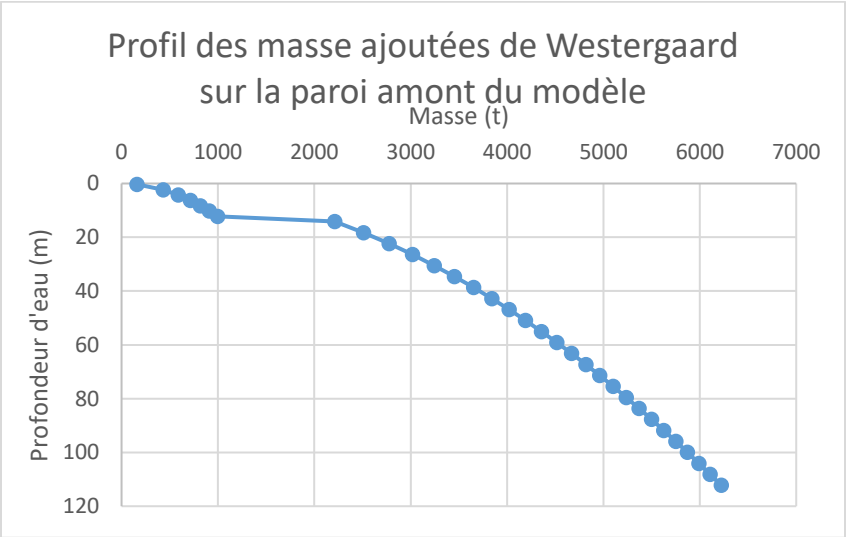


Figure 4.4 Profil des masses ajoutées de Westergaard sur la paroi amont du modèle

Une fois le barrage 2D modélisé, celui-ci a été assemblé avec la fondation 2D définie dans le chapitre 3 à l'aide d'éléments finis à quatre nœuds en déformations planaires. De manière à assurer la compatibilité entre les deux modèles, le maillage de la fondation a été revu afin de correspondre à celui du barrage. Ainsi les éléments de la fondation directement sous le barrage ont une largeur de 3.832m et 10.333m de hauteur. Ce maillage est toujours inspiré par le travail de Lokke dans le workshop de l'USBR (2018) (Figure 4.3a).

Le modèle avec le barrage et la fondation assemblés est présenté sur la Figure 4.5.

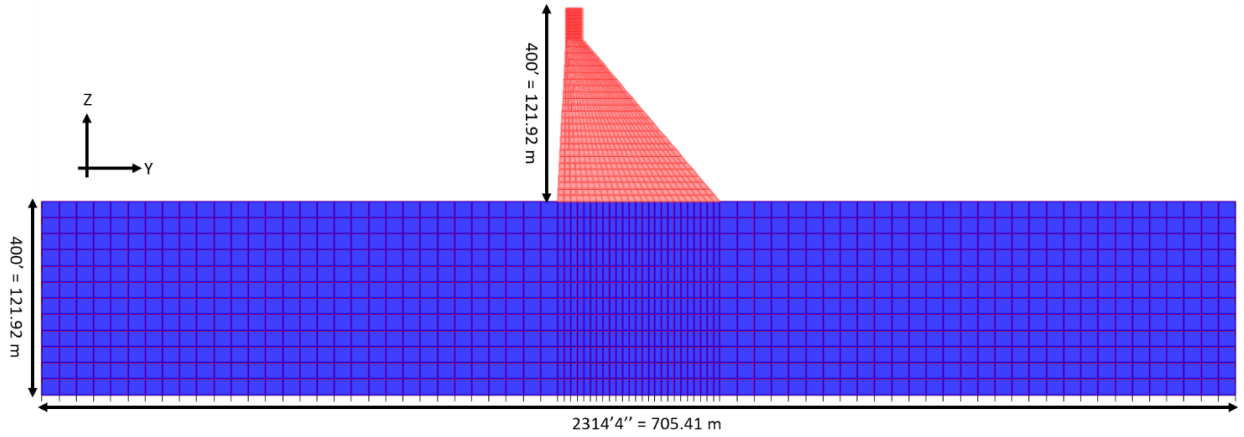


Figure 4.5 Modèle avec barrage et fondation 2D (2x2D)

La période fondamentale obtenue pour ce modèle vaut 0.445sec ce qui est à nouveau très proche de la période de 0.448 sec déterminée par Chopra (1988) à l'aide d'analyse sismiques dans le domaine des fréquences lorsque la fondation est considérée flexible et le réservoir présent.

4.2.3 Modèle du barrage en stick-model (SM)

De la même manière que la fondation a été modélisée à l'aide d'un stick-model, le barrage a également été modélisé de cette manière. Pour cela le logiciel CADAM3D a été utilisé. Ce logiciel permet de modéliser le barrage directement en éléments poutres-poteaux et ensuite d'exporter un modèle sous forme de "*stick-model*" pour SAP2000. L'exportation prend en compte les masses ajoutées de Westergaard. La Figure 4.6 représente le stick-model obtenu de CADAM3D sur SAP2000 avec en superposition le barrage en 2D.

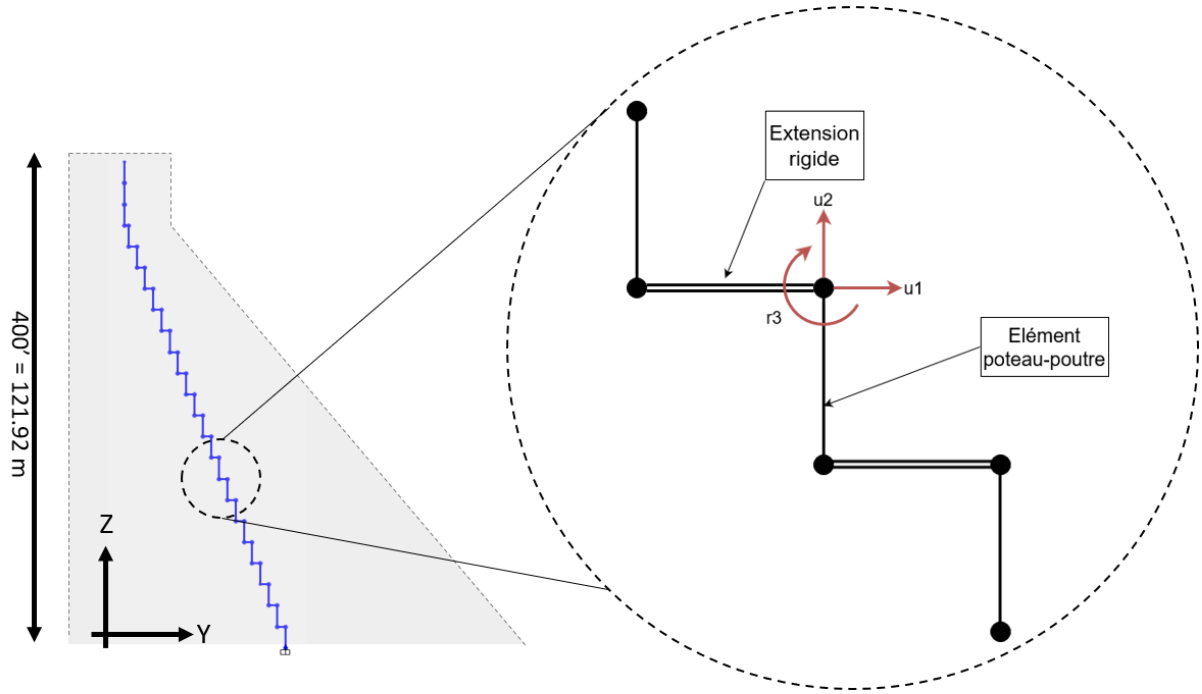


Figure 4.6 Stick-model de SAP2000 du barrage issu de Cadam3D

La période fondamentale du modèle est de 0.379sec ce qui est très proche de la période de 0.377sec obtenue par Chopra (1988) lorsqu'une fondation rigide est considérée pour le barrage et le réservoir.

Ce barrage sous forme de stick-model est ensuite assemblé avec la fondation. Pour cela la fondation éléments finis 2D est utilisée dans un premier temps. Afin de lier les éléments 2D en déformation plane et les éléments poutres ensemble, une restreinte cinématique (équations de compatibilité) de type *« body »* est mise en place dans SAP2000. Cela permet de lier les 3DDL déplacements (X, Y) et les rotations, θz du nœud de la poutre à la base du barrage avec les DDL des nœuds de la fondation (déplacements en X et Y) avec lesquels le barrage 2D est en contact (Voir Annexe B pour les détails de la restreinte cinématique de SAP2000). Le modèle avec fondation 2D et barrage SM est présenté sur la Figure 4.7.

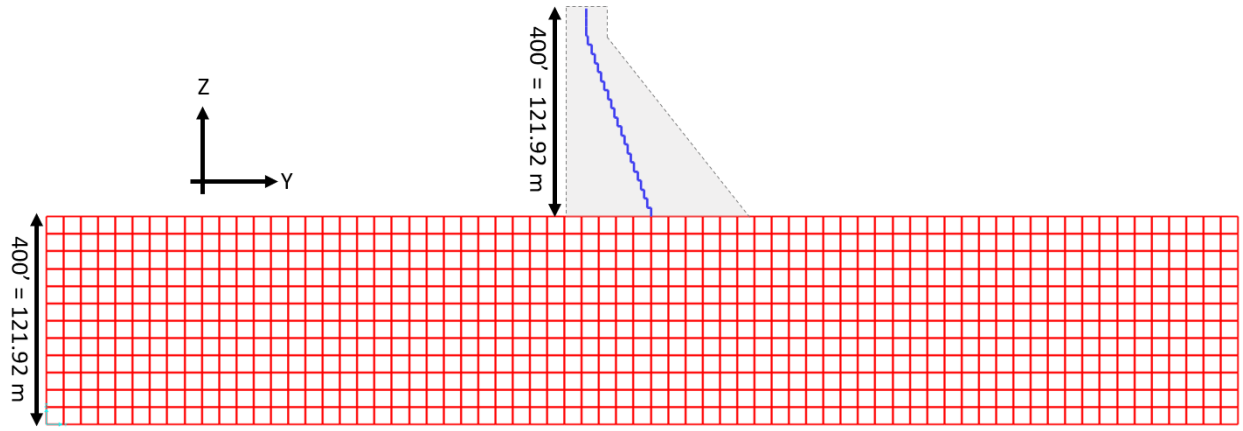


Figure 4.7 Assemblage de la fondation 2D avec le barrage stick-model (2D+SM)

Ce modèle permet d'obtenir une période fondamentale de vibration de 0.480sec ce qui est proche de la période de 0.448sec de Chopra (1988) pour le barrage, la fondation flexible et le réservoir.

Dans un second temps, l'assemblage est réalisé sur la fondation de type stick-model. Le modèle étant entièrement constitué d'éléments poutres, il n'y a plus de problème de liaison des éléments du barrages avec ceux de la fondation. Le modèle est présenté sur la Figure 4.8.

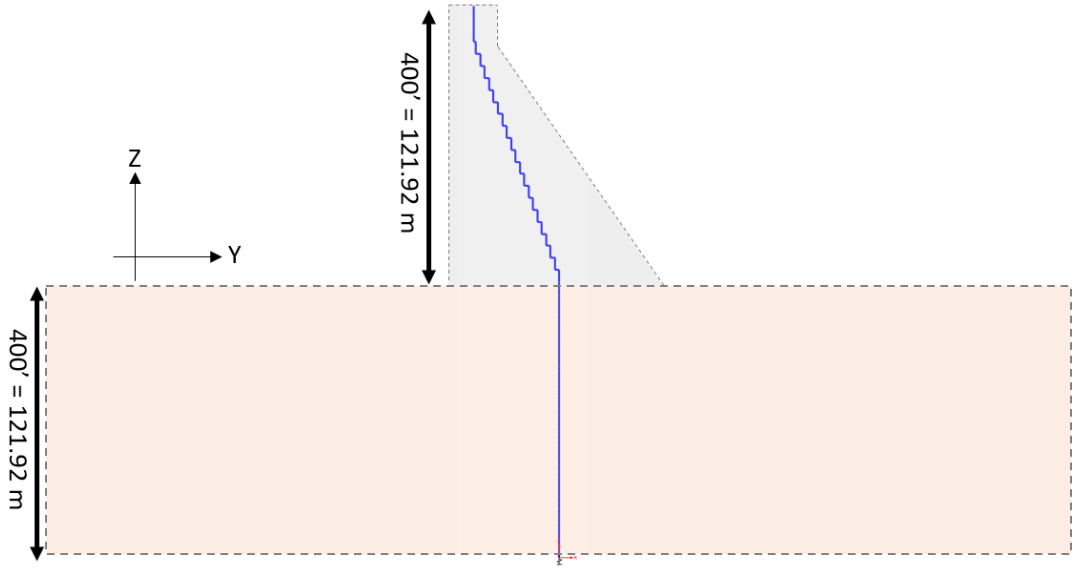


Figure 4.8 Présentation du modèle avec le barrage et la fondation sous forme de stick-models (2xSM)

La période de vibration de ce modèle est de 0.445 sec ce qui est toujours très proche des 0.448sec obtenus par Chopra (1988).

4.2.4 Convention de signe utilisée

Les modèles présentés sont comparés entre eux en mesurant les efforts internes générées par le séisme de Taft. La déconvolution des signaux sismiques ayant été réalisé dans le chapitre 3. Les efforts internes sont mesurés en deux points du barrage, à la base et en haut (*« top »*) au niveau du changement de géométrie (voir Figure 4.9). La convention de signe utilisée pour présenter les résultats est décrite sur la Figure 4.9.

Ainsi lorsque les valeurs « max » sont présentées dans la suite, cela correspond aux valeurs les plus défavorables pour la stabilité de l'ouvrage. Cela correspond donc à la force axiale P minimale, à l'effort tranchant V maximal et au moment stabilisant M minimal.

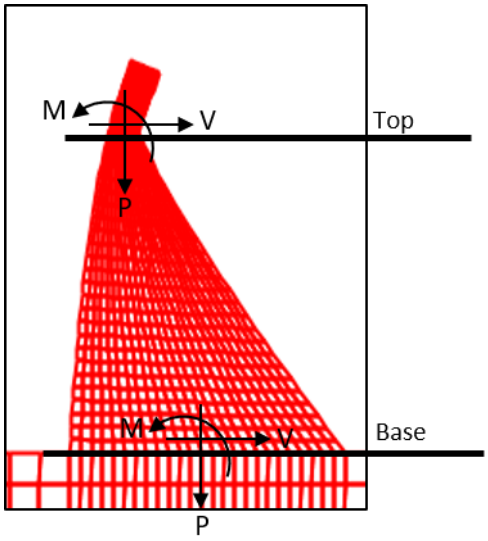


Figure 4.9 Convention de signe pour les sollicitations internes et sections de calculs

4.2.5 Récapitulatif des modèles mis en place

Trois types de modèle barrage-fondation-réservoir ont été défini :

- Fondation 2D et barrage 2D (2x2D)
- Fondation 2D et barrage stick-model (2D+SM)
- Fondation stick-model et barrage stick-model (2xSM)

Pour chacun de ces modèles, une version est mise en place avec des frontières non absorbantes (fixe) et une autre avec des frontières absorbantes (abs).

De plus, pour les modèles 2D+SM une 3ème version a été mise en place avec la fondation sans masse dite *« massless »*. Cette version a la particularité de ne pas nécessiter de déconvolution, il suffit d'appliquer directement l'enregistrement de Taft aux frontières du modèle.

Uniquement les déconvolutions réalisées au chapitre 3 avec Deconv3D avec chargements sur les faces verticales et horizontales de la fondation ont été prises en compte.

Chacun des modèles a été testé dans un premier temps en considérant uniquement un chargement horizontal (H) et dans un second temps en considérant à la fois le chargement horizontal et vertical (H&V).

Le Tableau 4-2 présente un résumé de tous les modèles de barrage-fondation et réservoir mis en place et le nom tel qu'il est utilisé dans les résultats fournis dans la suite. La période fondamentale de chacun des modèles ayant une base fixe est précisée. Cette période est à comparer avec celle de 0.448 s déterminé par Chopra (1988).

Tableau 4-2 Récapitulatif des différents modèles mis en place

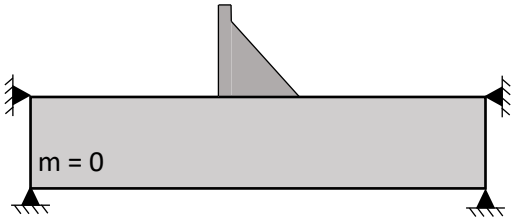
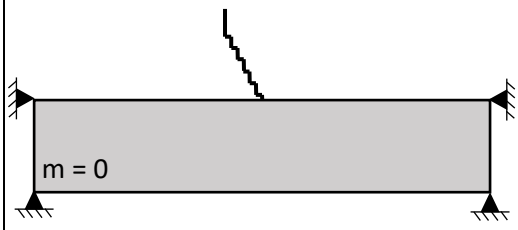
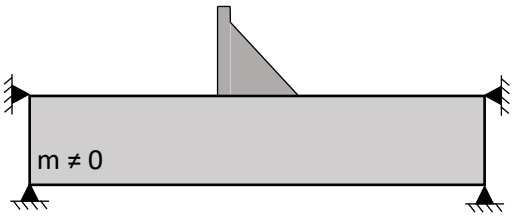
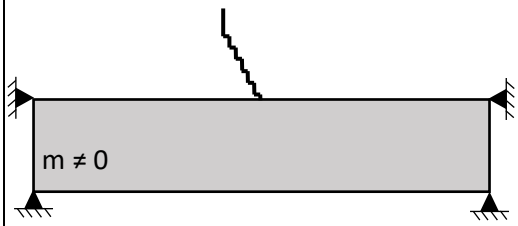
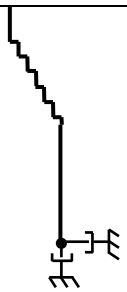
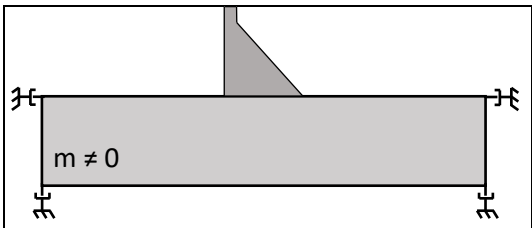
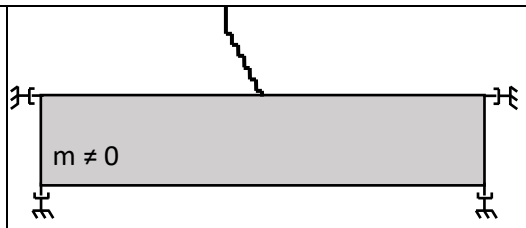
Barrage 2D et fondation 2D	Barrage stick-model et fondation 2D	Barrage et fondation 1D
 Massless_2x2D : T_1 =0.441 s	 Massless_2D+SM : T_1 =0.473 s	Fixe_2xSM T_1 =0.445 s
 Fixe_2x2D : T_1 =0.445 s	 Fixe_2D+SM T_1 =0.480 s	 Abs_2xSM

Tableau 4-2 Récapitulatif des différents modèles mis en place (suite)

 Abs_2x2D	 Abs_2D+SM	/

Pour chacun des modèles, l'équation d'équilibre dynamique a été résolu par intégration temporelle directe non-linéaire. L'intégration temporelle a été réalisé avec l'algorithme de Hilbert-Hughes-Taylor (HHT) avec les paramètres suivants : $\gamma = 0.5$; $\beta = 0.25$; $\alpha = 0$. Le pas d'intégration utilisé pour tous les modèles est de 0.01 sec.

Un amortissement de Rayleigh a été ajouté de manière à assurer un amortissement d'au moins 5%. Cet amortissement a été choisi à partir des données du USBR (USBR, 2018) .Pour ce faire, les coefficients α et β (différents de ceux utilisé pour l'algorithme HHT) utilisé dans l'équation ci-dessous, ont été déterminé de manière à englober 90% de la masse modale dans les directions horizontale et verticale.

$$C = \alpha M + \beta K \tag{4.2}$$

L'amortissement pour tous les modèles a ensuite été mesuré en réalisant un essai en vibration libre après avoir imposé un chargement statique en tête du barrage. L'amortissement est ensuite déterminé en mesurant le décrément logarithmique des vibrations. Les résultats obtenus pour tous les modèles mis en place sont présentés sur la Figure 4.10.

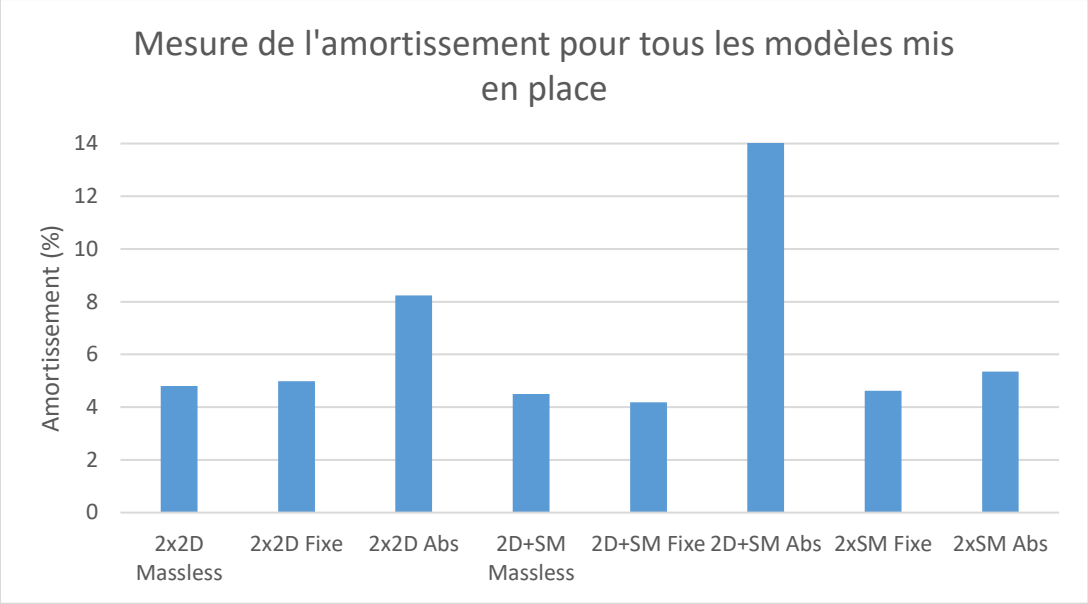


Figure 4.10 Amortissement obtenu pour tous les modèles mis en place

L'amortissement obtenu pour les modèles à base fixe est bien de 5% comme attendu. L'amortissement obtenu pour les modèles avec frontières absorbantes est logiquement plus élevé car ce type de frontière vient ajouter un nouveau mécanisme de dissipation d'énergie. Malgré la présence d'amortisseurs, les modèles 2x2D Abs et 2xSM Abs conserve une valeur d'amortissement raisonnable inférieur à 9%. Seul le modèle 2D+SM Abs a un amortissement de 14% très élevé qui aura un impact sur les résultats présentés à la suite.

4.3 Application barrage 2D et fondation 2D (2x2D)

Dans cette partie, les efforts internes (P, V et M) obtenus à la base et en haut (« top ») des modèles 2x2D (Éléments finis pour le barrage et la fondation) sont présentés. Les résultats obtenus avec une sollicitation sismique uniquement horizontale (H) sont exposés dans un premier temps puis ceux obtenus avec une sollicitation horizontale et verticale (H&V) dans un second temps.

4.3.1 Sollicitation sismique horizontale – Modèles 2x2D

Les efforts internes P, V et M à la base et en haut des modèles Fixe_2x2D, Abs_2x2D et Massless 2x2D pour un chargement sismique issue de déconvolutions horizontales sont présentées sur la Figure 4.11 .

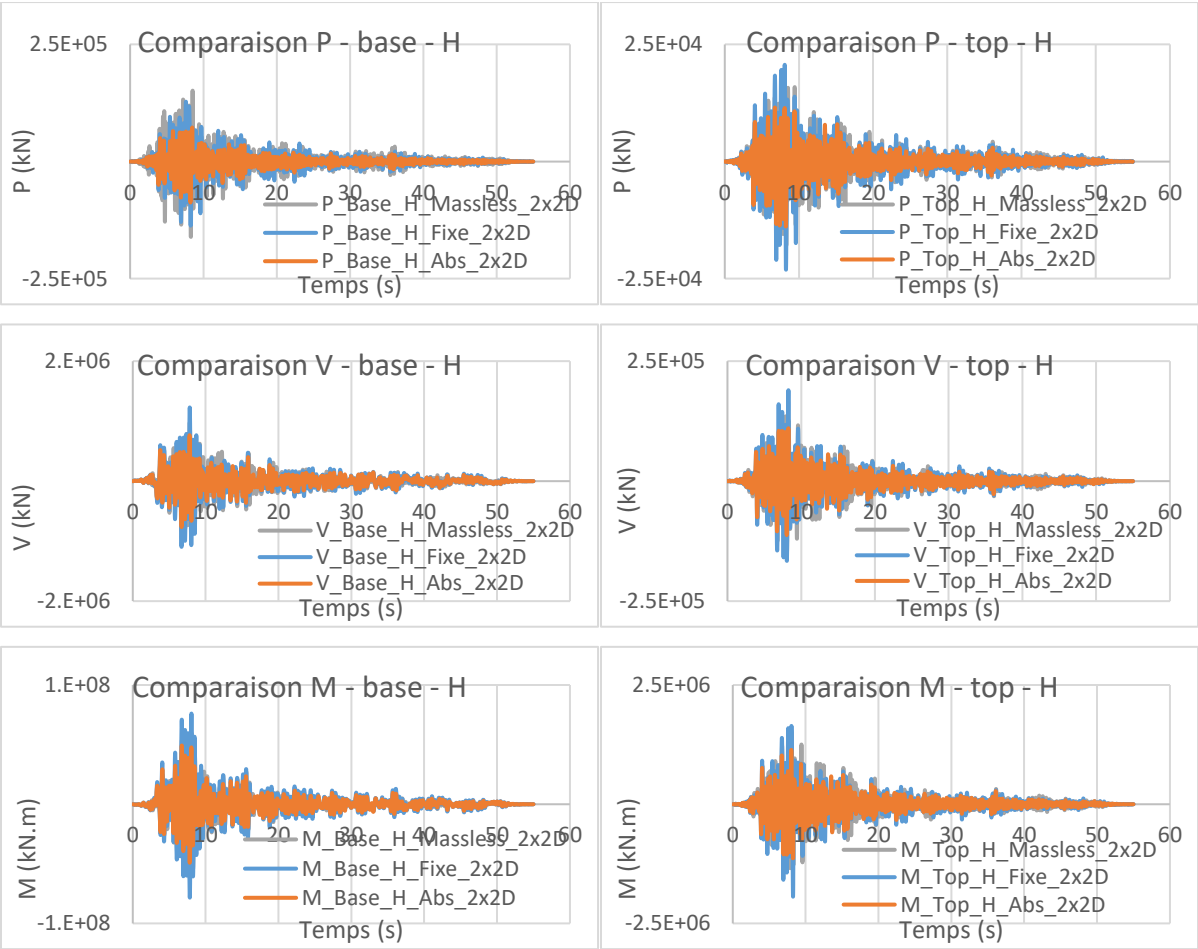


Figure 4.11 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2x2D à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal seulement (H)

4.3.2 Sollicitation sismique horizontale et vertical – Modèles 2x2D

Les efforts internes P, V et M à la base et en haut des trois modèles 2x2D pour un chargement horizontal et vertical sont présentées sur la Figure 4.12.

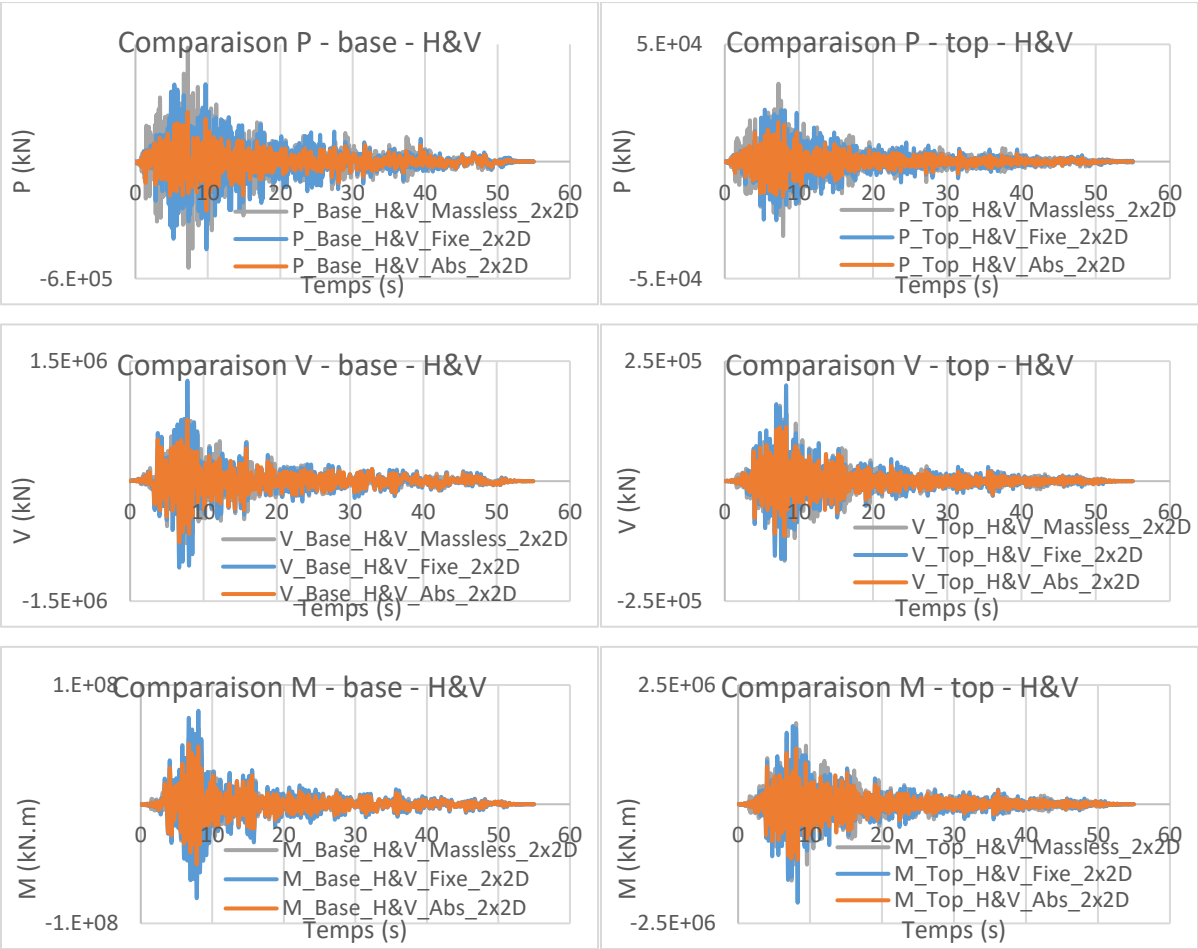


Figure 4.12 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2x2D à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal et vertical (H&V)

4.4 Application barrage stick-model et fondation 2D (2D+SM)

Dans cette partie les efforts internes (P, V et M) obtenus à la base et en haut (« top ») des modèles 2D+SM (éléments finis pour la fondation et éléments poutre pour le barrage) sont présentés. Les résultats obtenus avec une sollicitation sismique uniquement horizontale (H) sont exposés dans un premier temps puis ceux obtenus avec une sollicitation sismique horizontale et verticale (H&V) dans un second temps.

4.4.1 Sollicitation sismique horizontale – Modèles 2D+SM

Les efforts internes P, V et M à la base et en haut des trois modèles 2D+SM pour une sollicitation sismique horizontale sont présentées sur la Figure 4.13.

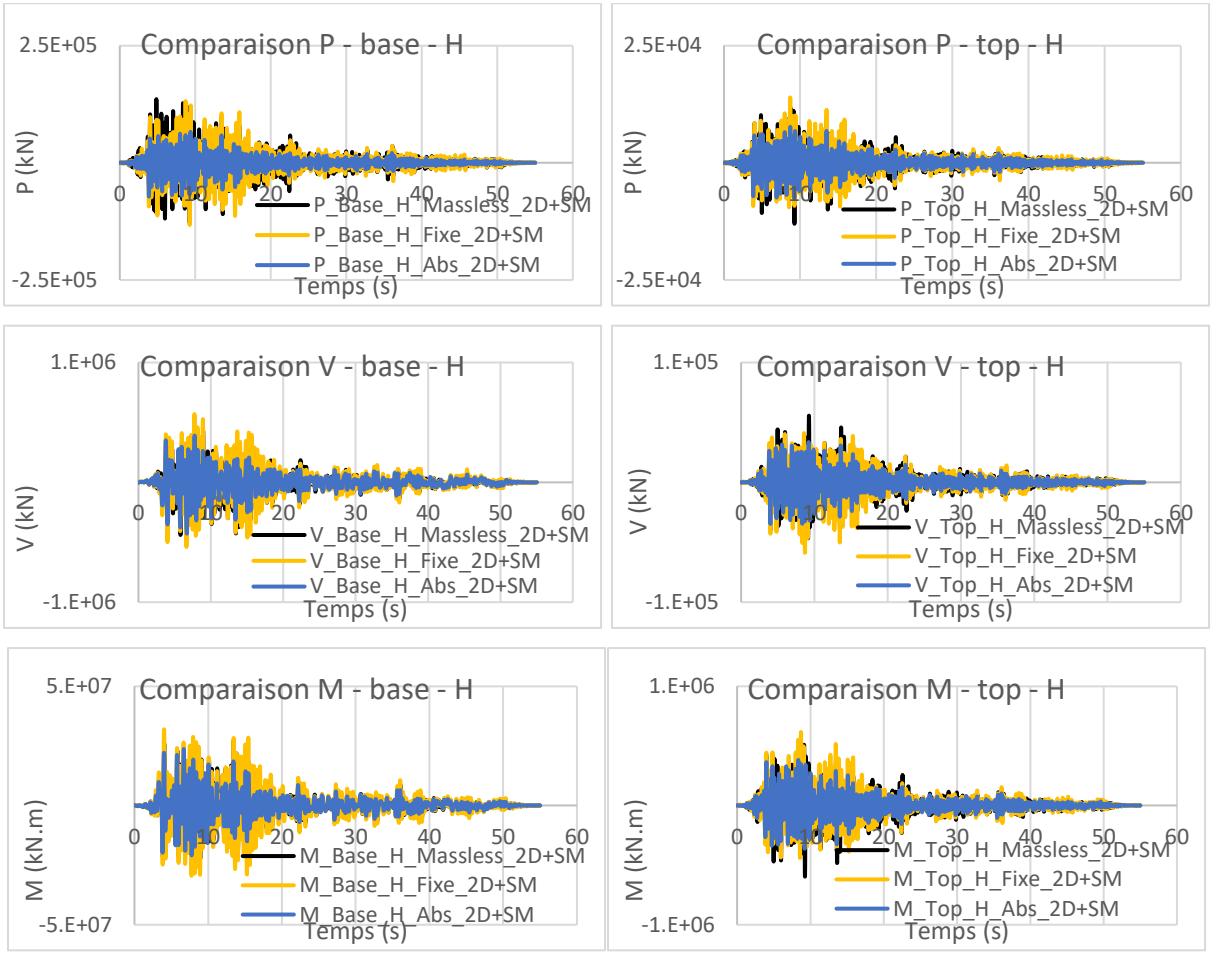


Figure 4.13 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2D+SM à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal uniquement (H)

4.4.2 Sollicitation sismique horizontale et vertical – Modèles 2D+SM

Les sollicitations P, V et M à la base et en haut des trois modèles 2D+SM pour un chargement horizontal et vertical sont présentées sur la Figure 4.14.

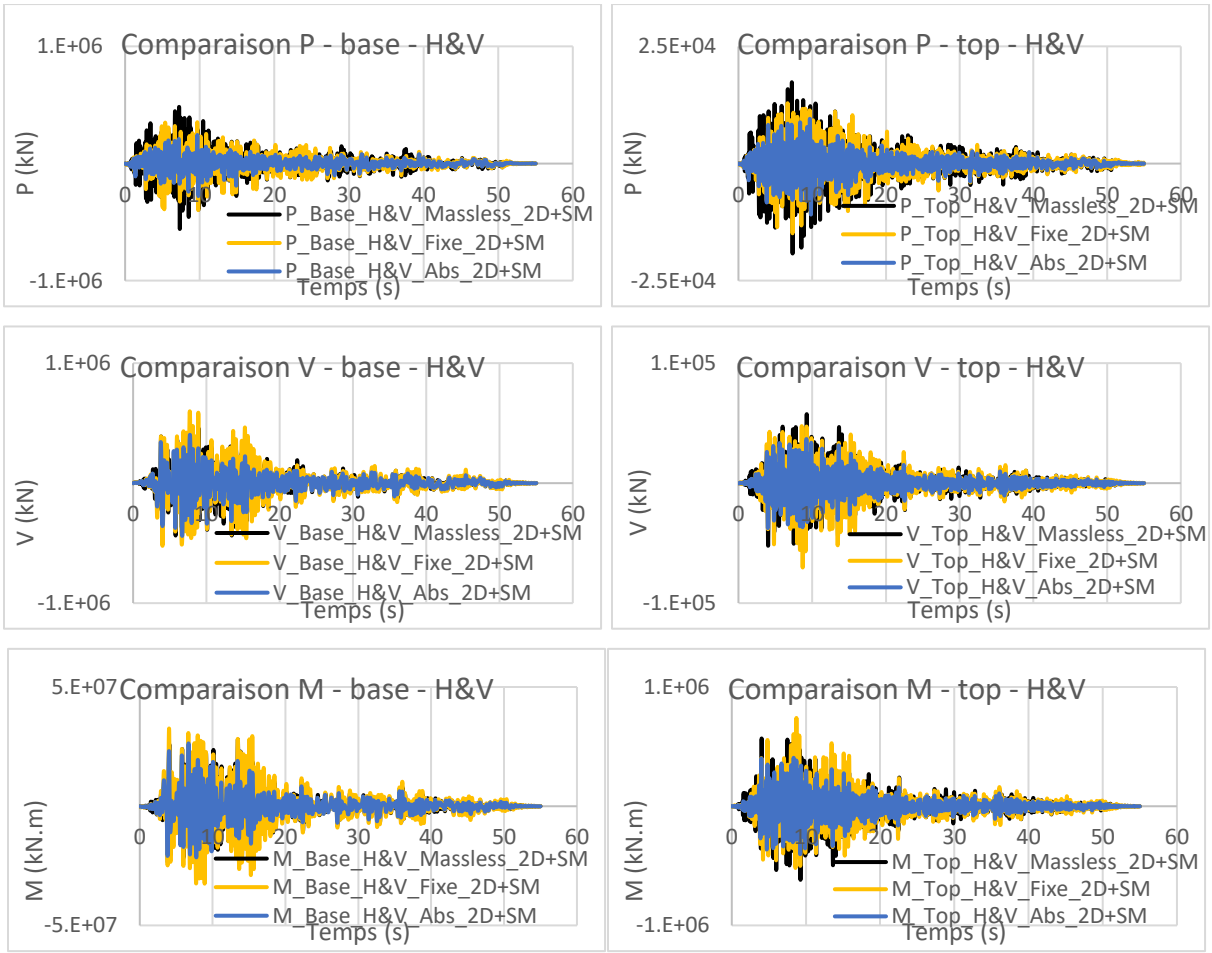


Figure 4.14 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2D+SM à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal et vertical (H&V)

4.5 Application barrage stick-model et fondation 1D (2xSM)

Dans cette partie les efforts internes (P, V et M) obtenus à la base et en haut (« top ») des modèles 2xSM (éléments poutres pour la fondation et le barrage) sont présentés. Les résultats obtenus avec une sollicitation sismique uniquement horizontale (H) sont exposés dans un premier temps puis ceux obtenus avec une sollicitation horizontale et verticale (H&V) dans un second temps.

4.5.1 Sollicitation sismique horizontale – Modèles 2xSM

Les efforts internes P, V et M à la base et en haut des deux modèles 2xSM pour une sollicitation horizontale sont présentées sur la Figure 4.15.

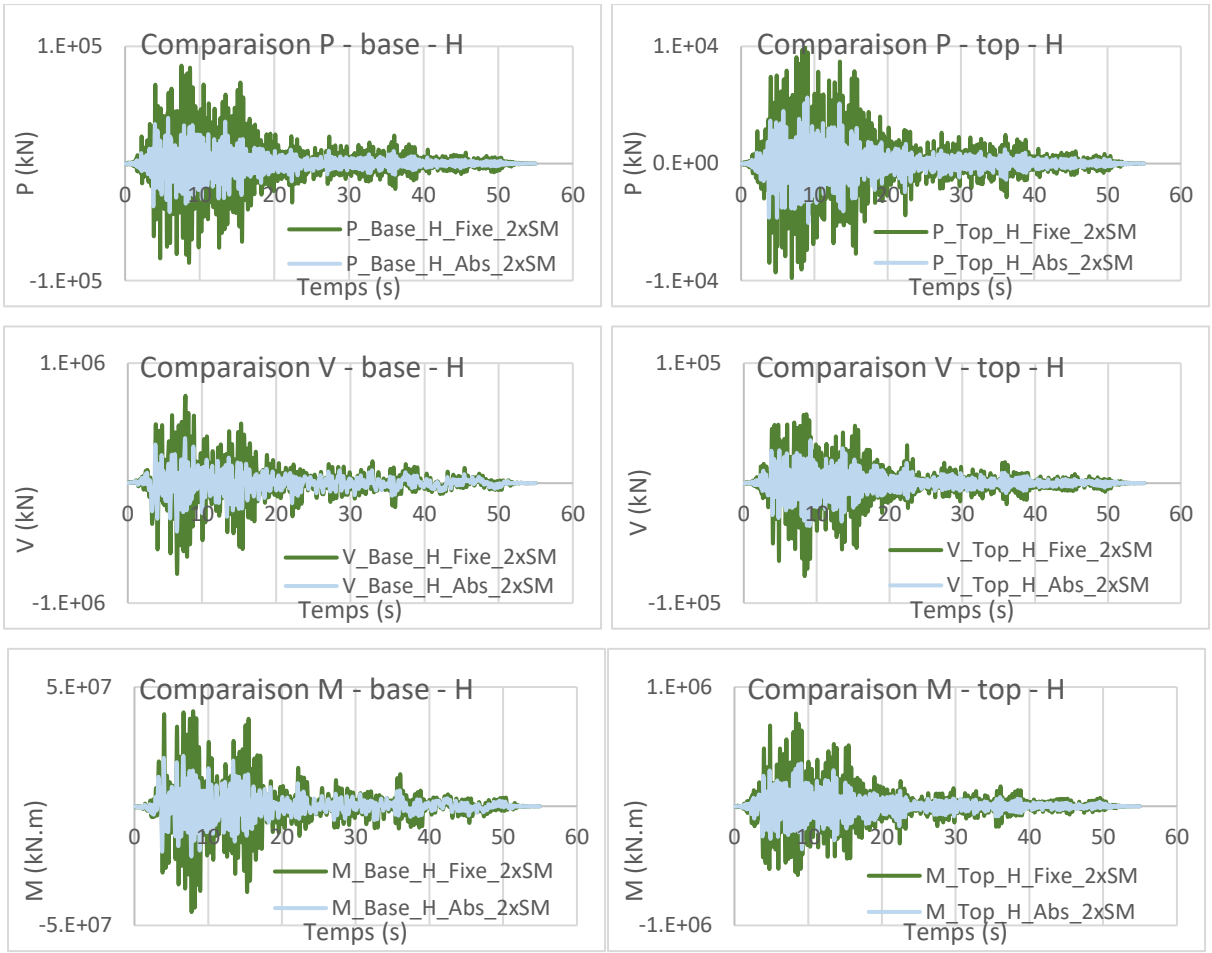


Figure 4.15 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2xSM à la base et en haut du modèle pour une sollicitation horizontale uniquement (H)

4.5.2 Sollicitations sismiques horizontale et verticale – Modèles 2xSM

Les efforts internes P, V et M à la base et en haut des deux modèles 2xSM pour une sollicitation horizontale et verticale sont présentées sur la Figure 4.16.

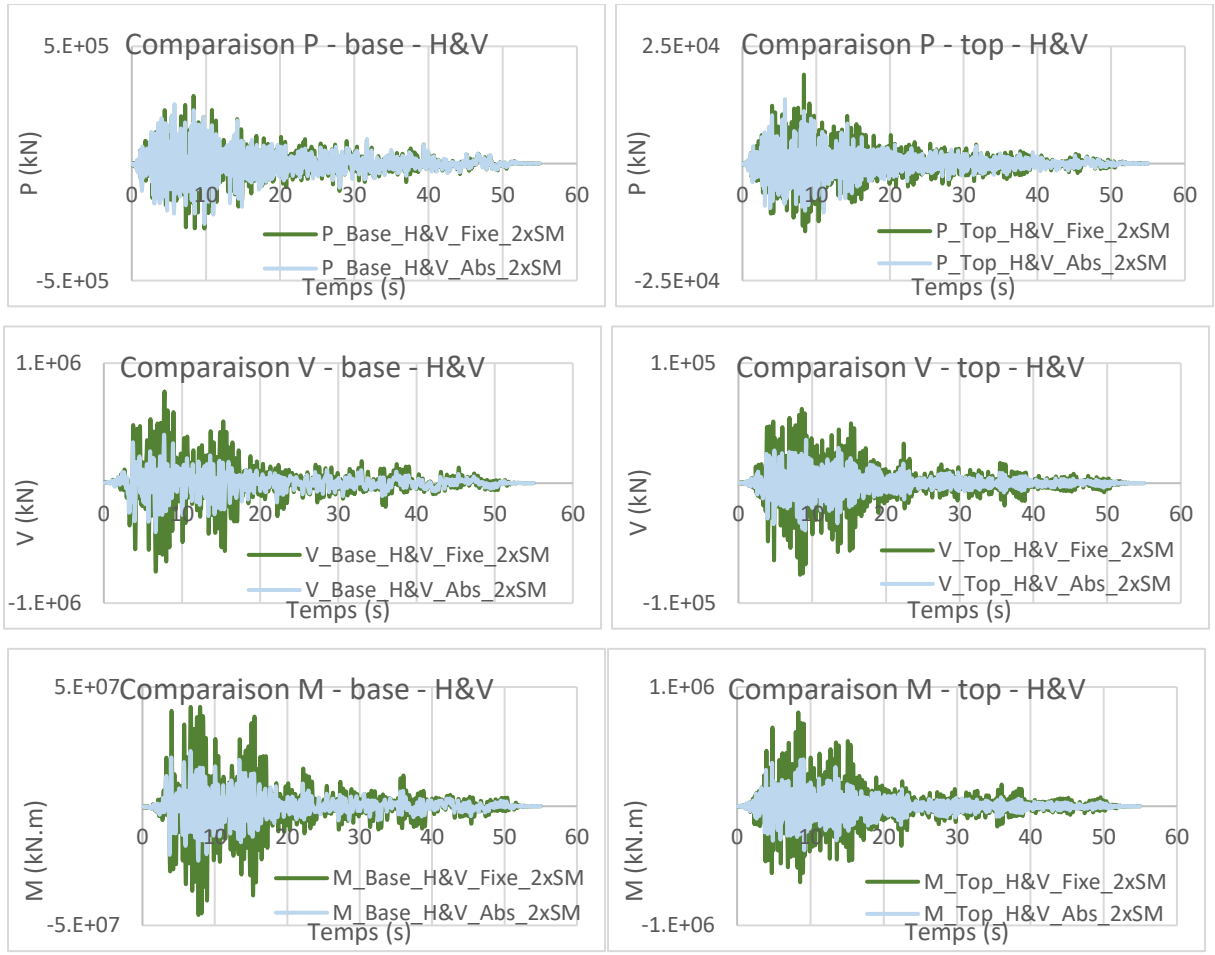


Figure 4.16 Efforts internes P-V-M pour les modèles 2xSM à la base et en haut du modèle pour un chargement horizontal et vertical (H&V)

4.6 Comparaisons et facteur de sécurité au glissement

Les résultats présentés jusqu'à maintenant sont comparés entre eux dans cette partie. Pour (i) les sollicitations sismiques horizontales et (ii) les sollicitations sismiques horizontales et verticales les valeurs les plus défavorables (« max ») sont présentées. Pour chacune des valeurs Pmax (t), Vmax(t) et Mmax(t) les valeurs des efforts concomitants du triplet P, V et M sont extraites des résultats de SAP2000.

4.6.1 Comparaison – H

Du Tableau 4-3 au Tableau 4-5, sont présentés respectivement les efforts associés à P_{max}, à V_{max} et à M_{max} lorsque le chargement horizontal est mis en place.

Tableau 4-3 Efforts obtenus à la base et au top pour P_{max} lors d'un chargement horizontal (H)

P_max - H

Modèle	Base			Top		
	P_max (kN)	V (kN)	M (kN.m)	**P_max (kN)**	V (kN)	M (kN.m)
2x2D-Massless	**-1.6E+05**	6.6E+05	-5.3E+07	**-1.8E+04**	1.2E+05	-1.1E+06
2x2D-Fixe	**-1.4E+05**	6.4E+05	-6.0E+07	**-2.3E+04**	1.6E+05	-1.7E+06
2x2D-Abs	**-8.7E+04**	3.5E+05	-3.5E+07	**-1.4E+04**	9.5E+04	-9.3E+05
2D+SM-Massless	**-1.3E+05**	5.9E+04	-1.7E+07	**-1.3E+04**	5.5E+04	-5.9E+05
2D+SM-fixe	**-1.3E+05**	1.9E+05	-1.8E+07	**-9.5E+03**	3.4E+04	-3.3E+05
2D+SM-abs	**-7.2E+04**	1.3E+05	-1.3E+07	**-7.6E+03**	3.4E+04	-3.6E+05
2xSM-Fixe	**-8.5E+04**	3.3E+05	-3.1E+07	**-9.8E+03**	5.0E+04	-4.5E+05
2xSM-Abs	**-4.1E+04**	2.0E+05	-1.5E+07	**-5.1E+03**	3.4E+04	-3.4E+05

Tableau 4-4 Efforts obtenus à la base et au top pour Vmax lors d'un chargement horizontal (H)

V_max - H

Modèle	Base			Top		
	P (kN)	**V_max (kN)**	M (kN.m)	P (kN)	**V_max (kN)**	M (kN.m)
2x2D-Massless	-7.9E+04	**9.7E+05**	-5.9E+07	-1.5E+04	**1.3E+05**	-1.3E+06
2x2D-Fixe	-6.5E+04	**1.2E+06**	-7.7E+07	-2.1E+04	**1.8E+05**	-1.9E+06
2x2D-Abs	-4.8E+04	**7.6E+05**	-4.7E+07	-1.1E+04	**1.1E+05**	-1.1E+06
2D+SM-Massless	-1.6E+04	**4.2E+05**	-2.1E+07	-1.2E+04	**5.5E+04**	-5.9E+05
2D+SM-fixe	-1.8E+04	**5.6E+05**	-2.9E+07	-8.2E+03	**4.1E+04**	-4.4E+05
2D+SM-abs	-3.4E+04	**3.9E+05**	-2.0E+07	-7.5E+03	**3.3E+04**	-3.6E+05
2xSM-Fixe	-4.5E+04	**7.2E+05**	-4.3E+07	-8.3E+03	**5.7E+04**	-5.7E+05
2xSM-Abs	-1.6E+04	**3.7E+05**	-2.1E+07	-5.0E+03	**3.5E+04**	-3.6E+05

Tableau 4-5 Efforts obtenus à la base et au top pour Mmax lors d'un chargement horizontal (H)

M_max - H

Modèle	Base			Top		
	P (kN)	V_max (kN)	**M_max**	P (kN)	V_max (kN)	**M_max**
2x2D-Massless	-9.0E+04	9.4E+05	**-6.2E+07**	-1.7E+04	1.3E+05	**-1.3E+06**
2x2D-Fixe	-6.6E+04	1.2E+06	**-7.8E+07**	-2.1E+04	1.8E+05	**-1.9E+06**
2x2D-Abs	-5.1E+04	7.2E+05	**-4.9E+07**	-1.1E+04	1.1E+05	**-1.1E+06**
2D+SM-Massless	-1.0E+05	3.0E+05	**-2.3E+07**	-1.2E+04	5.5E+04	**-5.9E+05**
2D+SM-fixe	-1.8E+04	5.6E+05	**-2.9E+07**	-8.2E+03	4.1E+04	**-4.4E+05**
2D+SM-abs	-3.7E+04	3.8E+05	**-2.0E+07**	-7.5E+03	3.3E+04	**-3.6E+05**
2xSM-Fixe	-6.1E+04	7.0E+05	**-4.4E+07**	-8.3E+03	5.7E+04	**-5.7E+05**
2xSM-Abs	-1.6E+04	3.7E+05	**-2.1E+07**	-5.0E+03	3.5E+04	**-3.6E+05**

De manière à illustrer ces valeurs maximales, de la Figure 4.17 à la Figure 4.19, sont comparés respectivement les valeurs de P_{max}, de V_{max} et M_{max} pour les différents modèles barrages-fondations-réservoirs étudiés.

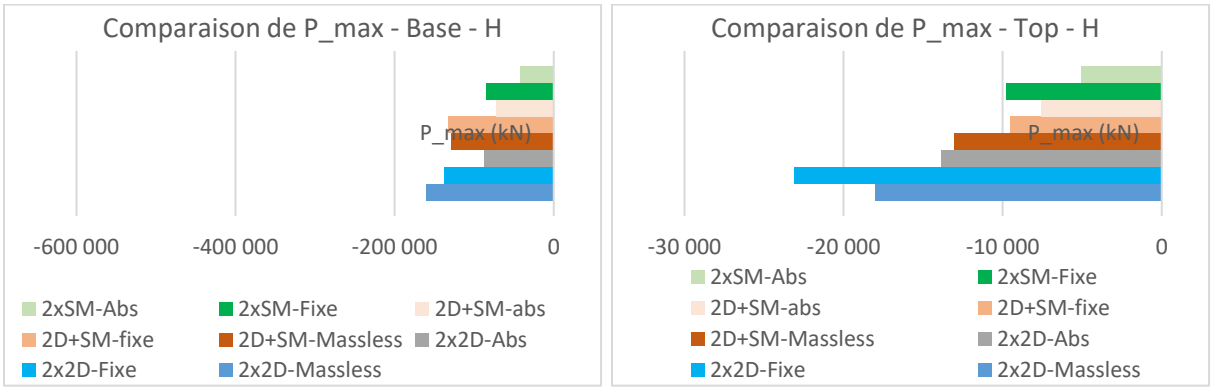


Figure 4.17 Comparaisons des valeurs maximales de P selon les modèles pour un chargement horizontal (H)

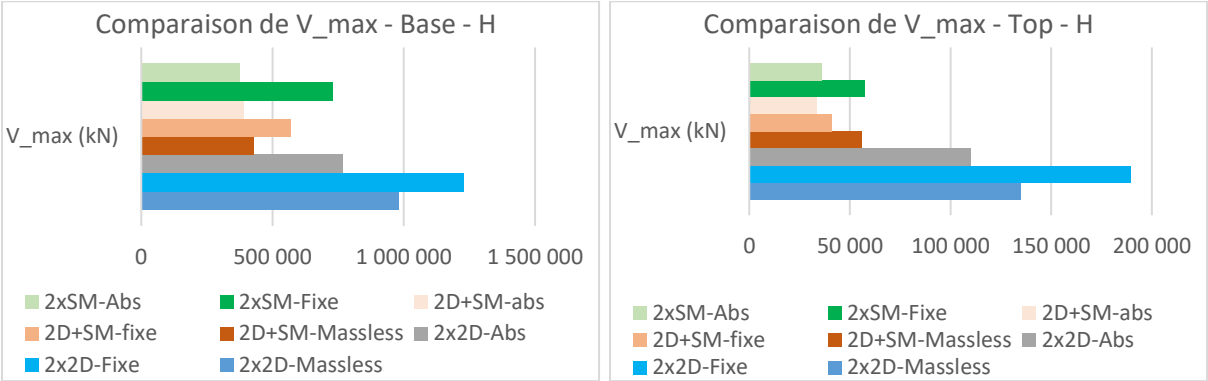


Figure 4.18 Comparaisons des valeurs maximales de V selon les modèles pour un chargement horizontal (H)

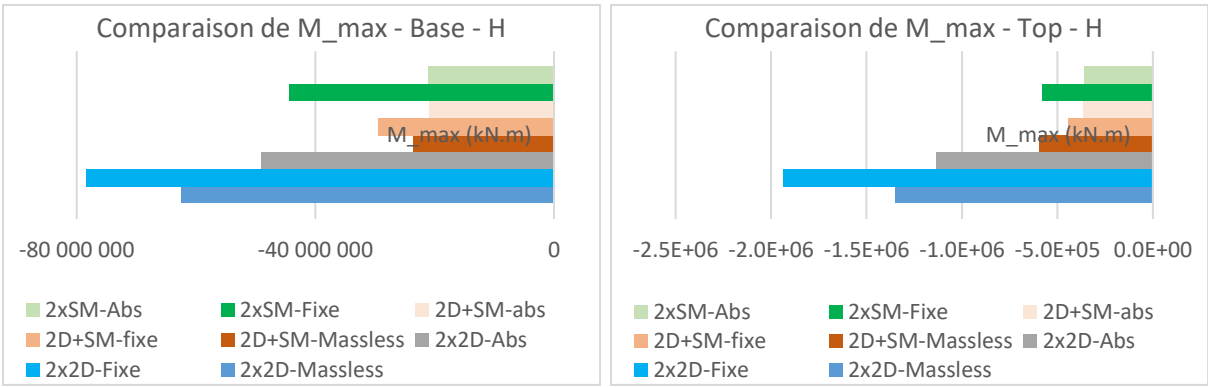


Figure 4.19 Comparaisons des valeurs maximales de M selon les modèles pour un chargement horizontal (H)

Ces résultats montrent que les modèles à frontières fixes ont des valeurs maximales plus importantes que les modèles à frontières absorbantes. Ainsi, pour les modèles 2x2D l'utilisation de frontières absorbantes permet de réduire de 40% en moyenne la valeur maximale observée que ce soit P, V ou M. Pour les modèles 2D+SM et 2xSM la réduction est de 30% et 45% respectivement. Pour les modèles « *massless* », de la même manière que pour ceux à frontières fixes, donnent des efforts supérieurs à ceux obtenus pour des modèles à frontières absorbantes. Ainsi la réduction lorsque des frontières absorbantes sont introduites est de l'ordre de 25% pour les modèles 2x2D et 30% pour les modèles 2D+SM lorsqu'ils sont comparés aux modèles « *massless* ».

Ces résultats semblent indiquer que les modèles « *massless* » permettent d'approximer de manière acceptable les résultats obtenus par un modèle à frontière absorbante si on les compare à

l'approximation faite par les modèles à frontières fixes. La surestimation des efforts maximaux est du même ordre de grandeur lorsque le chargement horizontal seul est considéré entre les modèles massiques à frontière fixe et les modèles dits « *massless* ».

4.6.2 Comparaison – H&V

Du Tableau 4-6 au Tableau 4-8, sont présentés respectivement les efforts associés à P_{max}, à V_{max} et à M_{max} lorsque la sollicitation horizontale et verticale est mise en place.

Tableau 4-6 Efforts obtenus à la base et au top pour Pmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V)

P_max – H&V

Modèle	Base			Top		
	P_max (kN)	V (kN)	M (kN.m)	**P_max (kN)**	V (kN)	M (kN.m)
2x2D-Massless	**-5.4E+05**	4.2E+05	-3.1E+07	**-3.1E+04**	1.2E+05	-1.1E+06
2x2D-Fixe	**-4.4E+05**	-3.4E+05	1.0E+07	**-2.5E+04**	1.5E+05	-1.5E+06
2x2D-Abs	**-2.5E+05**	1.3E+04	-2.0E+05	**-1.4E+04**	-1.4E+04	-1.4E+04
2D+SM-Massless	**-5.5E+05**	2.0E+05	-2.0E+07	**-1.9E+04**	1.0E+04	-9.5E+04
2D+SM-fixe	**-3.9E+05**	1.4E+04	-3.4E+06	**-1.4E+04**	2.4E+04	-2.3E+05
2D+SM-abs	**-2.7E+05**	1.3E+05	-1.2E+07	**-1.0E+04**	1.6E+04	-1.5E+05
2xSM-Fixe	**-2.7E+05**	1.6E+05	-1.1E+07	**-1.4E+04**	1.0E+04	-9.6E+04
2xSM-Abs	**-2.5E+05**	5.2E+04	-8.1E+06	**-1.0E+04**	6.4E+03	-5.1E+04

Tableau 4-7 Efforts obtenus à la base et au top pour Vmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V)

V_max – H&V

Modèle	Base			Top		
	P (kN)	**V_max (kN)**	M (kN.m)	P (kN)	**V_max (kN)**	M (kN.m)
2x2D-Massless	-1.1E+05	**9.8E+05**	-6.0E+07	-4.5E+02	**1.5E+05**	-1.6E+06
2x2D-Fixe	-4.8E+04	**1.2E+06**	-7.8E+07	-1.8E+04	**1.9E+05**	-2.0E+06
2x2D-Abs	-9.9E+04	**7.6E+05**	-4.8E+07	-1.1E+04	**1.1E+05**	-1.1E+06

Tableau 4-7 Efforts obtenus à la base et au top pour Vmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V) (suite)

2D+SM-Massless	*5.1E+04*	***4.5E+05***	*-2.2E+07*	*-9.9E+03*	***5.7E+04***	*-6.1E+05*
2D+SM-fixe	-1.7E+05	**5.9E+05**	-3.2E+07	-5.1E+03	**4.7E+04**	-5.1E+05
2D+SM-abs	-1.9E+04	**4.0E+05**	-2.1E+07	-6.4E+03	**3.6E+04**	-4.0E+05
2xSM-Fixe	2.0E+04	**7.6E+05**	-4.3E+07	-8.7E+03	**6.1E+04**	-6.3E+05
2xSM-Abs	4.3E+03	**4.0E+05**	-2.2E+07	-4.7E+03	**3.6E+04**	-3.6E+05

Tableau 4-8 Efforts obtenus à la base et au top pour Mmax lors d'un chargement horizontal et vertical (H&V)

M_max – H&V

Modèle	Base			Top		
	P (kN)	V_max (kN)	**M_max**	P (kN)	V_max (kN)	**M_max**
2x2D-Massless	-4.1E+05	8.6E+05	**-6.9E+07**	-4.5E+02	1.5E+05	**-1.6E+06**
2x2D-Fixe	-4.8E+04	1.2E+06	**-7.8E+07**	-1.8E+04	1.9E+05	**-2.0E+06**
2x2D-Abs	-1.2E+05	7.2E+05	**-5.0E+07**	-1.1E+04	1.1E+05	**-1.1E+06**
2D+SM-Massless	-1.2E+05	3.8E+05	**-2.4E+07**	-9.9E+03	5.7E+04	**-6.1E+05**
2D+SM-fixe	-1.6E+05	5.8E+05	**-3.2E+07**	-5.1E+03	4.7E+04	**-5.1E+05**
2D+SM-abs	-1.9E+04	4.0E+05	**-2.1E+07**	-7.3E+03	3.6E+04	**-4.0E+05**
2xSM-Fixe	4.8E+04	7.5E+05	**-4.5E+07**	-8.7E+03	6.1E+04	**-6.3E+05**
2xSM-Abs	-4.2E+04	3.9E+05	**-2.2E+07**	-4.7E+03	3.6E+04	**-3.6E+05**

De manière à illustrer ces valeurs maximales, de la Figure 4.20 à la Figure 4.22, sont comparés respectivement les valeurs de P_{max}, de V_{max} et M_{max}.

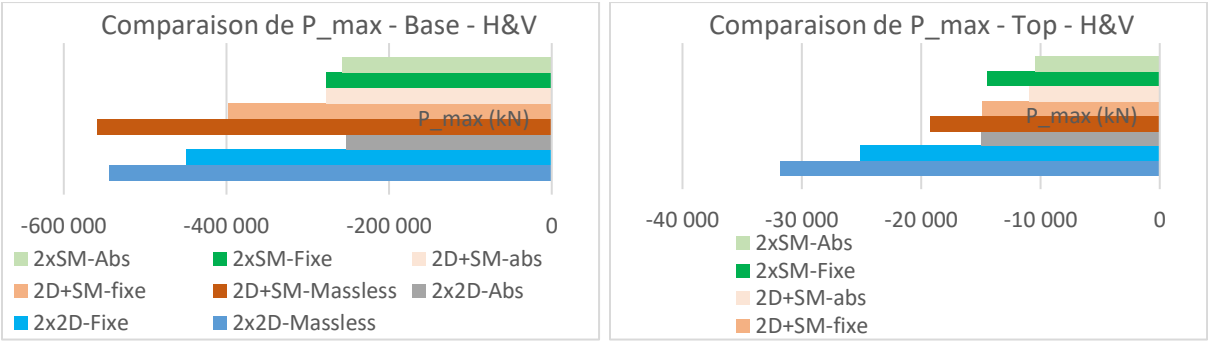


Figure 4.20 Comparaisons des valeurs maximales de P selon les modèles pour un chargement horizontal et vertical (H&V)

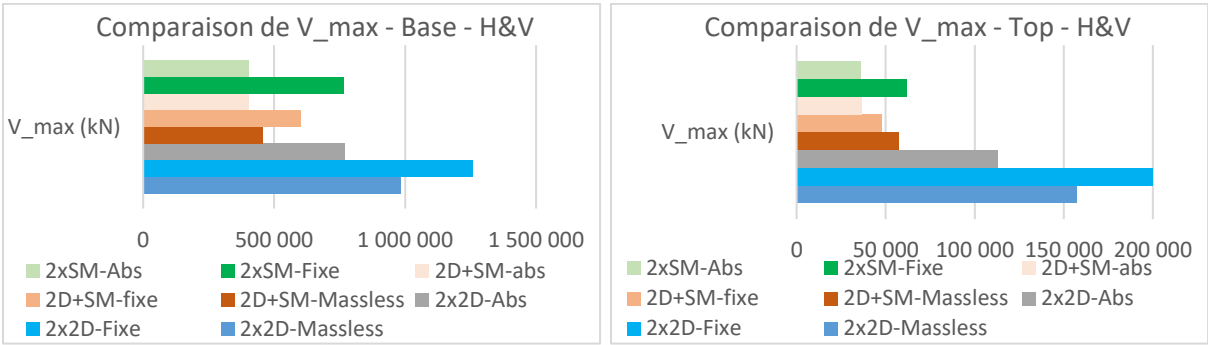


Figure 4.21 Comparaisons des valeurs maximales de V selon les modèles pour un chargement horizontal et vertical (H&V)

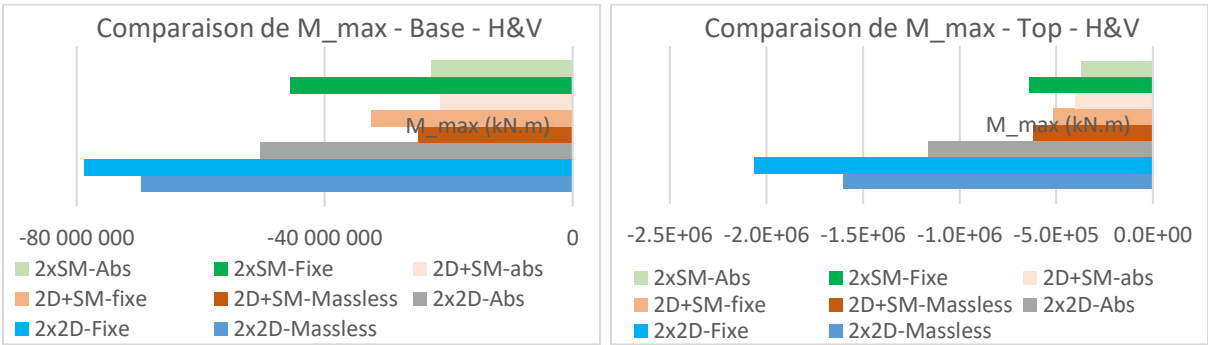


Figure 4.22 Comparaisons des valeurs maximales de M selon les modèles pour un chargement horizontal et vertical (H&V)

La comparaison entre les modèles à frontières fixes et ceux à frontières absorbantes pour le chargement H&V reste semblable à celle faite pour un chargement horizontal uniquement. Les frontières absorbantes permettent une réduction moyenne (entre P_{max}, V_{max} et M_{max}) de 40%, 30% et 35% pour les modèles 2x2D, 2D+SM et 2xSM respectivement.

Les modèles « *massless* » surestiment toujours les efforts maximaux si on les compare aux modèles à frontières absorbantes. Ainsi la réduction est en moyenne de 35% et 30% pour les modèles 2x2D et 2D+SM lorsque des frontières absorbantes sont ajoutées.

Il est possible de noter cependant que l'ajout de la composante vertical du chargement vient fortement modifier le comportement de la charge axiale P. Une augmentation de 280% est observé en moyenne sur tous les modèles pour P_{max}. Cette augmentation est particulièrement marquante pour les modèles « *massless* » où +340% est observé pour le modèle 2D+SM.

4.6.3 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) et glissements résiduels

- Facteur de sécurité au glissement (FSG)

Pour chacune des valeurs de P, V et M déterminées dans la partie précédente, le facteur de sécurité au glissement a été calculé. Pour faire cela, l'équation (4.3) a été utilisé. L'angle de frottement φ choisi est de 45° tandis qu'aucune cohésion C n'a été prise ne compte. Ces valeurs ont été choisies car il a été estimé que la fissuration du béton avait déjà eu lieu (C = 0 kPa) et l'angle de frottement de 45° est une valeur commune (Lo, Lukajic, Wang, Ogawa, & Tsui, 1990). C'est valeurs sont utilisées dans le cadre d'analyses comparatives.

$$FSG = \frac{P_{tot} * \tan\varphi}{V_{tot}} \quad (4.3)$$

Les détails associés à P_{tot} et V_{tot} sont les équations suivantes :

$$P_{tot} = P_{stat} + P_{EQ} + P_U \quad (4.4)$$

$$V_{tot} = V_{HS} + V_{EQ} \quad (4.5)$$

Avec P_{stat} les forces statiques associées au poids propre du barrage, P_U les forces de sous-pressions, V_{HS} les forces hydrostatiques. P_{EQ} et V_{EQ} sont les forces axiales et de cisaillement d'inertie maximales déterminées pour chacun des modèles. Les forces d'inertie comprennent les contributions de la masse du béton et des masses ajoutées de Westergaard.

Les efforts statiques à la base du modèle ont été calculé et les résultats obtenus sont présentés au Tableau 4-9 :

Tableau 4-9 Résumé des forces statiques s'appliquant à la base du barrage

	P_{stat}	P_U	V_{HS}
Base	2.12×10^6 kN	-8.33×10^5 kN	1.01×10^6 kN
Top	7.17×10^4 kN	-1.03×10^4 kN	1.50×10^4 kN

Les résultats obtenus pour tous les modèles avec les (i) sollicitations horizontales et (ii) horizontales et verticales sont présentés du Tableau 4-10 au Tableau 4-12.

Tableau 4-10 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenus lorsque Pmax se produit pour les deux types de chargement

MODELE	FSG - P_{MAX} – H - BASE	FSG - P_{MAX} – H&V - BASE	FSG - P_{MAX} – H - TOP	FSG - P_{MAX} – H&V - TOP
2x2D-MASSLESS	**0.676**	**0.519**	**0.328**	**0.215**
2x2D-FIXE	**0.698**	**1.253**	**0.201**	**0.209**
2X2D-ABS*	**0.883**	**1.014**	**0.433**	**0.411**
2D+SM-MASSLESS	**1.086**	**0.600**	**0.688**	**1.629**
2D+SM-FIXE	**0.968**	**0.871**	**1.052**	**1.180**
2D+SM-ABS	**1.072**	**0.881**	**1.108**	**1.595**
2xSM-FIXE	**0.897**	**0.864**	**0.789**	**1.866**
2xSM-ABS	**1.028**	**0.971**	**1.139**	**2.369**

* Modèle de référence

Tableau 4-11 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenu lorsque Vmax se produit pour les deux types de chargement

MODELE	FSG - V_{MAX} – H – BASE	FSG - V_{MAX} – H&V - BASE	FSG - V_{MAX} – H – TOP	FSG - V_{MAX} – H&V - TOP
2x2D-MASSLESS	**0.609**	**0.589**	**0.307**	**0.353**
2x2D-FIXE	**0.547**	**0.548**	**0.196**	**0.200**
2X2D-ABS*	**0.699**	**0.669**	**0.400**	**0.393**
2D+SM-MASSLESS	**0.886**	**0.914**	**0.685**	**0.709**
2D+SM-FIXE	**0.805**	**0.690**	**0.948**	**0.899**
2D+SM-ABS	**0.897**	**0.899**	**1.108**	**1.059**

Tableau 4-11 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenu lorsque Vmax se produit pour les deux types de chargement (suite)

2xSM-FIXE	**0.716**	**0.739**	**0.732**	**0.683**
2xSM-ABS	**0.919**	**0.915**	**1.107**	**1.104**

* Modèle de référence

Tableau 4-12 Facteurs de sécurité au glissement (FSG) obtenu lorsque Mmax se produit pour les deux types de chargement

MODELE	**FSG - M_{MAX} – H – BASE**	**FSG - M_{MAX} – H&V - BASE**	**FSG - M_{MAX} – H – TOP**	**FSG - M_{MAX} – H&V - TOP**
2x2D-MASSLESS	**0.613**	**0.468**	**0.293**	**0.353**
2x2D-FIXE	**0.549**	**0.548**	**0.196**	**0.200**
2X2D-ABS*	**0.712**	**0.669**	**0.400**	**0.393**
2D+SM-	**0.902**	**0.841**	**0.685**	**0.709**
2D+SM-FIXE	**0.806**	**0.704**	**0.948**	**0.899**
2D+SM-ABS	**0.895**	**0.899**	**1.108**	**1.043**
2xSM-FIXE	**0.717**	**0.759**	**0.732**	**0.683**
2xSM-ABS	**0.919**	**0.888**	**1.107**	**1.104**

* Modèle de référence

Les valeurs minimales de FSG obtenus à la base pour chaque modèle dans les deux cas de chargement sont illustrées sur la Figure 4.23.

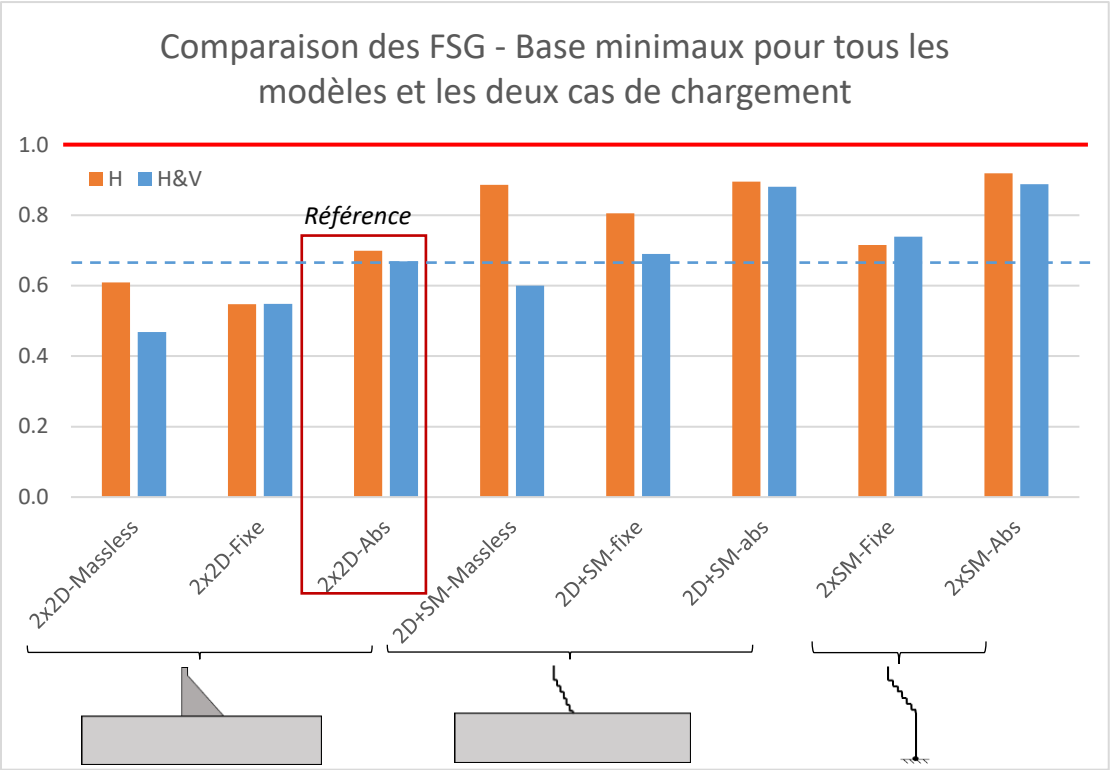


Figure 4.23 Comparaison des FSG minimaux obtenus pour les deux types de chargement à la base

On rappelle que le FSG est utilisé à titre de d'indicateur de performance global, qui caractérise le ratio capacité sur demande du barrage sous sollicitations sismiques. Un FSG < 1.0 peut se produire que pour une très courte durée de sorte qu'il n'y aura pas de glissement significatif.

Les résultats sur la Figure 4.23 montrent, que de manière générale, les modèles à frontières absorbantes permettent d'obtenir des FSG plus élevés que ceux des modèles à frontière fixes. Cela est en lien direct avec les observations faites en conclusion des parties 4.6.1 et 4.6.2. L'explication pour cela vient du fait que les ondes du séisme sont absorbées dans ces modèles une fois qu'elles reviennent sur les frontières de la fondation. Dans les modèles à frontière rigide les ondes sont réfléchies et restent dans le modèle ce qui provoque un accroissement des contraintes dans le barrage.

Ainsi pour les modèles 2x2D et 2xSM la variation moyenne obtenue entre les FSG du modèle Abs et du modèle Fixe est de 25%. Pour les modèles 2D+SM, la variation moyenne obtenue pour ces modèles est de l'ordre de 20% lorsque des frontières absorbantes sont ajoutées.

Pour les modèles « *massless* » la variation avec les modèles à base absorbante est plus faible lorsque le chargement horizontal uniquement est mis en place. Ainsi une variation de 15% est observée pour les modèles 2x2D et aucune pour les modèles 2D+SM. Néanmoins une variation de 45% et de 50% pour les modèles 2x2D et 2D+SM respectivement est observée lorsque le chargement H&V est mis en place. L'influence du chargement vertical sur les modèles « *massless* » est donc très forte.

L'ajout de la composante verticale dans le cas des sollicitations H&V semble faire diminuer le FSG de manière générale. Ce qui est logique car la composante verticale réduit le poids-propre effectif qui génère de la friction qui s'oppose au glissement. Cette diminution reste cependant, pour la plupart des modèles, assez faible et l'utilisation de sollicitations horizontales seulement permet d'obtenir une approximation assez fiable du FSG. Ainsi les tous les modèles ont une diminution de leur FSG de 0.074 en moyenne lorsque le chargement V est ajouté. Cette faible variation s'explique par le fait que les FSG minimaux de ces modèles s'obtiennent lorsque l'effort de cisaillement ou le moment de renversement à la base est maximal. Le cisaillement ou le moment à la base étant principalement contrôlé par le chargement horizontal, il est normal de n'avoir qu'un faible changement lorsque le chargement vertical est ajouté. La variation est plus forte pour les modèles « *massless* » avec des changements de 0.141 pour le modèle 2x2D et de 0.285 pour le modèle 2D+SM. Ces modèles subissent une grande variation de leur côté, car l'ajout du chargement vertical vient modifier de façon importante la charge axiale dans les modèles. Comme il est montré sur la Figure 4.20, le modèle 2x2D Massless obtient une charge P maximale de 9.827E+05 kN et le modèle 2D+SM Massless une de -5.588E+05 kN. Ces charges sont supérieures en moyenne de 82% au charges axiales des autres modèles dans le même cas de chargement (Pmax = -2.519E+05 kN pour 2x2D Abs-H&V).

Ces résultats montrent également que les modèles ayant un barrage modélisé par des éléments poutres (« *stick-model* ») arrivent à approximer de manière convenable le FSG en comparaison du modèle de référence. Pour le modèle 2xSM avec des frontières absorbantes, le FSG est surestimé de 30% par rapport au modèle de référence. Compte tenu que la réalisation de ce modèle est très simple, il est très intéressant dans une démarche progressive, d'avoir rapidement un modèle capable d'approcher le comportement du barrage. En effet, il suffit de modéliser la fondation avec des éléments poutres car la modélisation du barrage est générée par CADAM3D. Il s'agit donc d'un bon moyen de vérifier ses résultats ou d'avoir une idée en amont des valeurs auxquelles s'attendre.

Pour le modèle 2D+SM avec frontières absorbantes, la surestimation du FSG est également de 30% par rapport au modèle de référence. De la même manière, cette modélisation est intéressante car elle épargne le besoin de générer une modélisation 2D du barrage. Cependant, ce modèle pourrait être amélioré et s'approcher encore davantage du modèle de référence. En effet, dans la partie 4.2.5 il a été montré que cet ensemble barrage-fondation-réservoir a un amortissement total valant 14% ce qui est bien plus élevé que l'amortissement de 8% présent dans le modèle 2x2D Abs. Cet excès d'amortissement pourrait ainsi expliquer pourquoi les charges se développant dans le modèle 2D+SM Abs sont plus faibles et donc pourquoi le FSG est plus élevé. Les résultats montrent néanmoins que ces modèles restent compliqués à utiliser dans une phase préliminaire d'un projet car ils donnent des valeurs non conservatrices et donc non-sécuritaires.

De la même manière les FSG minimaux obtenus en haut du barrage sont comparés sur la Figure 4.24.

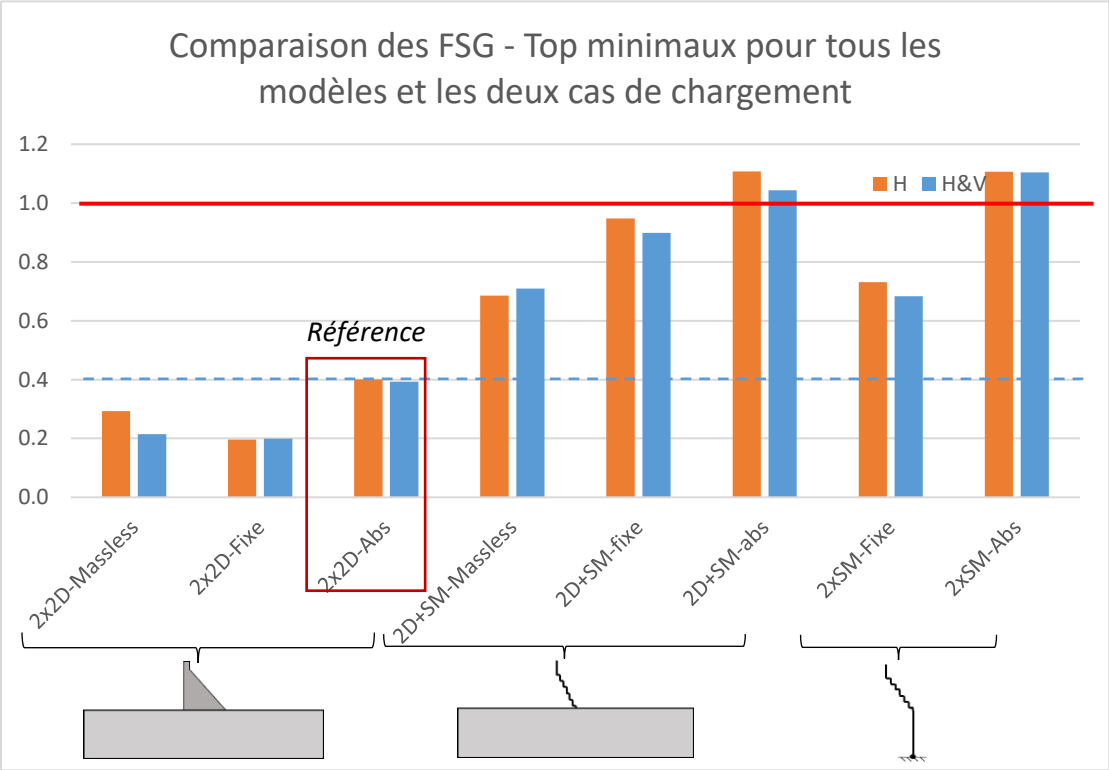


Figure 4.24 Comparaison des FSG minimaux obtenus pour les deux types de sollicitations en haut du barrage

Lorsque le FSG est observé à la crête du barrage, les variations entre les différents modèles sont plus significatives. Le passage d'un type de modèle à un autre provoque des variations plus

importantes que précédemment. Ainsi la variation moyenne est de 70% lorsque le modèle est 2D+SM ou 2xSM par rapport aux modèles 2x2D.

Le passage d'un modèle à frontière absorbante à un modèle à frontière fixe change beaucoup plus de chose lorsque le FSG est calculé en tête du barrage. Pour tous les modèles le FSG augmente lorsque l'on passe d'une frontière rigide à une frontière absorbante : +100% pour les 2x2D ; +15% pour les 2D+SM ; +55% pour les 2xSM.

La variation entre le chargement H et H&V est petite pour tous les modèles dans ce cas-là. L'impact du chargement vertical est moins important.

Dans ce cas-ci, les modèles ayant le barrage modélisé par des éléments poutres ont un FSG bien plus élevé que celui obtenu pour le modèle de référence. Les modèles 2D+SM Abs et 2xSM Abs surestiment le FSG de 160% et 175% respectivement. Il semblerait donc que ces modèles aient plus de mal à capturer la réponse du barrage au sommet même si le fort amortissement du modèle 2D+SM Abs pourrait également être une piste d'explication.

- Calcul du glissement :

Le glissement à la base du barrage a été approximé pour tous les modèles. Le détail des calculs est réalisé pour le cas 2x2D Fixe avec un chargement horizontal et vertical (H&V). De la même manière les glissements totaux obtenus à la fin du séisme ont ensuite été déterminé pour tous les modèles.

Le glissement est calculé en faisant un bilan des forces à chaque pas de temps. Lorsque les forces déstabilisatrices deviennent plus grandes que les forces stabilisatrices le FSG devient inférieur à 1 et le barrage est en mesure de se déplacer. Ces forces sont identifiées ci-dessous :

$$F_{destabilisatrice} = V_{EQ}(t) + V_{HS} \tag{4.6}$$

$$F_{stabilisatrice} = \left(P_{EQ}(t) + P_U + P_{stat}\right) \tan \varphi \tag{4.7}$$

La loi de mouvement de Newton est ensuite intégrée deux fois :

$$\ddot{s} = \frac{F_{des} - F_{stab}}{Masse} \tag{4.8}$$

Les forces sont considérées constantes durant le pas de temps. L'accélération et la vitesse relative entre le barrage et la fondation sont considérées nulles au début du pas de temps. Cela permet de déterminer le glissement de la manière suivante :

$$s = \frac{(F_{des} - F_{stab}) * dt^2}{2 * Masse} \tag{4.9}$$

Cette manière de faire est approximative car elle utilise les forces élastiques pour déterminer le comportement non-linéaire du barrage. Néanmoins cela reste une bonne première approche pour évaluer la distance de glissement du barrage. La Figure 4.25 présente les résultats obtenus. Le glissement total obtenu à la fin du séisme est estimé à 18mm.

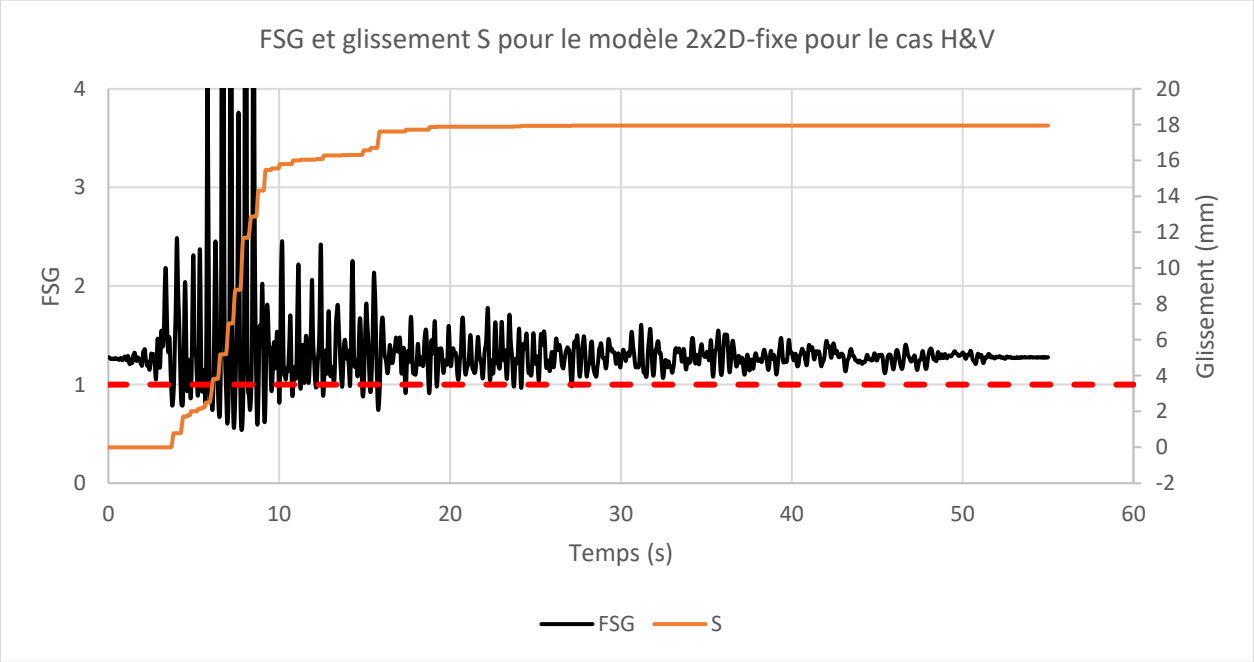


Figure 4.25 FSG et glissement S pour toute la série temporelle du cas 2x2D-fixe

De manière à pouvoir vérifier ce résultat le logiciel RS-DAM (Leclerc, Léger, & Tinawi, 2002) a été utilisé. Ce logiciel permet de calculer le glissement d'une section de barrage-poids considérée comme un corps rigide. Les glissements calculés par l'algorithme simplifié utilisé ici et celui obtenu avec RS-DAM sont comparés sur la Figure 4.26.

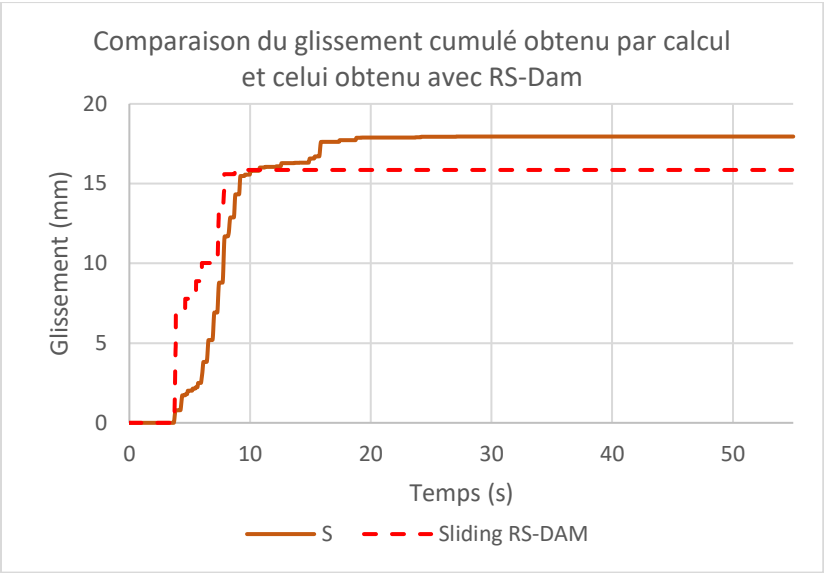


Figure 4.26 Comparaison du glissement obtenu par le calcul simplifié et celui obtenu avec RS-DAM

Les deux façons de faire permettent d'obtenir un glissement comparable. Le glissement total obtenu avec RS-DAM est de 15.85 mm soit une différence de 11% avec le glissement calculé précédemment.

De la même manière le glissement a été déterminé pour tous les autres modèles. Le calcul a été réalisé à la base et au sommet du barrage. Les Figure 4.27 et Figure 4.28 présentent les résultats pour les deux types de chargement (H&V).

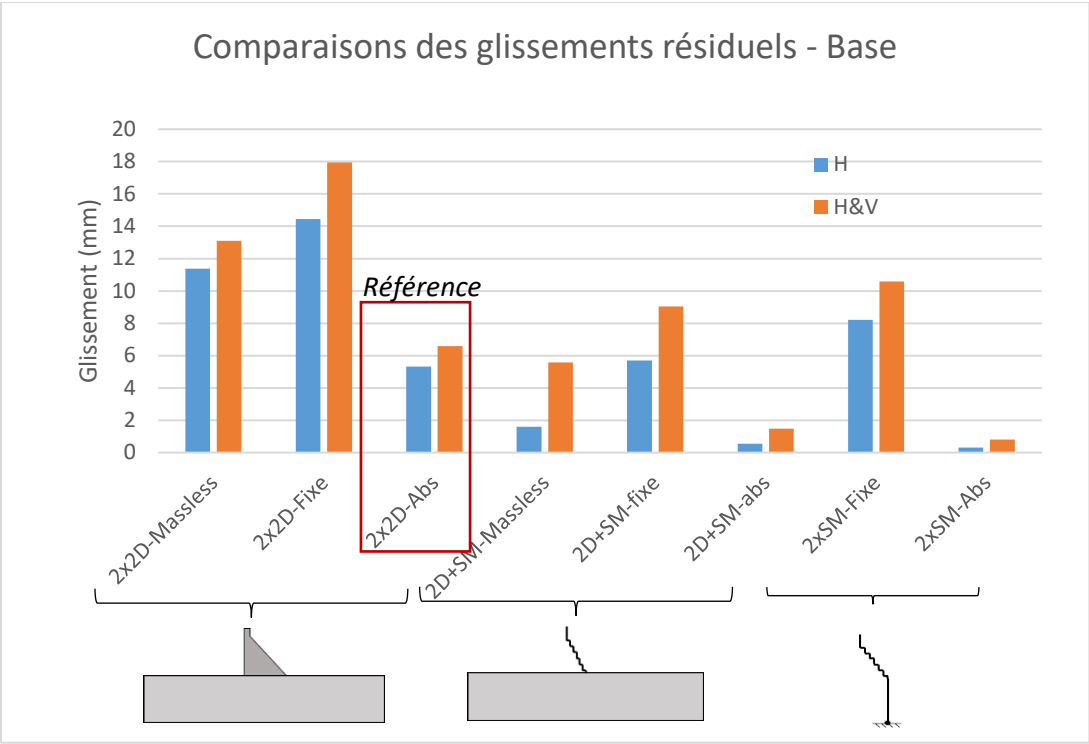


Figure 4.27 Comparaison des glissements résiduel à la base

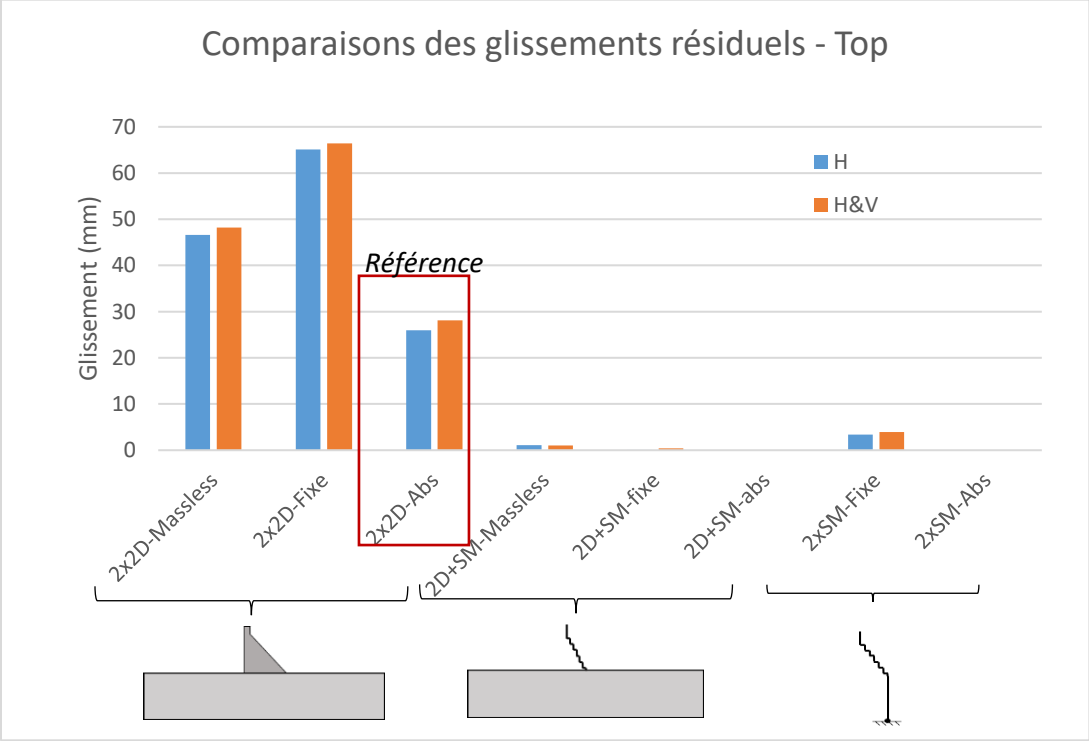


Figure 4.28 Comparaison des glissements résiduels au sommet (Top)

Ces résultats confirment les observations faites précédemment : les modèles à frontières absorbantes permettent une réduction des effets du séisme sur le barrage. A la base du barrage, le glissement est ainsi réduit de 60% pour les modèles 2x2D, 85% pour les modèles 2D+SM et 95% pour les modèles 2xSM lorsque les frontières sont absorbantes plutôt que fixes.

Le type de chargement semblent avoir plus d'impact sur le glissement que sur le FSG minimal. La variation du FSG à la base est de 10% en moyenne pour tous les modèles lorsque le chargement passe de H à H&V. Pour le glissement cette variation est de 40%.

Il est important de noter que les glissements obtenus sont de l'ordre du millimètres pour des ouvrages de plus de 100m. Ce type de glissement reste donc très faible.

4.7 Conclusion

Le chapitre 4 a permis de mettre en place différentes modélisations du barrage de Pine Flat et de sa fondation. Trois types de modèles ont été créés : 2x2D ; 2D+SM ; 2xSM. Pour chacun de ces modèles au moins deux types de fondation ont été mises en place : fixe et absorbante. Pour les modèles 2x2D et 2D+SM une fondation sans masse a également été testé. Finalement ce chapitre a donc permis d'obtenir des indicateurs de performances (P-V-M, FSG et glissements résiduels) pour 8 types de modélisations. L'influence de la composante verticale du chargement a également pu être mise en évidence. Les grandes conclusions qui ont pu être obtenues sont listées ci-dessous.

• **Modélisation « *stick-model-SM* » Vs 2D :** Le chapitre 4 a permis de déterminer la valeur de modélisations simplifiées où le barrage est décrit à l'aide d'éléments poutres (« *stick*-model ») en les comparant à un modèle de référence où le barrage et la fondation sont décrits par des éléments finis 2D (2x2D) avec des frontières absorbantes. Deux modélisations du système barrage-fondation avec le barrage défini par des éléments poutres ont été présentés: (i) un modèle hybride avec la fondation décrite par des éléments finis 2D et le barrage en éléments poutres (2D+SM) et (ii) un modèle où le barrage et la fondation sont décrits par des éléments poutres (2xSM). Les résultats obtenus ont montré que ces modèles permettent d'approximer les efforts à la base du barrage de manière assez proche du modèle de référence (2x2D). Les deux modélisations avec des éléments poutres (2D+SM et 2xSM) ont permis d'approcher le facteur de sécurité au glissement obtenu par le modèle de référence avec un ratio de 1.3 (30% plus grand que la valeur de référence donc estimé non sécuritaire). De plus, il a été montré que le modèle hybride 2D+SM avait un amortissement

visqueux équivalent beaucoup plus élevé que celui du modèle de référence (14% contre 8%), ce qui est une explication de l'écart obtenu. Au sommet du barrage, les modèles 2xSM et 2D+SM se sont révélés moins enclins à approximer le FSG obtenu avec le modèle de référence (2x2D) puisque la différence s'évalue avec un ratio de 2.6 cette fois. Ces modélisations sous forme de « *stick-model* » restent tout de mêmes intéressantes car elles sont beaucoup plus simples à produire grâce à l'utilisation de CADAM3D qui permet de générer automatiquement la modélisation du barrage sous forme d'éléments poutres dans SAP2000

• **Comparaison fondation avec et sans masses :** toujours dans le chapitre 4, il a été possible de comparer la réponse du barrage (efforts internes, FSG, glissement résiduel) lorsque la fondation de celui-ci néglige les forces d'inertie (fondation sans masse ou « *massless* »). Ainsi deux modèles 2D avec une fondation sans masse ont été définis : (i) un où le barrage et la fondation sont décrits en éléments finis 2D (2x2D *Massless*) et (ii) un autre avec la fondation en élément finis et le barrage décrit par un « *stick-model* » (2D+SM *Massless*). Ces modèles, ont l'avantage de ne pas nécessiter de déconvolution. Il est donc possible d'utiliser directement l'enregistrement sismique obtenu à la surface libre. Lorsque le chargement est uniquement spécifié dans la direction horizontale, les résultats obtenus avec ces modèles sans masses, ont montré qu'ils permettent d'approcher le FSG à la base avec un ratio de 0.85 (15% inférieur que la référence donc estimé sécuritaire) par rapport à la solution de référence avec des éléments finis et une fondation massique. Lorsque le chargement vertical est ajouté, l'erreur du FSG augmente drastiquement (ratio de 0.65) et ces modèles avec fondation sans masse deviennent très conservateurs.

• **Comparaison frontières rigides et frontières absorbantes :** de la même manière, l'impact des frontières rigides par rapport à des frontières absorbantes a été mesuré sur la réponse du barrage (efforts internes, FSG et glissement résiduel). Trois modèles ayant des frontières rigides pour la fondation ont été définis : (i) un modèle avec le barrage et la fondation décrits par des éléments finis 2D (2x2D), (ii) un autre hybride avec la fondation toujours 2D et le barrage décrit par des éléments poutres (2D+SM) et enfin (iii) un dernier modèle avec le barrage et la fondation décrits par des éléments poutres (2xSM). Le FSG mesuré à la base du barrage est réduit d'un ratio de 0.75 lorsque des frontières rigides sont mises sur le pourtour de la fondation, par rapport au même modèle avec des frontières absorbantes. Cette estimation conservatrice du FSG peut être expliquée en partie par l'amortissement réduit des modèles de barrage-fondation ayant des frontières rigides. Les frontières absorbantes permettent d'augmenter l'amortissement visqueux équivalent jusqu'à

8% pour les modèles 2x2D (barrage et fondation élément finis 2D) par rapport aux 5% présents lorsque les frontières de la fondation sont rigides. Une autre explication, pour cette augmentation des efforts internes dans les modèles à frontières rigides, vient du fait que ce type de frontière ne permet pas l'évacuation du modèle des ondes sismiques une fois qu'elles ont frappé le barrage (réfraction, réflexion) ou les frontières de la fondation (réflexion des ondes dans le modèle).

CHAPITRE 5 DÉCONVOLUTION 2D ET 3D : MISE EN ŒUVRE DANS LE CADRE DES FONDATIONS NON-HOMOGÈNES

5.1 Introduction

Ce chapitre s'inscrit à la suite du chapitre 3. Dans le chapitre 3, il a été présenté comment la déconvolution peut être menée lorsque la fondation est homogène avec différents logiciels. Dans le chapitre 5, la même démarche est suivie à la différence que la fondation n'est plus homogène.

Une fondation 2D est testée dans un premier temps. Elle est décomposée en trois zones ayant des modules d'élasticité différents. Une fondation 3D non homogène est ensuite mise en œuvre. Pour les fondations 2D et 3D non homogènes, les résultats de la déconvolution sont vérifiés au niveau d'un point de contrôle. Puis ils sont vérifiés sur d'autres emplacements afin de juger de la qualité de la déconvolution sur l'ensemble de la surface libre de la fondation. À chaque fois, la manière dont la fondation est modifiée pour la rendre non-homogène est présentée puis les résultats sont exposés ensuite.

5.2 Fondation 2D modifiée

La fondation 2D utilisée dans le chapitre 4, pour les modèles ayant le barrage et la fondation décrit par des élément-finis, est réutilisée ici. Ses propriétés ont néanmoins été changées comme il est présenté dans cette partie.

5.2.1 Modification de la fondation

La fondation a été modifiée en la partageant en 3 zones différentes. Chacune des zones possède un module d'élasticité différent. Les modules d'élasticité choisis ont été inspiré par les propriétés de la fondation du barrage de Ruskin (Kemp, 1982). Des investigations ont montré qu'au centre du barrage, la fondation avait des propriétés élastiques jusqu'à quatre fois inférieures à celles présentes au niveau des parties latérales du barrage. La géométrie des zones et la manière dont elles sont départagées sont présentées sur la Figure 5.1.

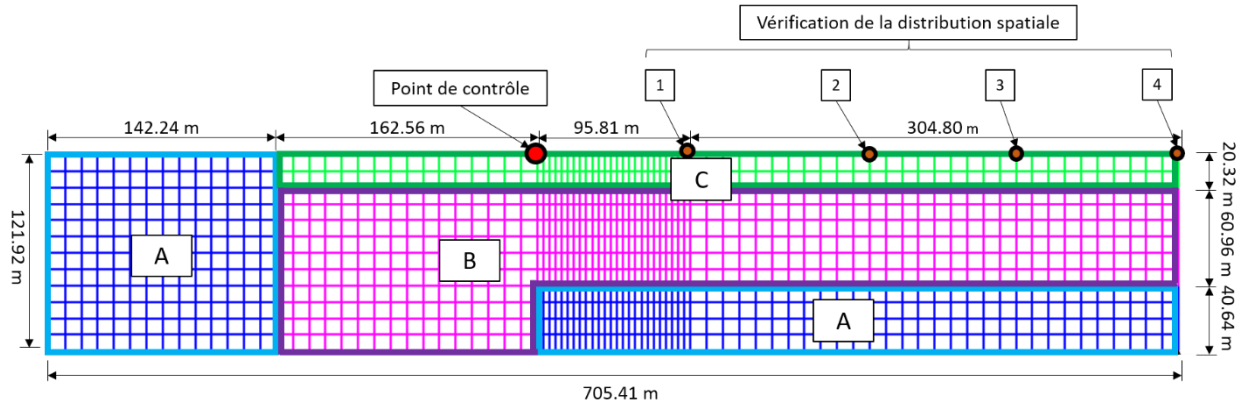


Figure 5.1 Description des zones de la fondation 2D non homogène

Les différentes zones présentées sur la Figure 5.1 ont leurs propriétés décrites dans le Tableau 5-1. Chacune des zones possède un module d'élasticité différent. La zone B a un module deux fois inférieur à celui de la zone A. Pour la zone C le module est 4 fois inférieur par rapport à la zone A.

Tableau 5-1 Caractéristiques physique des 3 zones de la fondation non homogène

ZONE	E (kN/m²)	ν	G (kN/M²)	γ (kN/m^3)	V_S (m/s)	V_P (m/s)
A	22 407 960	0.2	9 336 650	24.35	1939	3005
B	11 203 980	0.2	4 668 325	24.35	1371	2125
C	5 601 990	0.2	2 334 163	24.35	970	1502

5.2.2 Frontières du modèle

Des frontières absorbantes ont été mise en place sur tout le pourtour de la fondation. Les amortisseurs mis en place sont définis par les équations suivantes :

$$C_S = \rho V_s * A \tag{5.1}$$

$$C_P = \rho V_P * A \tag{5.2}$$

Où ρ est la masse volumique, A l'aire tributaire associée au nœud où se trouve l'amortisseur et V_S et V_P sont les vitesses des ondes de cisaillement et de compression respectivement.

Les vitesses de propagations des ondes étant différentes pour les différentes zones, les amortisseurs ont été définis pour chacune d'elles (voir Tableau 5-2). Le maillage de la fondation directement sous le barrage étant plus raffiné, l'aire tributaire des nœuds change. La zone A' dans le Tableau 5-2, représente cette zone sous le barrage.

Tableau 5-2 Valeurs d'amortissement normal et tangentiel

Zone	**E (kN/m²)**	**V_S (m/s)**	**V_P (m/s)**	**A (m²)**	**C_S (kN.s/m)**	**C_P (kN.s/m)**
A	22407960	1939	3005	157.5	758092	1174431
A'	22407960	1939	3005	58.4	281139	435539
B	11203980	1371	2125	157.5	536052	830448
C	5601990	970	1502	157.5	379046	587216

Une fois les amortisseurs définis, le chargement sismique est mis en place sous forme d'historique des forces appliqués à tous les nœuds du pourtour de la fondation dans le modèle élément-finis. Les forces à mettre en place sont déterminées à l'aide des équations suivantes :

$$P_S(t) = C_S * \dot{u} \tag{5.3}$$

$$P_P(t) = C_P * \dot{u} \tag{5.4}$$

C_P et C_S représentent respectivement la valeur d'amortissement pour les ondes de cisaillements et les ondes de compressions et $\dot{u}$ représente la vitesse déterminée par intégration de l'accélération déconvoluée.

5.3 Déconvolution 2D et 2x1D

La fondation étant définie, la déconvolution a été réalisé de deux manières différentes. En utilisant (i) le logiciel Deconv3D qui permet de prendre en compte le couplage (déconvolution 1x2D) et en utilisant (ii) le logiciel DeepSoil qui ne peut pas prendre en compte le couplage (déconvolution 2x1D). Dans ce cas la déconvolution est 2x1D car il faut faire indépendamment la déconvolution dans la direction horizontale puis dans la direction verticale.

5.3.1 Déconvolution 2D : Deconv3D

Afin de vérifier la qualité de la déconvolution réalisée à l'aide de Deconv3D, le spectre d'accélération est mesuré au point de contrôle (voir Figure 5.1). Tous les spectres d'accélération présentés à la suite sont réalisés avec un amortissement de 5%.

Le chargement sismique déconvolué a été déterminé à la fois pour la base de la fondation et pour les deux faces latérales verticales de la fondation. Le processus utilisé pour cette fondation non-homogène est différent de celui utilisé pour la fondation 2D homogène présenté dans la partie 3.6.1. Le processus utilisé s'inspire de ce qui a été fait pour la fondation 3D, les vitesses sont mesurées directement sur les frontières du modèle plutôt que d'utiliser une colonne de sol annexe. Le processus présenté dans l'annexe C pour une fondation 3D peut être adapté aisément pour une fondation 2D. Les outils développés pour la fondation 3D ont également pu être adapté pour faciliter ce processus.

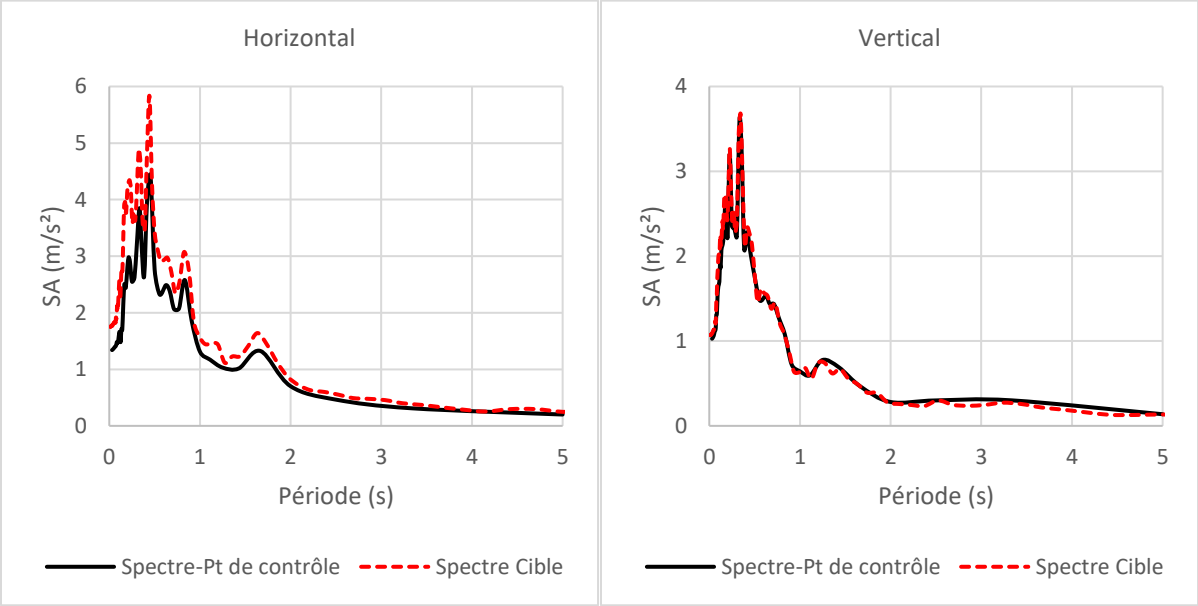


Figure 5.2 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution Deconv3D

La Figure 5.2 montre que la déconvolution est de bonne qualité (superposition du spectre cible et du spectre de calcul). Au point de contrôle le spectre d'accélération cible (issu de l'accélérogramme enregistré à Taft) est bien superposé au spectre mesuré sur le modèle SAP2000.

La qualité de la déconvolution semble néanmoins de meilleure qualité pour la direction verticale où la superposition est presque parfaite. Pour le spectre horizontal, un léger décalage est présent entre les deux courbes.

Afin de corriger ce décalage, un facteur de correction à appliquer sur le chargement horizontal a été recherché. Pour faire cela, l'aire sous le spectre cible et celui mesuré ont été mesuré par intégration. L'intégration a été réalisé entre les périodes de 0 s et la période valant deux fois la période fondamentale du modèle (T = 0.90 s). Le rapport entre les deux aires vaut 1.30. Ce rapport a été appliqué au chargement horizontal.

Une fois la correction appliquée au chargement horizontal, les spectres d'accélération horizontaux et verticaux ont été mesuré à nouveau au point de contrôle (voir Figure 5.3).

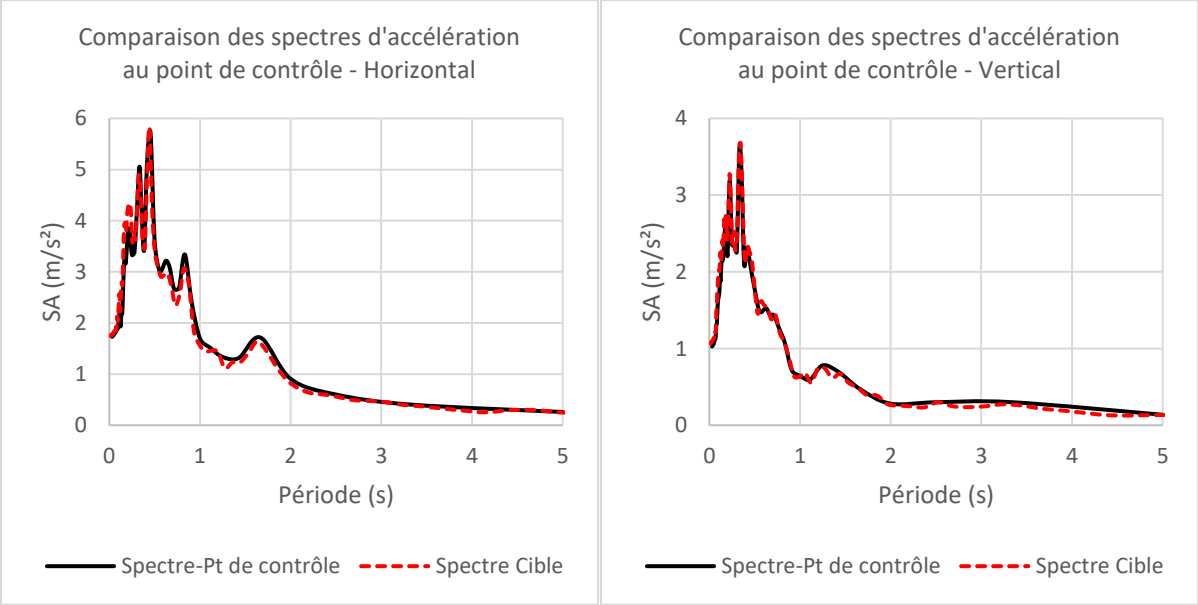


Figure 5.3 Spectres d'accélérations mesuré au point de contrôle, déconvolution Deconv3D après application d'un facteur de correction sur les forces horizontales

Les résultats sont de meilleures qualités que ceux présentés avant l'application du facteur de correction. Pour le spectre vertical la qualité est toujours aussi bonne tandis que pour le spectre horizontal le décalage présent auparavant n'existe plus.

La qualité de la déconvolution sur le reste de la fondation a ensuite été mesurée. Les spectres d'accélérations ont pour cela été déterminé sur 4 autres points (voir leurs positions sur la Figure 5.1). Les spectres d'accélération obtenus sont présentés sur la Figure 5.4.

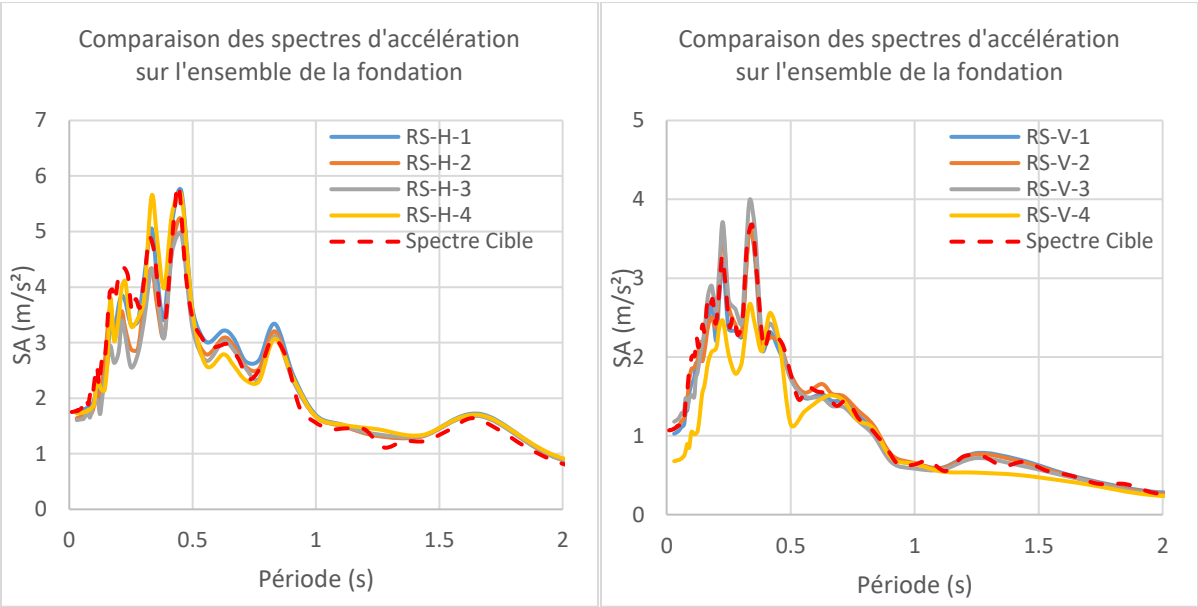


Figure 5.4 Comparaison des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation avec Deconv3D après application d'un facteur de correction sur les forces horizontales

Ces résultats permettent de visualiser la distribution spatiale des spectres d'accélérations sur l'ensemble de la fondation. Il est ainsi possible de remarquer que les spectres d'accélérations sont relativement proches les uns des autres sur toute la largeur de la surface libre. Il est possible néanmoins de remarquer une légère variation pour le point 4 dans le spectre vertical. À noter que la fondation n'étant plus homogène, il n'est pas envisageable d'obtenir le spectre cible en tout point de la surface libre du modèle.

5.3.2 Déconvolution 2D : Deconv3D – Fondation Orthotrope (zone B)

Les résultats présentés précédemment ont pu être corrigés à l'aide d'un facteur calculé sur le spectre horizontal puis appliqué sur le chargement horizontal. Le fait que cette correction fonctionne très bien, montre que le couplage entre le chargement horizontal et vertical est faible. Un couplage fort n'aurait pas permis que la correction, uniquement appliqué au chargement horizontal, n'est pas d'impact sur le spectre vertical.

Pour s'assurer que le couplage est faible, deux nouveaux cas de chargement ont été mis en place : l'un avec uniquement le chargement horizontal et l'autre uniquement avec le chargement vertical. Les spectres d'accélérations horizontaux et verticaux ont ensuite été mesurés au point de contrôle

pour les deux cas. Il est de cette manière possible de voir la contribution de chacune des directions de chargement sur les spectres d'accélérations (voir Figure 5.5).

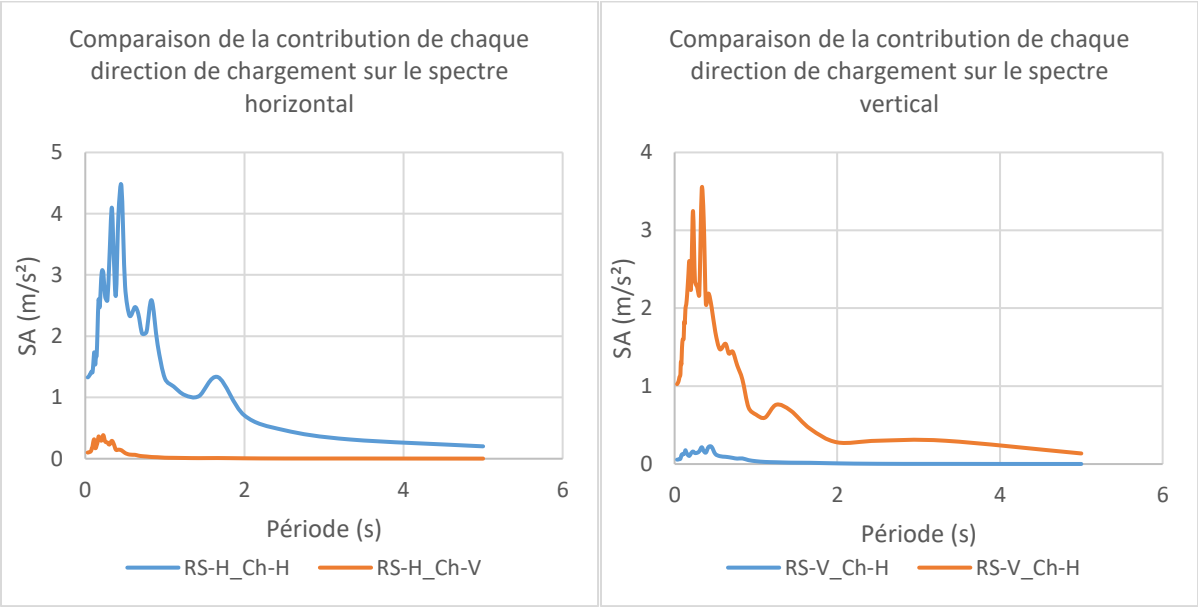


Figure 5.5 Mesure du couplage du modèle, contribution des directions de chargements sur les spectres d'accélérations au point de contrôle

Les résultats montrent que le couplage est faible. Le chargement horizontal n'a que très peu d'influence sur le spectre vertical et inversement.

Afin que cette étude soit plus représentative, la fondation a été de nouveaux modifiée pour que le couplage soit plus fort. Afin de simplifier la recherche de ce couplage, seulement la zone B de la fondation a été modifiée. Pour faire cela, différents cas ont été testés avec pour objectif de maximiser la masse modale activée dans les deux directions pour la période fondamentale. Le matériau de la zone B a été défini orthotrope. Cela permet d'avoir un module d'élasticité différent pour la direction horizontale et verticale.

Au final, la modification porte uniquement sur le module d'élasticité vertical de la zone B. Le couplage devient plus fort lorsque les vitesses de propagation des ondes P et S sont proches l'une de l'autre. Les propriétés retenues sont présentées dans le Tableau 5-3.

Tableau 5-3 Modification des propriétés de la zone B (Figure 5.1) de la fondation

ZONE	E_H (kN/m²)	E_V (kN/m²)	ν	γ (kN/m^3)	V_S (m/s)	V_P (m/s)
B	11 203 980	4 526 861	0.2	24.35	1371	1350

Cette modification permet d'activer 26% et 15% de la masse modale horizontale et verticale respectivement sur la période fondamentale. La seconde période active elle, 33% et 17% de la masse modale pour les deux directions.

Après déconvolution, les spectres d'accélérations sont mesurés au point de contrôle (voir Figure 5.6).

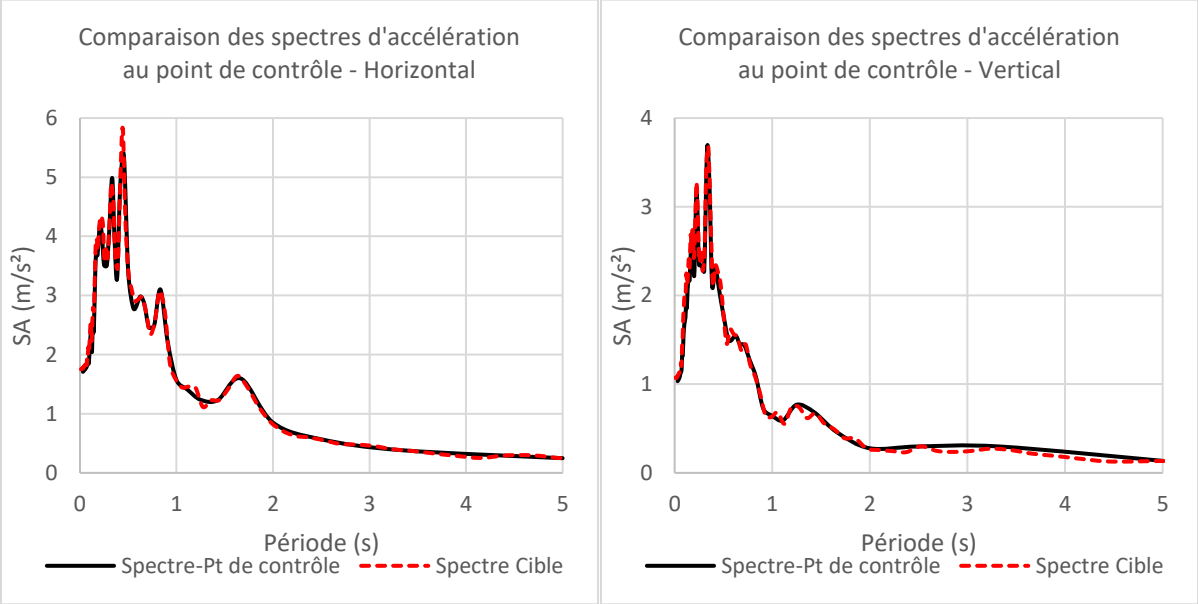


Figure 5.6 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution Deconv3D après modifications de la fondation (zone B avec module orthotrope)

Les résultats montrent que la déconvolution est toujours de très bonne qualité au point de contrôle. Cette fois-ci, il n'est pas nécessaire d'appliquer un facteur de correction sur le chargement horizontal car le chargement sismique est mis en place uniquement sur la face inférieure de la fondation. Cela permet de simplifier le modèle et d'améliorer la qualité de la déconvolution au point de contrôle. En effet, la mise en place des charges sur les faces verticales de la fondation complexifie le processus de déconvolution. Deux étapes doivent être ajoutée au processus et celles-ci peuvent avoir un impact négatif au point de contrôle.

Cependant, de la même manière qu'il a été montré dans le chapitre 3, cela a un impact sur la mesure du spectre d'accélération aux autres points de la surface libre de la fondation. La déconvolution est de moins bonne qualité à ces autres points.

De la même manière que réalisée précédemment, le couplage a été mesuré en comparant les spectres d'accélération dus à chacune des directions de chargements. Les résultats sont présentés sur la Figure 5.7.

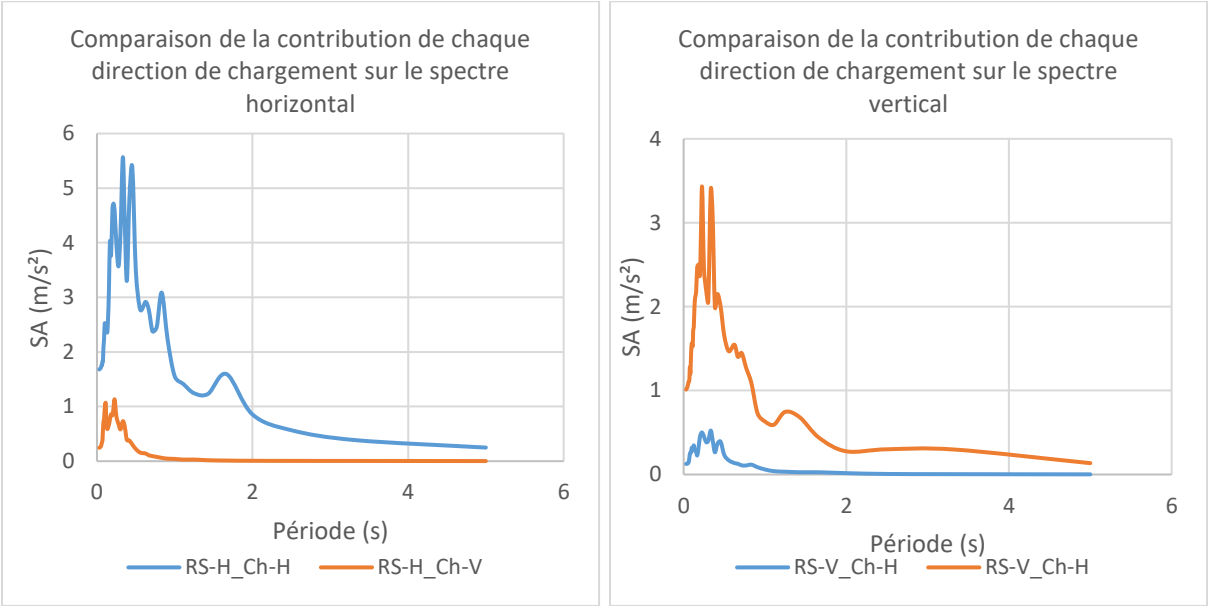


Figure 5.7 Mesure du couplage du modèle, contribution des directions de chargement sur le spectre d'accélération au point de contrôle pour la fondation non homogène, avec module d'élasticité orthotrope

Le couplage obtenu ne peut toujours pas être considéré comme fort. Néanmoins il reste plus important que celui observé précédemment.

5.3.3 Déconvolution 2x1D : DeepSoilV7 - Fondation Orthotrope (zone B)

De manière à pouvoir observer l'apport du logiciel Deconv3D, il est nécessaire de comparer les résultats obtenus avec une méthode traditionnelle (2x1D). Afin de faire cela, la déconvolution a été réalisé à l'aide de DeepSoilV7. Ce logiciel ne permettant de faire la déconvolution que dans une direction à la fois, il a été nécessaire de faire deux modèles différents pour avoir le chargement sismique déconvolué horizontal et vertical.

La Figure 5.8 présente les deux colonnes de sols créées dans DeepSoilV7. La coupe de sol se trouvant directement sous le barrage a été utilisé. Les propriétés de la fondation sont basées sur les modifications faites dans la partie précédente avec une zone B ayant un module orthotrope qui vise à exacerber le couplage. Ainsi la zone B est définie avec un module d'élasticité différent selon la direction (E_H = 11 203 980 kPa et E_V = 4 526 861 kPa).

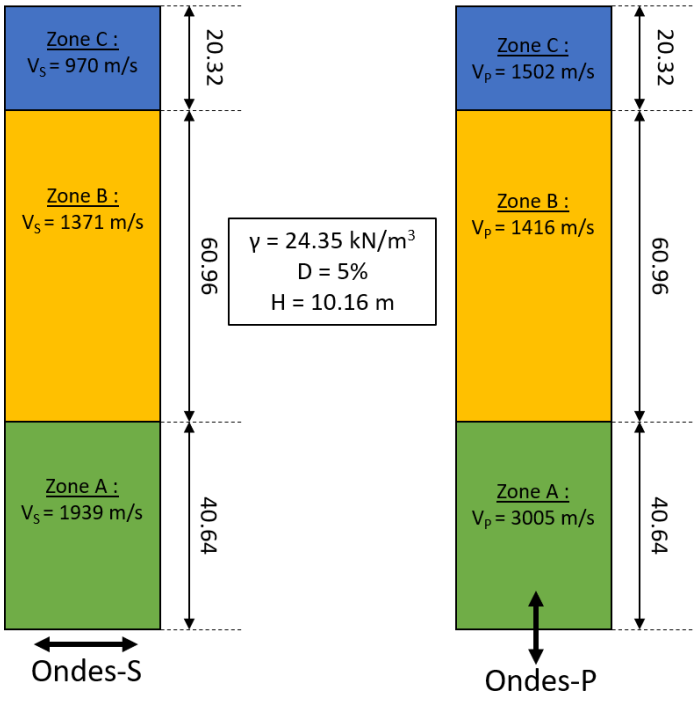


Figure 5.8 Modélisation DeepSoilV7 des colonnes de sol pour la déconvolution des ondes S et P

Une fois les deux déconvolutions réalisées, les chargements horizontaux et verticaux sont mis en place dans SAP2000 sous forme d'historiques des forces à la base de la fondation uniquement.

Dans un premier temps, les frontières de la fondation sont considérées fixe, les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 5.9. Dans un second temps la vérification est faite sur le modèle ayant des amortisseurs sur le pourtour de la fondation (voir résultats sur la Figure 5.10).

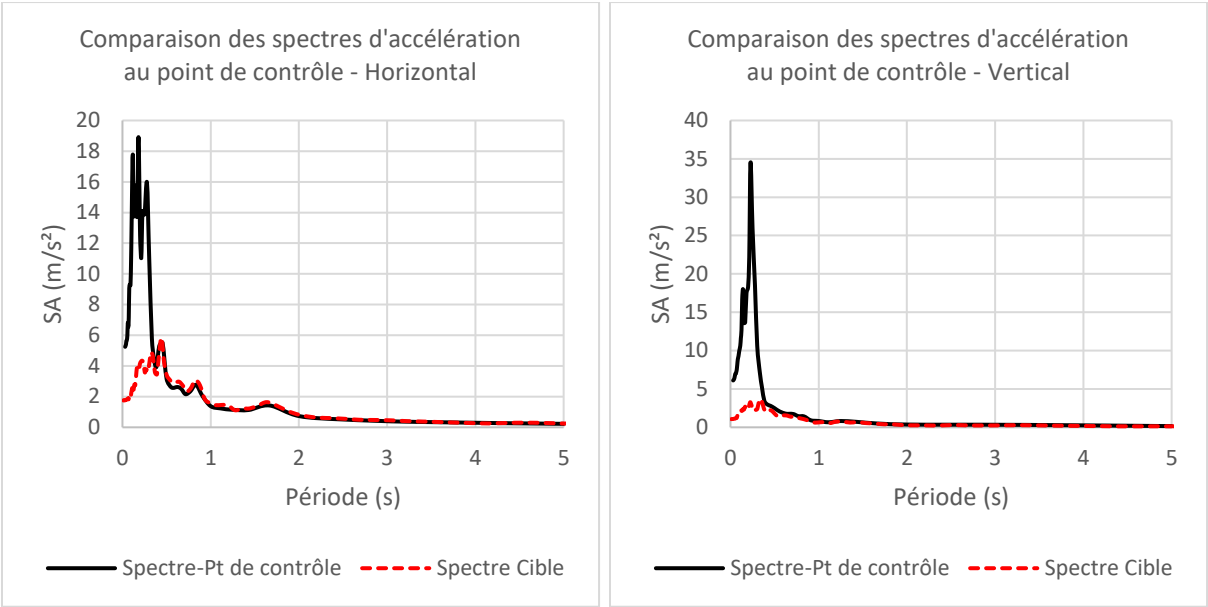


Figure 5.9 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution DeepSoil et vérification sur modèle à frontière rigide

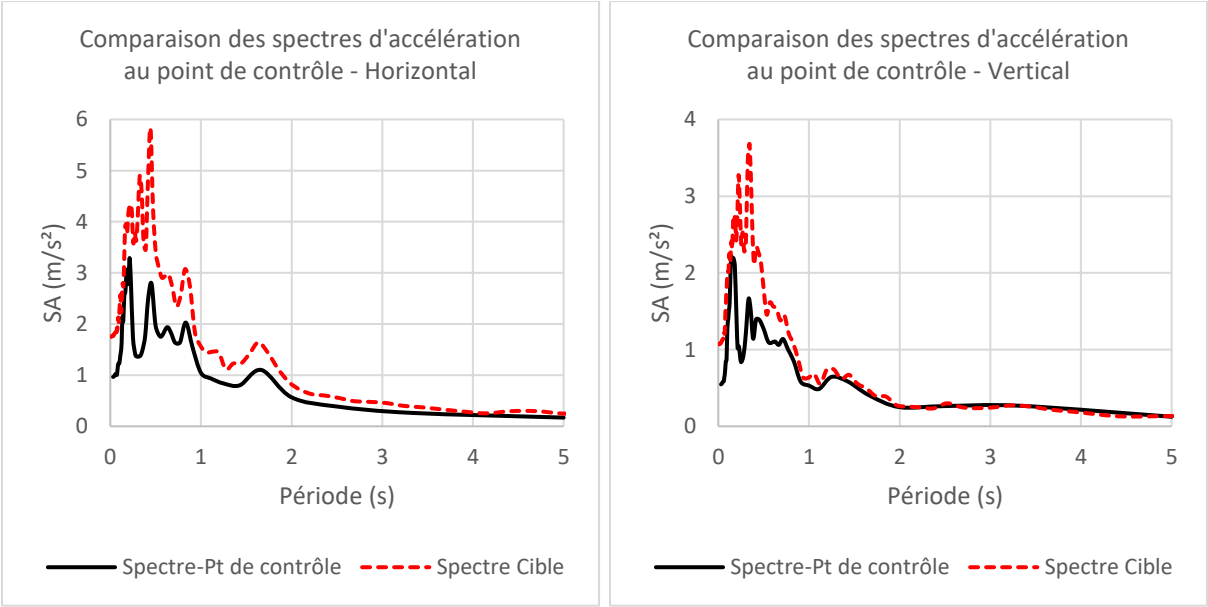


Figure 5.10 Spectres d'accélérations mesurés au point de contrôle, déconvolution DeepSoil et vérification sur modèle à frontière absorbante

Les résultats montrent que la déconvolution est de mauvaise qualité lorsque DeepSoil est utilisé pour cette fondation non-homogène (matériau de la zone B orthotrope). Avec des frontières fixes,

un phénomène de résonance semble apparaitre pour les hautes fréquences. Pour le modèle à frontières absorbantes la déconvolution est de meilleure qualité. Les spectres mesurés au point de contrôle sont inférieurs au spectre cible de manière importante dans la zone comprise entre les périodes de 0 sec et 1 sec. De plus certains pics présents sur le spectre cible disparaissent sur le spectre mesuré (comme le pic à 0.32sec sur le spectre horizontal). Ces problèmes ont cependant déjà été observés sur une fondation homogène lorsque des amortisseurs sont mis en place (voir chapitre 3). Il n'est donc pas possible de tirer de conclusion vis-à-vis de l'importance du couplage à travers ces résultats.

5.4 Modification de la fondation 3D

La fondation 3D présenté dans le chapitre 3, est transformée de manière similaire à la fondation 2D (voir Figure 5.11) avec une zone B ayant un module isotrope. Trois zones aux propriétés différentes sont définies. La zone A, conserve les mêmes propriétés que celles définies précédemment. La zone B a un module d'élasticité deux fois plus faible que celui de la zone A, la zone C a un module 4 fois plus faible que celui de la zone A. Les zones B et C ne sont pas constantes sur toute la profondeur du barrage, leur emplacement est présenté sur les Figure 5.11 et Figure 5.12.

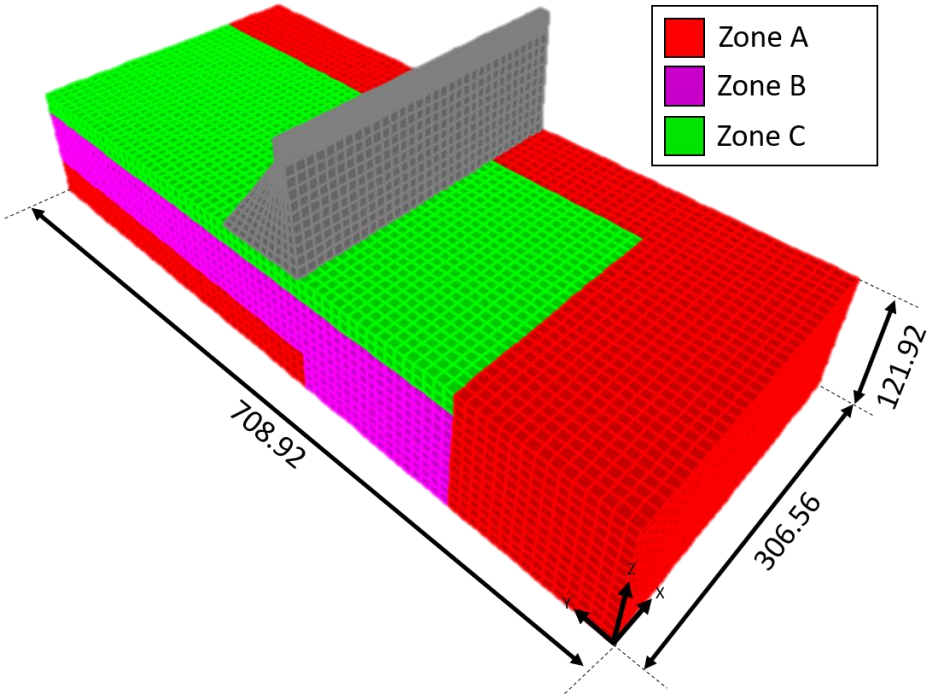


Figure 5.11 Vue en perspective de la fondation non-homogène 3D

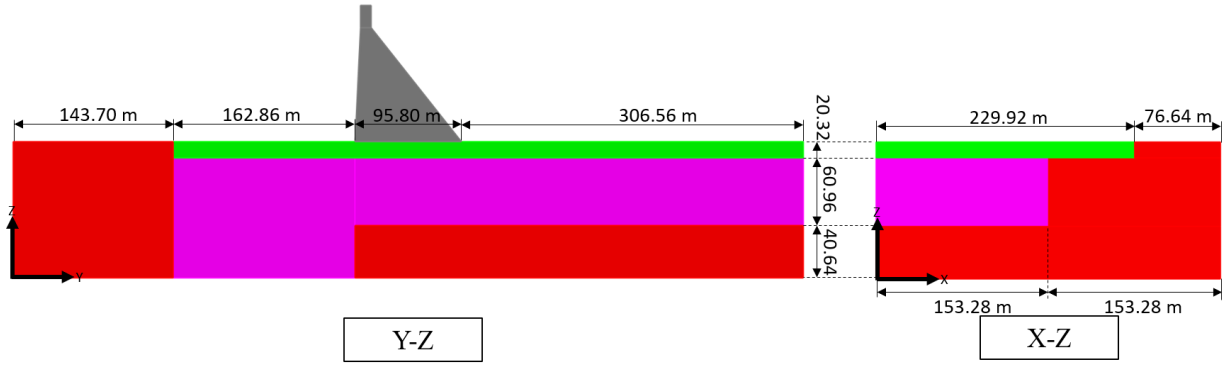


Figure 5.12 Vue en élévation dans les plans Y-Z et X-Z de la fondation non-homogène 3D

La mise en place de ces nouvelles zones modifie la valeur des amortisseurs mis en place sur tout le pourtour de la fondation. Les valeurs des amortisseurs propres à chaque zone, sont présentées dans le Tableau 5-4. Une distinction est faite entre les amortisseurs présents à la base de fondation et ceux sur les faces verticales car les aires tributaires des nœuds sont différentes. Les nœuds à la base ont une aire valant 91.8m² et ceux sur les faces verticales ont une aire valant 97.3m².

Tableau 5-4 Récapitulatif des valeurs d'amortissement associé à chaque zone

Zone	*E (kN/m²)*	*G (kN/m²)*	*V_S (m/s)*	*V_P (m/s)*	*C_S-base (kN.s/m)*	*C_P-base (kN.s/m)*	*C_S-vert (kN.s/m)*	*C_P-vert (kN.s/m)*
A	22407960	9336650	1939.5	3004.6	441816	684459	468565	725898
B	11203980	4668325	1371.4	2124.6	312411	483985	331325	513287
C	5601990	2334162.5	969.7	1502.3	-	-	234282	362949

Afin de vérifier la qualité de la déconvolution sur l'ensemble de la fondation, les spectres d'accélérations avec 5% d'amortissement sont mesurés à différentes positions de la surface libre. Comme la fondation n'est plus homogène, les hypothèses de symétries utilisées dans le chapitre 3 ne sont plus valides. Il est donc nécessaire de s'intéresser à l'ensemble de la fondation. Les points de vérifications sont présentés sur la Figure 5.12. Afin d'offrir de la clarté, les résultats sont présentés selon les lignes suivantes : C1 – C2 – C3 – C4 – C5 – C6 ; A3 – B3 – D3 – E3 ; A1 – B2 – D5 – E6. De cette manière il est possible de mesurer la qualité de la déconvolution sur une ligne

amont-aval puis le long du barrage et enfin sur une diagonale qui comprend deux coins du modèle qui peuvent s'avérer critiques (points les plus éloignés du point de contrôle).

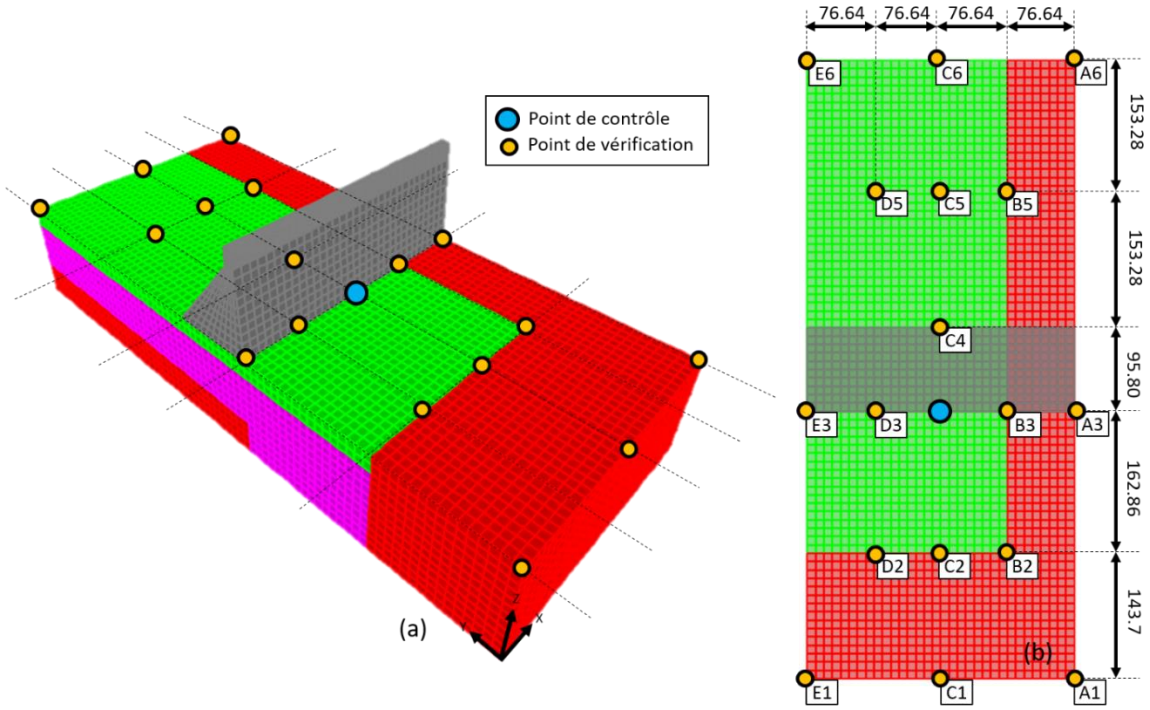


Figure 5.13 Position du point de contrôle et des points de vérifications sur la fondation non-homogène 3D

5.5 Déconvolution 3D et 3x1D

La déconvolution est réalisée de deux manières différentes comme pour les modèles 2D. Une première manière qui prend en compte le couplage (3D) puis une seconde qui le néglige (3x1D). Pour la première manière (3D), deux modes de chargement sont testés. Le premier mode ne charge que la base de la fondation sous forme d'historique des forces. Les autres faces de la fondation ne sont pas chargées. Le second mode détermine les charges à mettre en place sur les faces verticales de la fondation et non plus uniquement la base.

5.5.1 Déconvolution 3D sans charges sur les faces verticales : Deconv3D

La déconvolution est réalisée avec Deconv3D. Le chargement est spécifié uniquement à la base de la fondation dans ce premier cas. Les spectres dans les directions X, Y et Z sont obtenus avec un amortissement de 5% au point de contrôle, ils sont présentés sur la Figure 5.14.

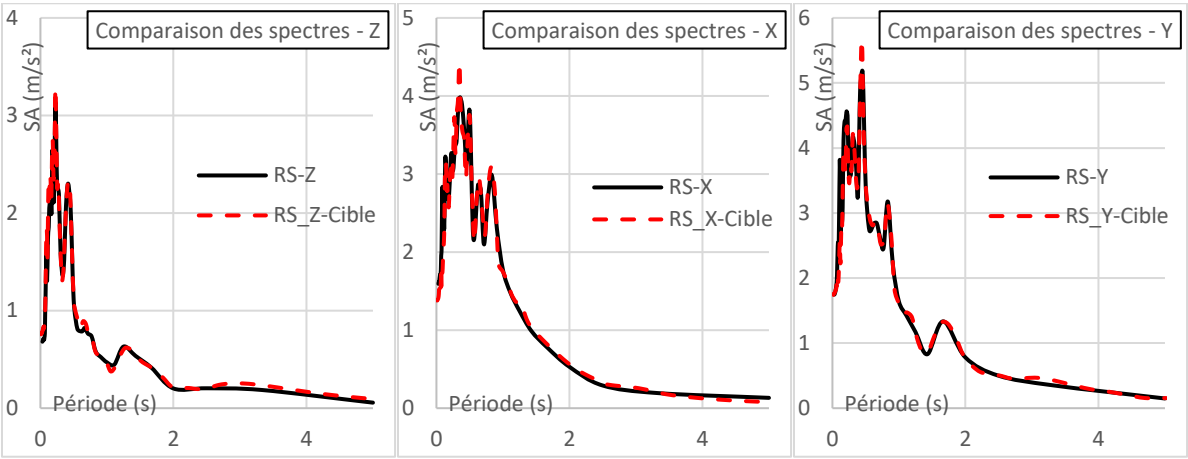


Figure 5.14 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparés aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales

Les résultats au point de contrôle sont très satisfaisants car les spectres cibles obtenus à partir de l'accélérogramme de Taft et les spectres mesurés sont pratiquement confondus. La déconvolution fonctionne donc très bien au point de contrôle malgré la fondation 3D inhomogène.

Il faut ensuite vérifier la variabilité spatiale de la déconvolution sur le reste de la fondation. Sur la Figure 5.13, les points de mesures auxquelles les spectres d'accélérations avec 5% d'amortissement sont présentés. La Figure 5.15 à la Figure 5.17 présentent, pour les 3 directions, les spectres d'accélérations sur les lignes : C1 – C2 – C3 – C4 – C5 – C6 ; A3 – B3 – D3 – E3 ; A1 – B2 – D5 – E6.

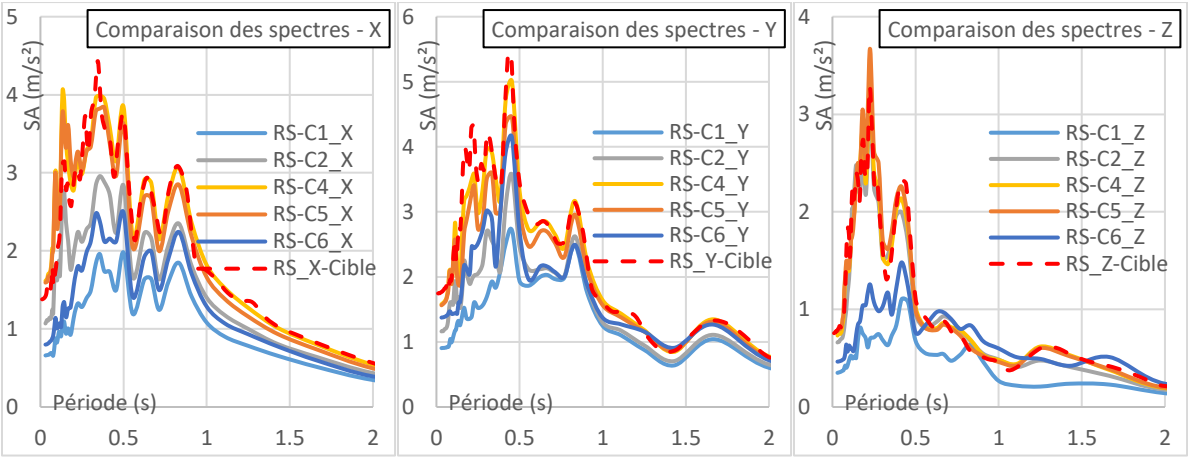


Figure 5.15 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications C1, C2, C4, C5 et C6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales

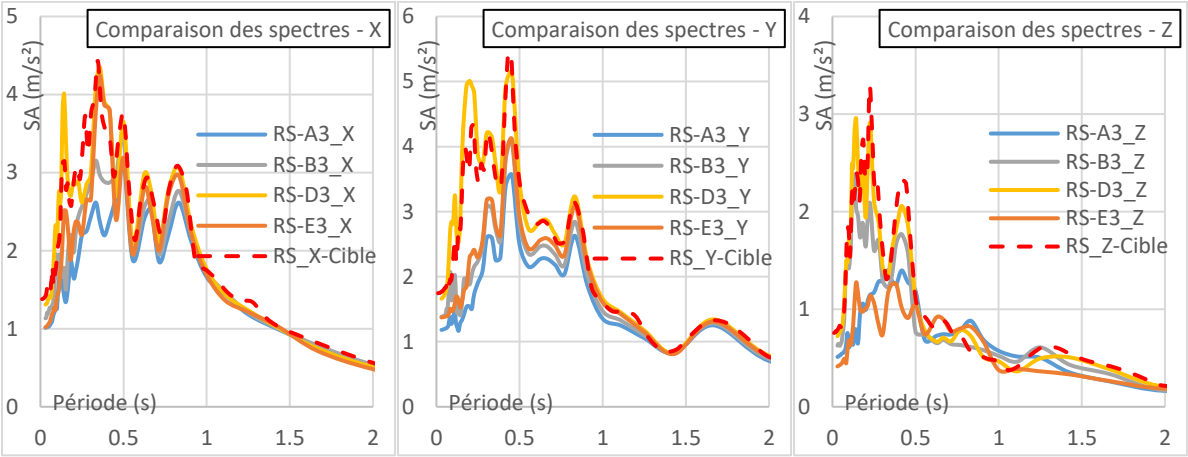


Figure 5.16 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A3, B3, D3 et E3 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales

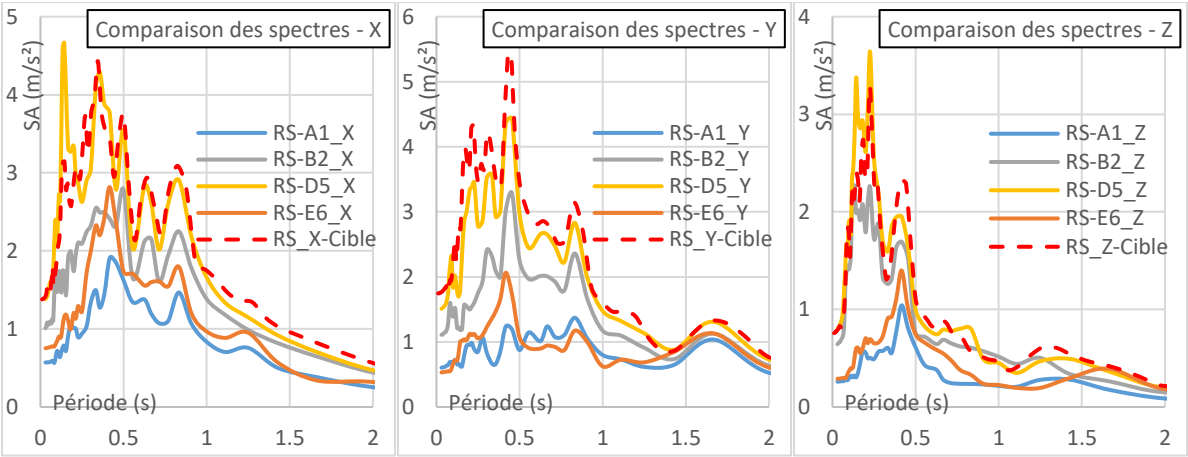


Figure 5.17 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A1, B2, D5 et E6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales

Les trois figures précédentes, montrent que la déconvolution est inégale sur l'ensemble de la fondation. Ceci est attendu à cause de la variabilité de spatiale des modules d'élasticité de la fondation. Les points proches du point de contrôle (C2-C4-C5-D3-B3-D5) ont un spectre très similaire au spectre cible. Cependant, les autres points qui se trouvent plus proches des frontières (A1-E6-A3-E3-C1-C6) ont un spectre qui s'éloigne plus fortement du spectre cible.

Il est important de noter qu'il est normal de ne pas retrouver exactement le spectre cible sur l'ensemble de la fondation. La fondation n'est plus homogène comme c'était le cas auparavant. L'inhomogénéité de la fondation implique forcément une modification des ondes sismique arrivant à la surface libre du modèle. Il n'est donc pas envisageable de retrouver en tout point de la surface libre, un spectre d'accélération identique.

Les disparités entre les spectres cibles et ceux mesurés ne peuvent cependant être uniquement expliqué par l'inhomogénéité de la fondation. Le mode de chargement du modèle a également son importance. C'est pourquoi un second mode de chargement a été expérimenté. Cette fois, le chargement est déterminé à la base de la fondation et sur les faces verticales également. Les résultats sont présentés dans la partie suivante.

5.5.2 Déconvolution 3D avec charges sur les faces verticales : Deconv3D

Cette fois-ci, le chargement a été déterminé à la base et sur les faces verticales de la fondation. De la même manière que les résultats présentés auparavant, l'objectif est d'améliorer la déconvolution

aux emplacements de la fondation qui s'éloignent du point de contrôle. Le processus permettant de définir les charges sur les frontières verticales de la fondation est présenté dans l'annexe C. Cette annexe présente également les outils ayant dû être développés pour pouvoir réaliser ce processus.

Les résultats sont présentés dans un premier temps au point de contrôle. Les spectres d'accélérations X, Y et Z avec un amortissement de 5% sont présentés sur la Figure 5.18.

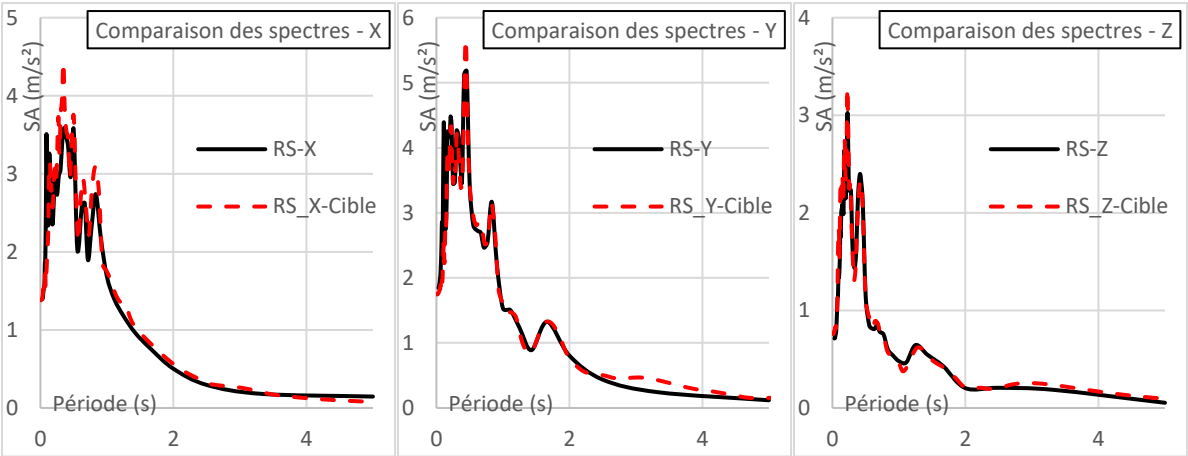


Figure 5.18 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), avec charges sur les faces verticales

Comme auparavant, au point de contrôle, la déconvolution fonctionne très bien puisque les spectres cibles et ceux mesurés sur le modèle sont superposés.

Les spectres d'accélérations sont ensuite mesurés aux points présentés sur la Figure 5.13. Les résultats obtenus sont présentés de la Figure 5.19 à la Figure 5.21.

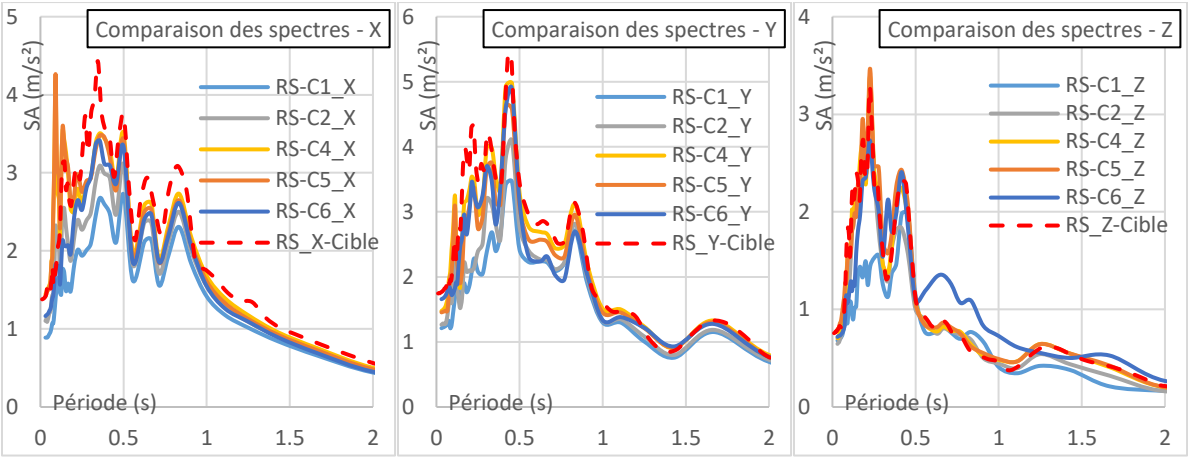


Figure 5.19 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications C1, C2, C4, C5 et C6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), avec charges sur les faces verticales

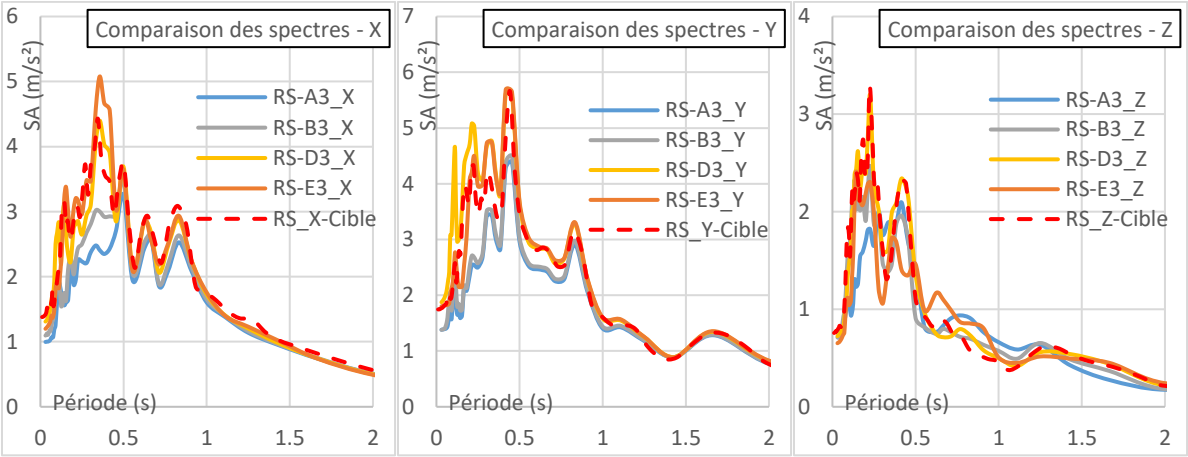


Figure 5.20 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A3, B3, D3 et E3 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), avec charges sur les faces verticales

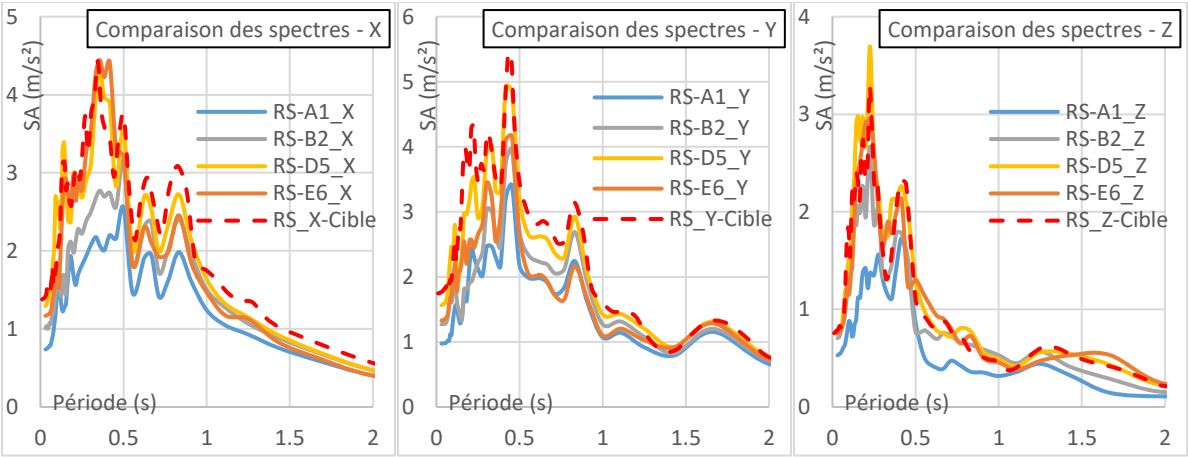


Figure 5.21 Spectres d'accélérations X, Y et Z aux points de vérifications A1, B2, D5 et E6 comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales

Les spectres mesurés sur les points présentés à la Figure 5.13 montrent cette fois une bien meilleure consistance (diminution de la variabilité spatiale) par rapport aux mêmes courbes présentées dans la partie 5.5.1 où les charges étaient appliquées uniquement sur la face inférieure de la fondation. Les points proches du point de contrôle (C2-C4-C5-D3-B3-D5) ont toujours un spectre très proche de celui de l'enregistrement de Taft. Cependant une nette amélioration est notée pour les autres points qui se trouvent proches des frontières (A1-E6-A3-E3-C1-C6). À ces points, les spectres mesurés sont beaucoup mieux superposés aux spectres cibles. Les mêmes points, dans la partie précédente (5.4.1), obtenaient des spectres beaucoup plus faibles. Le calcul des charges à appliquer sur les frontières verticales de la fondation permet donc d'uniformiser les spectres sur l'ensemble de la fondation.

Toutefois, des différences sont toujours présentes entre les spectres cibles et ceux mesurés sur les différents points de la fondation. Comme mentionné précédemment, ces différences sont attendues car la fondation n'est pas homogène. Il est impossible d'obtenir un champ d'onde sismique à la surface uniforme avec la fondation inhomogène. Ce phénomène peut être vérifié quand on observe les spectres mesurés dans le chapitre 3 sur la fondation 3D homogène. Dans ce précédent cas, les spectres étaient superposés aux spectres cibles de manière plus rigoureuse sur l'ensemble de la fondation.

5.5.3 Déconvolution 3x1D

Les résultats de déconvolution présentés jusqu'ici pour la fondation 3D inhomogène prenaient tous en compte le couplage des secousses sismiques. La déconvolution est réalisée maintenant sans prise en compte de ce couplage. Pour faire cela deux logiciels ont été utilisé. Dans un premier temps, DeepSoilV7 sert pour réaliser la déconvolution dans les 3 directions (X, Y et Z). Dans un second temps le logiciel Deconv3D est utilisé. Afin de découpler les secousses sismiques avec Deconv3D, 3 déconvolutions 1D sont réalisées pour les 3 directions ce qui permet d'avoir une déconvolution 3x1D.

- DeepSoilV7 :

Les spectres d'accélération (avec un amortissement de 5%) mesurés au point de contrôle après les trois déconvolutions issues de DeepSoilV7 sont présentés sur la Figure 5.22.

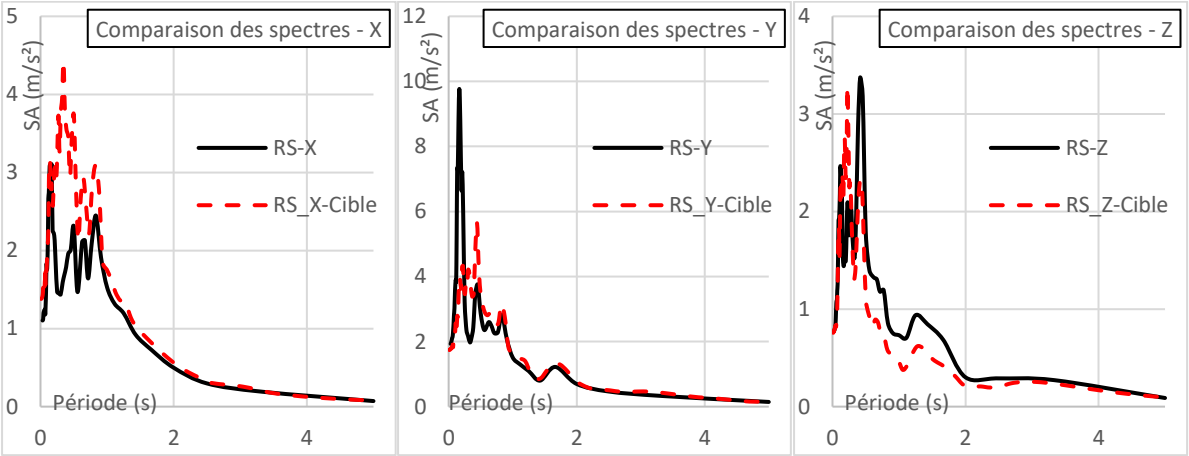


Figure 5.22 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), sans charges sur les faces verticales, déconvolution DeepSoilV7

Comme précédemment avec l'utilisation de DeepSoilV7, les spectres obtenus au point de contrôle se superposent mal avec les spectres cibles. Lorsque la période devient inférieure à 1 seconde, les divergences s'accentuent fortement. Ce phénomène avait cependant déjà été observé lorsque la fondation était homogène dans le chapitre 3. Il n'est donc pas possible de tirer des enseignements sur l'importance du couplage sur les spectres d'accélérations.

- Deconv3D :

La déconvolution sans prise en compte du couplage est réalisée avec Deconv3D cette fois. Pour faire cela 3 déconvolutions 1D sont réalisées pour chacune des directions (X, Y et Z). Une fois les déconvolutions réalisées, les spectres d'accélérations sont vérifiés au point de contrôle. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 5.23. Les résultats obtenus auparavant lorsque le couplage était pris en compte (dans la partie 5.5.2) sont également présentés sur la figure à des fins de comparaison.

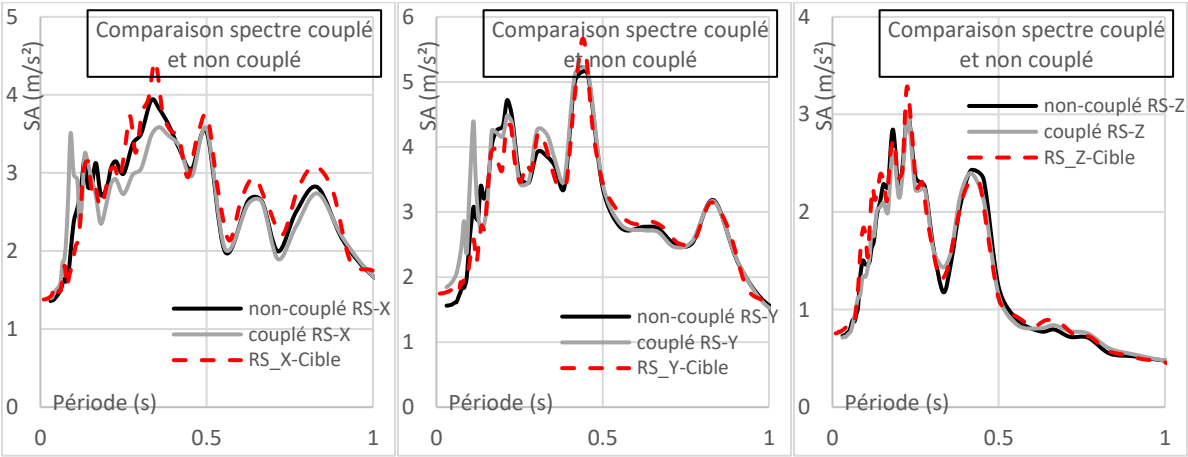


Figure 5.23 Spectres d'accélérations X, Y et Z au point de contrôle comparé aux spectres cibles (ξ = 5%), comparaison avec et sans prise en compte du couplage

Les résultats obtenus avec et sans prise en compte du couplage sont de manière générale très proches du spectre cible. Peu de différences sont notables entre les deux méthodes de déconvolution, il est possible néanmoins d'observer certaines variations. Entre 0.25 sec et 0.45 sec dans la direction X, le spectre obtenu par déconvolution couplée est plus faible que celui obtenu par déconvolution non - couplée. En moyenne, sur la plage de périodes indiquées, la différence entre les deux spectres est de 0.25 m/s². Sur le spectre de la direction Y, une autre différence est présente autour de la période de 0.32 sec, le spectre non couplé est plus faible que celui couplé. Cette différence vaut 0.35 m/s² en moyenne autour de la période indiquée.

Pour finir, les différences restent mineures entre les deux modes de déconvolution. Cela peut être expliqué par le faible couplage présent entre les différentes directions. Pour s'en assurer les spectres ont été mesuré lorsque le chargement est appliqué dans chacune des directions indépendamment. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 5.24.

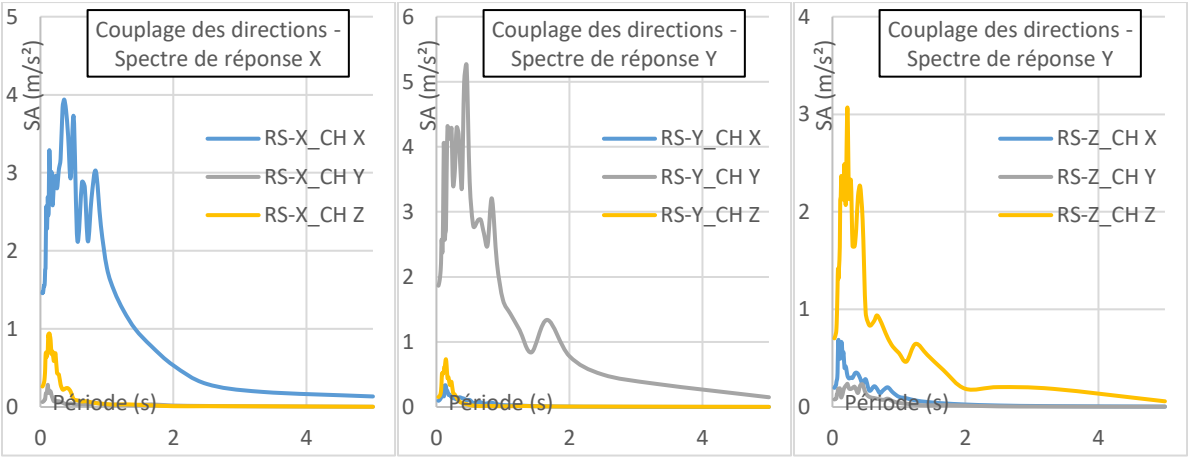


Figure 5.24 Détermination du degré de couplage dans la fondation 3D non-homogène, spectres d'accélérations (X, Y et Z) mesuré au point de contrôle

Les résultats confirment le faible degré de couplage. Lorsque le chargement est appliqué uniquement dans la direction X, l'impact sur les spectres dans les deux autres directions (Y et Z) est très faible surtout lorsque la période s'allonge. La même observation est possible pour les directions Y et Z.

5.6 Conclusion

Le chapitre 5 est le premier à présenter un modèle de fondation non-homogène où un couplage des secousses sismique est attendu. Trois fondations ont ainsi été mises en place, une 3D et deux 2D (une avec une fondation isotrope et une autre avec une fondation partiellement orthotrope). Dans ces modèles, le module d'élasticité a été réduit localement avec un facteur variant de 1 à 4 par rapport au module d'élasticité du béton de barrage afin de représenter des masses rocheuses de qualités médiocres. Ce chapitre a montré dans un premier temps la capacité de Deconv3D à réaliser une déconvolution de qualité même lorsque la fondation n'est pas régulière pour les modèles 2D et 3D. Il a été ensuite possible de comparer les déconvolutions prenant en compte le couplage (1x3D ou 1x2D) par rapport à celles le négligeant (3x1D ou 2x1D). La déconvolution ne prenant pas en compte le couplage a été réalisé dans un premier temps avec DeepSoilV7. Les spectres d'accélérations obtenus à la surface divergent fortement des spectres cibles lorsque la période devient inférieure à 1 sec. Néanmoins, des résultats similaires ont été obtenu sur une fondation homogène lorsque des amortisseurs étaient présents à la base. Il n'était donc pas possible de conclure à partir de ces résultats. Pour le modèle de fondation 3D, une déconvolution découplée

(3x1D) a été réalisée avec Deconv3D afin d'avoir une base de comparaison cohérente. Les résultats obtenus à partir de cette déconvolution **1x3D**, ont révélé que très peu de différences pouvaient être notées avec les résultats obtenus à partir de la déconvolution **1x3D** sur les spectres d'accélérations calculés au point de contrôle. Les résultats obtenus avec les deux méthodologies sont similaires.

Une raison trouvée pour expliquer le peu de différences obtenu entre les déconvolution couplé (1x3D) et découplé (3x1D), est le faible degré de couplage. Pour les fondations 3D et 2D le degré de couplage présent fut plus faible qu'anticipé malgré la présence de variation dans les propriétés mécaniques de la fondation. Pour quantifier ce couplage, les spectres d'accélérations ont été mesuré au point de contrôle dans les trois directions (X, Y et Z) lorsque le chargement est défini lui dans une seule direction. Il a de cette manière, été possible de mesurer l'impact, à la surface, du chargement dans une direction sur les deux autres directions. Ainsi pour le modèle de fondation 3D, l'accélération spectrale maximale présente dans la direction X est 4.0 m/s². Le chargement dans la direction X permet d'obtenir une accélération au même instant de 3.9 m/s² (0.4g donc significatif) mais qui ne se concrétise pas des efforts d'inertie important dans le barrage alors que les chargements dans les directions Y et Z à cet instant (au maximum du spectre prenant en compte les 3 directions) ne contribuent à hauteur que de 0.2m/s². Des observations similaires ont été réalisé lorsque le chargement est mis en place uniquement dans la direction Y ou Z. Ces mesures du degré de couplage montrent que dans la fondation 3D expérimentée, malgré des variations importantes du module d'élasticité, peu de couplage des secousses sismique se développe. Ainsi il est normal que la différence, entre le spectre issu d'une déconvolution couplée (1x3D) et celui issu d'une déconvolution non-couplée (3x1D), ne soit pas notable.

Le chapitre 5 a également permis de mesurer l'impact, sur la fondation 3D non-homogène, de la mise en place du chargement sismique sur les frontières verticales du modèle en plus de la base horizontale. Le processus de déconvolution a dû être, dans un premier temps, adapté à une fondation non-homogène. Les résultats montrent que les charges sur les frontières verticales permettent de limiter la variation spatiale des spectres d'accélérations. Néanmoins, cette variation est inhérente pour une fondation non-homogène dont les propriétés mécaniques ne sont pas constantes. Il a cependant été possible d'observer que lorsque le chargement est spécifié uniquement à la base de la fondation, la variation spatiale est beaucoup plus importante.

CHAPITRE 6 ÉTUDE DE CAS 3D SOUS FONDATION INOHOMGÈNE : BARRAGE DE PINE FLAT

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, la fondation 3D présentée dans le chapitre 5 est réutilisée. Cette fois le barrage est ajouté au modèle afin d'observer l'interaction barrage-fondation-réservoir. Le barrage est modélisé à l'aide d'élément 3D cubique à 8 nœuds comme les éléments utilisés pour la fondation.

Le chargement sismique est défini grâce aux déconvolutions réalisées dans le chapitre 5. Deux types de chargement ont été mis en place : (i) le chargement issu de la déconvolution **1 x 3D** prenant en compte le couplage des secousses sismiques et (ii) le chargement issu de la déconvolution **3x1D** ne prenant pas en compte ce couplage.

La modélisation du barrage est présentée dans un premier temps. Ensuite un modèle barrage-fondation-réservoir 2D est présenté afin d'avoir un moyen de vérification. Finalement, les facteurs de sécurités calculés à la base du barrage et au bloc de crête sont présentés pour les deux types de chargement et le modèle 2D non-homogène.

6.2 Modélisation barrage-fondation-réservoir

6.2.1 Maillage du barrage

Le barrage est modélisé à l'aide d'éléments finis cubiques à 8 nœuds de dimension similaire à ceux de la fondation de manière à assurer la connexion entre les deux types de structures. Le modèle complet est présenté sur la Figure 6.1. Le maillage de la fondation est présenté en détail dans le chapitre 5. Les dimensions du maillage du barrage sont présentées sur la Figure 6.2 avec une vue en élévation dans le plan Y-Z. La profondeur des éléments dans la direction X est constante et vaut 9.58m. Le bloc de crête est composé de 10 éléments en hauteur et 10 éléments en largeur dans le plan Y-Z. Le bloc en dessous est également composé de 10x10 éléments dans le plan Y-Z. Dans la profondeur X, 32 éléments sont présents. Le barrage est modélisé avec 6400 éléments finis au total. Les éléments finis utilisés sont cubiques à 8 nœuds avec modes de déformations incompatibles.

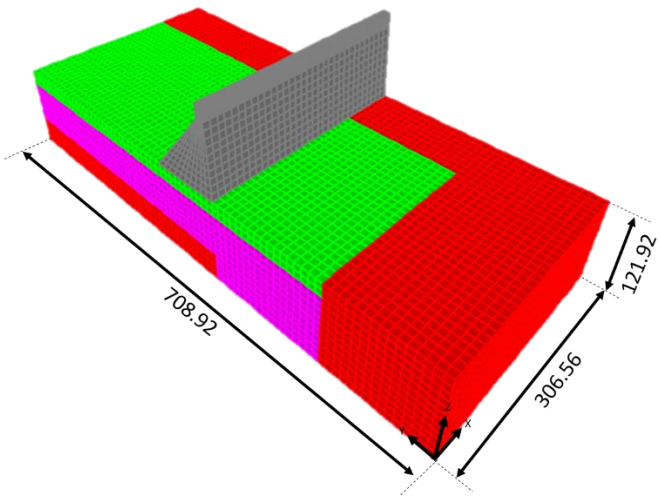


Figure 6.1 Présentation du modèle de barrage-fondation-réservoir 3D

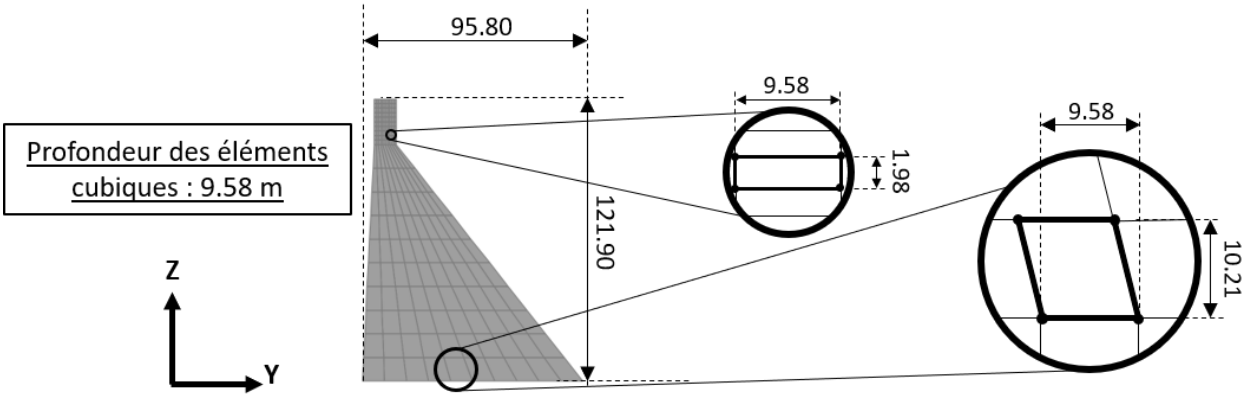


Figure 6.2 Description du maillage du barrage 3D vu en élévation dans le plan Y-Z

Le barrage est discrétisé de manière plus grossière que dans les modèles 2D afin de réduire la taille du modèle et d'assurer un temps d'analyse raisonnable. La taille des éléments reste néanmoins dans les limites usuelles à respecter. La fréquence de 20 Hz permet d'activer 90% de la masse modale du modèle barrage-fondation-réservoir. Ainsi avec des ondes de cisaillement allant à 1939 m/s la dimension minimale à respecter peut-être évaluée à l'aide de la formule suivante :

$$b_{min} = \frac{V_S}{10 * f_{max}} \approx 10m \qquad (6.1)$$

La dimension maximale du modèle étant dans le même ordre de grandeur, le maillage peut être considéré comme valide.

6.2.2 Masses ajoutées de Westergaard

Les masses ajoutées de Westergaard ont également été déterminées afin d'approximer le comportement du réservoir durant un séisme. Les masses ont été déterminées de la même manière que pour les modèles 2D grâce à la formule suivante :

$$m = \frac{7}{8}\sqrt{Hy} * \frac{\gamma_w}{g} A \qquad (6.2)$$

Où H représente la hauteur d'eau, y est la coordonnée du nœud concerné (avec 0 à la surface), γ_w est le poids volumique de l'eau (9.81 kN/m^3), g est la constante gravitationnelle et A est l'aire tributaire de chaque nœud. Le profil des masses obtenu sur la hauteur du barrage est présenté sur la Figure 6.3. Ce profil est typique d'une distribution parabolique pour tous les nœuds ayant une même aire tributaire. Les nœuds présents sur les extrémités de la paroi amont du barrage ont une aire tributaire deux fois plus faible et ainsi une masse deux fois moins élevée.

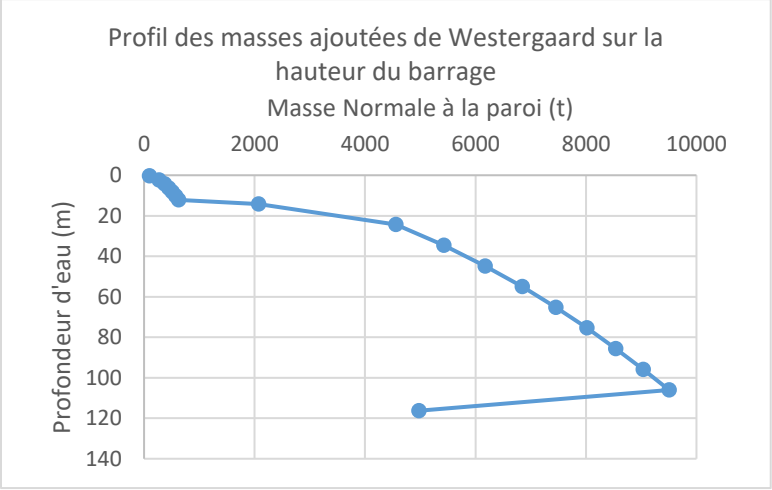


Figure 6.3 Profil des masses ajoutées de Westergaard sur la hauteur du barrage

6.2.3 Vérification de la période fondamentale sur fondation homogène

Afin de vérifier la modélisation 3D de l'ensemble barrage-fondation-réservoir, une première analyse a été menée sur la fondation rendue homogène. Cela permet de vérifier la période de vibration fondamentale et voir si elle est cohérente avec celles obtenues pour les modèles 2D et celle définie dans les travaux de Chopra (1988). Afin de déterminer la période fondamentale, le modèle a dû être fixé à l'aide de conditions aux frontières. À la base de la fondation, les trois degrés

de liberté ont été bloqués. Pour les frontières verticales de la fondation, un seul degré de liberté a été bloqué, celui normal à la paroi (voir Figure 6.4).

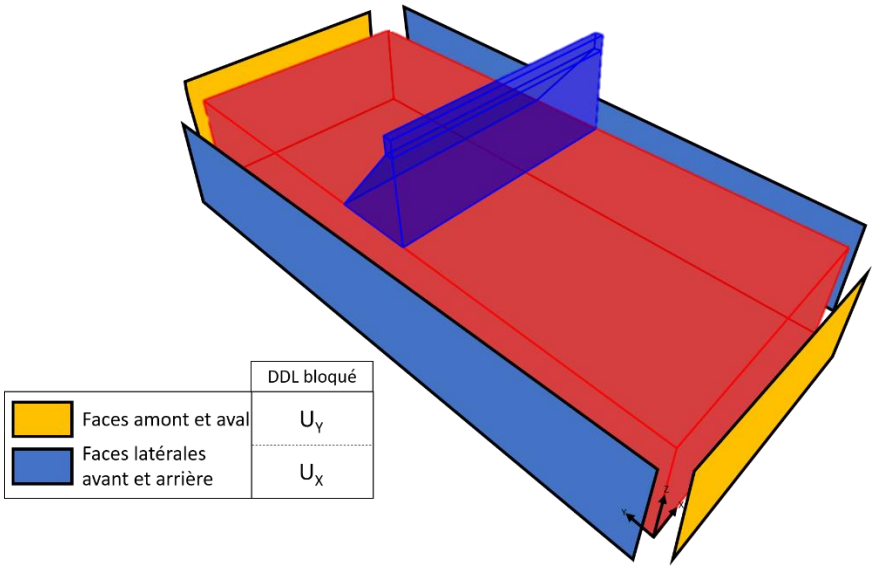


Figure 6.4 Présentation des conditions au frontières utilisé pour vérifier les périodes de vibrations

La période de vibration obtenue vaut 0.510 sec ce qui est proche des périodes obtenues pour les modèles 2D et de celle déterminée par Chopra (0.448 sec). La fondation est ici plus flexible que dans les modèles 2D.

Dans les analyses menées à la suite, des amortisseurs ont été placés sur tout le pourtour de la fondation afin d'absorber les ondes sismiques réfléchies à la surface du modèle. Ces amortisseurs ont été définis dans le chapitre 5.

6.2.4 Points de calcul des efforts internes

Afin de déterminer les facteurs de sécurité au glissement, les efforts internes au barrage ont été calculés à la base et au changement d'angle à la crête. La fondation n'étant pas homogène sur la profondeur, deux emplacements de calcul ont été choisis dans la profondeur du barrage. Le premier est au centre et le second sur le côté du barrage où se trouve la fondation inhomogène. La position de ces points de calcul est présentée sur la Figure 6.5. L'intégration des contraintes est faite par SAP2000 directement sur une largeur de deux éléments finis (largeur de 19.16m). Les efforts internes ont ensuite été normalisé à la largeur d'un monolithe du barrage de Pine Flat ayant une

largeur de 15.16m. Les efforts P, V_y, M_y, V_x et M_x ont ainsi été calculés à 4 emplacements pour les deux cas de chargement. Les efforts V_x et M_x n'ont cependant pas été utilisé car seule le FSG dans la direction amont-aval (Y) a été déterminé.

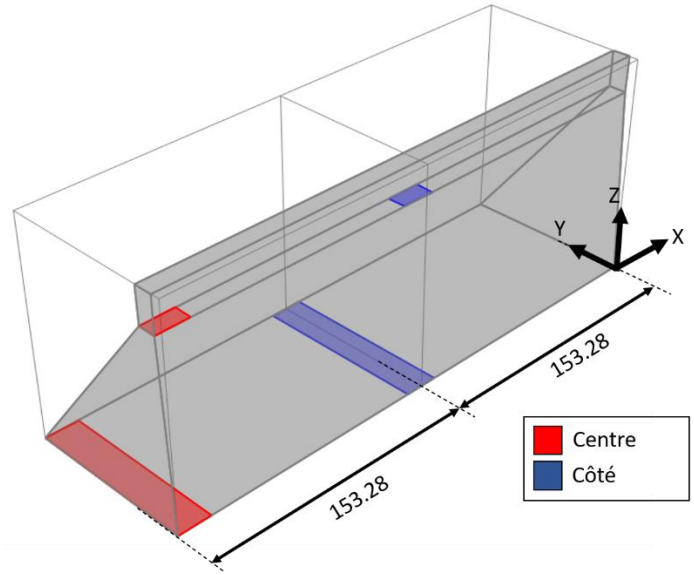


Figure 6.5 Présentations des zones de calcul des efforts internes

Les modélisations réalisées pour tous les modèles n'ont pris en compte que les forces d'inertie dynamiques (masses de la fondation, masses du barrage et masses de Westergaard). Les charges statiques ne sont pas mises en place dans les modèles élément-finis.

6.3 Modélisation 2D non-homogène

Afin d'avoir une vérification des résultats possibles, un modèle de barrage-fondation-réservoir 2D ayant une fondation non-homogène a été développé (voir Figure 6.6). Ce modèle possède la fondation 2D non-homogène développée dans le chapitre 5 sur laquelle le modèle de barrage 2D présenté dans le chapitre 4 est ajouté. Ce modèle permet de mesurer les efforts internes au niveau de la base du barrage et au changement d'angle à la crête. Le couplage a été pris en compte dans la déconvolution de la fondation 2D.

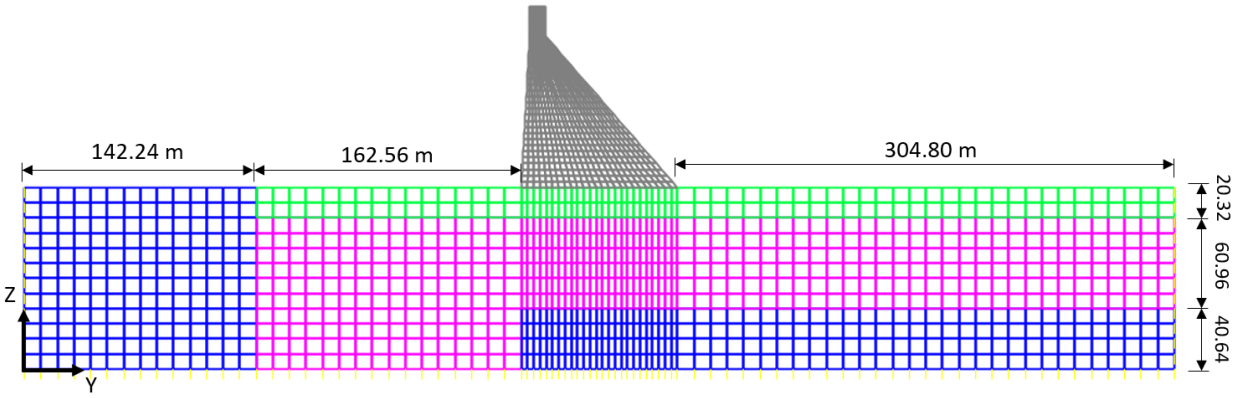


Figure 6.6 Présentation du modèle de barrage-fondation-réservoir 2D avec fondation non-homogène

Les efforts internes (P-V-M) obtenus avec ce modèle sont comparés avec les efforts obtenus sur le modèle 3D calculés au centre et sur le côté. Le chargement du modèle 3D est issu de la déconvolution couplée (1x 3D) présentée dans le chapitre 5. Les efforts obtenus à la base et à la crête des deux modèles sont présentés sur les Figure 6.7 et Figure 6.8.

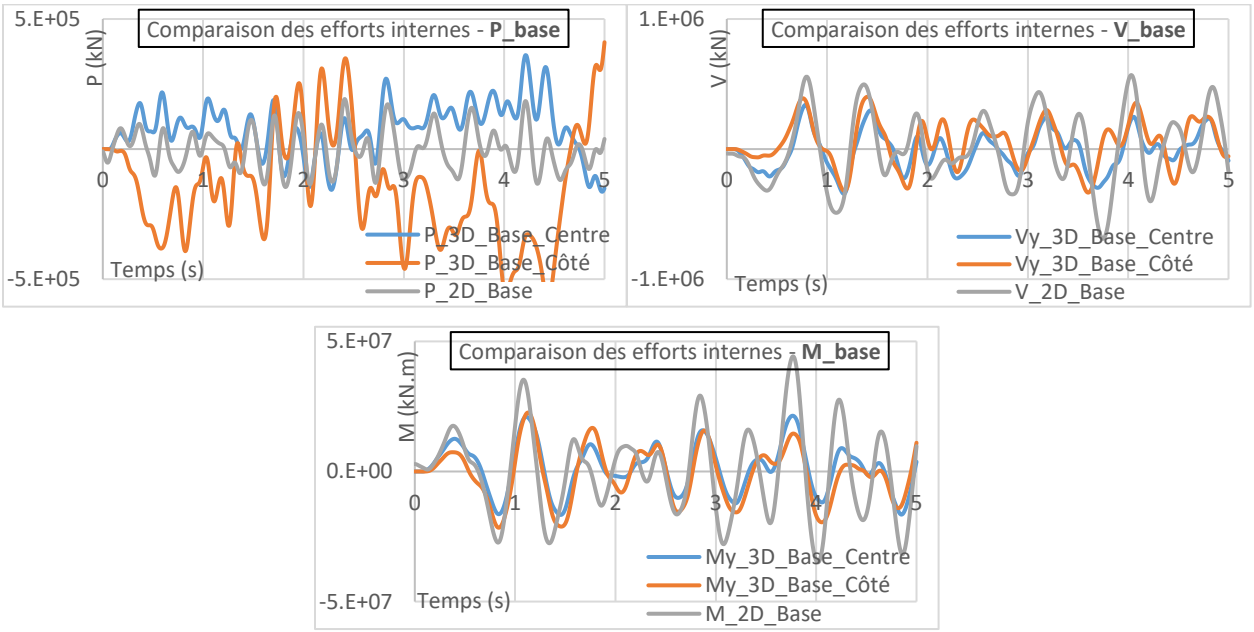


Figure 6.7 Comparaison des efforts internes obtenus à la base du barrage avec le modèle 3D et le modèle 2D (déconvolution 1 x 3D)

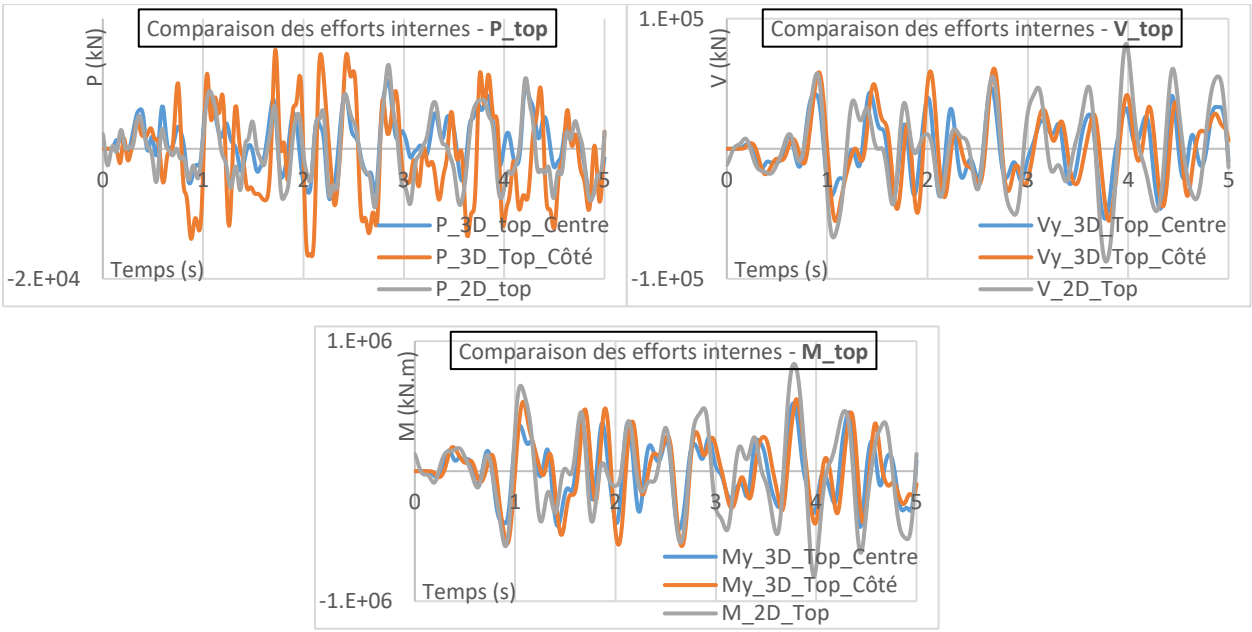


Figure 6.8 Comparaison des efforts internes obtenus à la crête du barrage avec le modèle 3D et le modèle 2D (déconvolution 1 x 3D)

Sur les figures précédentes, la correspondance entre les deux types de modélisation est notable. Les pics sont synchronisés et apparaissent en même temps que ce soit à la base ou à la crête du modèle.

Cependant, les pics obtenus sur V_{Base} et M_{Base} avec le modèle 2D, sont d'une amplitude bien plus importante que ceux obtenus sur le modèle 3D que ce soit au centre ou sur le côté. L'effort tranchant minimal (apparaissant à 3.75 sec) obtenu à la base pour le modèle 2D (-6.9^{E}05 kN) est 130% inférieur à l'effort minimal observé dans le modèle 3D au centre (-3.0^{E}05 kN). Sur le côté (-3.3^{E}05 kN), le modèle 2D est 105% inférieur. Les disparités sont moins marquées pour les efforts calculés à la crête des deux modèles.

L'effort axial à la base pour le modèle 3D a deux zones (entre [0 ; 1.5]sec et [3 ; 4] sec) où l'oscillation n'est plus centrée autour de 0. Ces deux zones sont présentes que la mesure soit faite au centre ou sur le côté du modèle. Ce phénomène n'est pas présent dans le modèle 2D et semble contre-intuitif car seules les forces d'inerties sont appliquées aux modèles (le poids-propre de la structure n'est pas pris en compte ici). Une explication possible pour ce phénomène est présentée à la suite.

Une première hypothèse approchée pour expliquer les différences entre les deux types de modélisation fut de comparer l'amortissement global des modèles 2D et 3D. La décroissance

logarithmique a été calculée pour les deux types de modèle (2D vs 3D) une fois laissés en vibration libre. Un amortissement total de 16% pour le modèle 3D et un amortissement de 13% pour le modèle 2D sont mesurés. Ces amortissements sont très élevés pour ce type d'ouvrage (4% d'amortissement a été mesure pour le barrage de Pine Flat (Løkke, 2018)). Néanmoins, les valeurs obtenues restent plausibles pour un modèle ayant un amortissement matériaux défini à 5% pour le béton et le roc (12% d'amortissement global sont obtenus par Løkke pour la même configuration dans sa présentation pour le rapport du USBR (2018)). Les amortissements mesurés prennent en comptes l'amortissement matériau défini à 5% (barrage et la fondation) et l'amortissement supplémentaire apporté par les amortisseurs présents aux frontières de la fondation. Pour vérifier cette hypothèse, le modèle 3D a été modifié de manière à réduire l'amortissement total. Un amortissement matériau non proportionnel a été mis en place cette fois. Le barrage conserve 5% d'amortissement, cependant la fondation a son amortissement réduit à 1%. Après mesure de l'amortissement total, ce modèle 3D modifié a une valeur de 9%. Une fois ce nouveau modèle défini, le processus de déconvolution 3D prenant en compte le couplage est réalisé à nouveau (les résultats obtenus sont similaires à ceux présentés dans le chapitre 5). Le barrage et les masses ajoutées de Westergaard sont ensuite ajoutés et les efforts internes sont mesurés de la même manière que précédemment. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 6.9 et sont comparés avec les résultats obtenus avant la modification de l'amortissement.

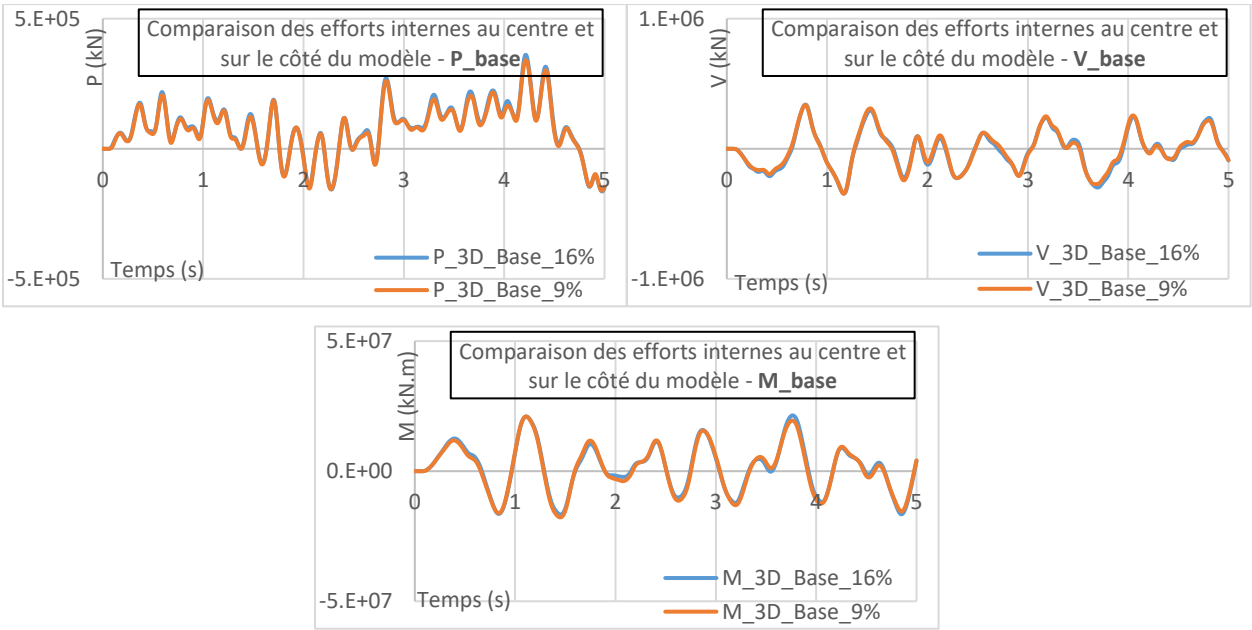


Figure 6.9 Comparaison des efforts internes (P-V-M) mesurés à la base entre le modèle original ($\xi_{barrage} = \xi_{fondation} = 5\%$; $\xi_{eq} = 16\%$) et celui modifié ayant un amortissement réduit ($\xi_{barrage} = 5\%$; $\xi_{fondation} = 1\%$; $\xi_{eq} = 9\%$)

Les résultats obtenus montrent qu'il y a très peu de différences entre le modèle ayant 16% d'amortissement et celui ayant 9% d'amortissement. À P_{max} (obtenu à 4.23 sec), la différence entre les deux modèles ($P_{Max\text{-}original}$ = 360 069kN et $P_{Max\text{-}modifié}$=340 470 kN) n'est que de 5%. Ces différences sont trop faibles pour expliquer les disparités bien plus élevées observées entre le modèle 2D et celui 3D.

Une autre explication possible pour ces différences est l'écart de période de vibration présent entre les deux types de modélisation. La période fondamentale dans la direction Y pour les deux modèles varie avec une période de 0.61 sec pour le modèle 3D et 0.51 sec pour celui 2D. Dans la direction Z, la différence est bien plus faible ($T_{3D\text{-}Z}$=0.24 sec et $T_{2D\text{-}Z}$=0.22 sec). Ces écarts peuvent avoir un impact important si le spectre d'accélération est proche d'un maximum local ou d'un minimum. Sur la Figure 6.10, les spectres d'accélérations au point de contrôle dans les directions Y et Z sont présentés. Les périodes fondamentales dans les deux directions sont également superposées.

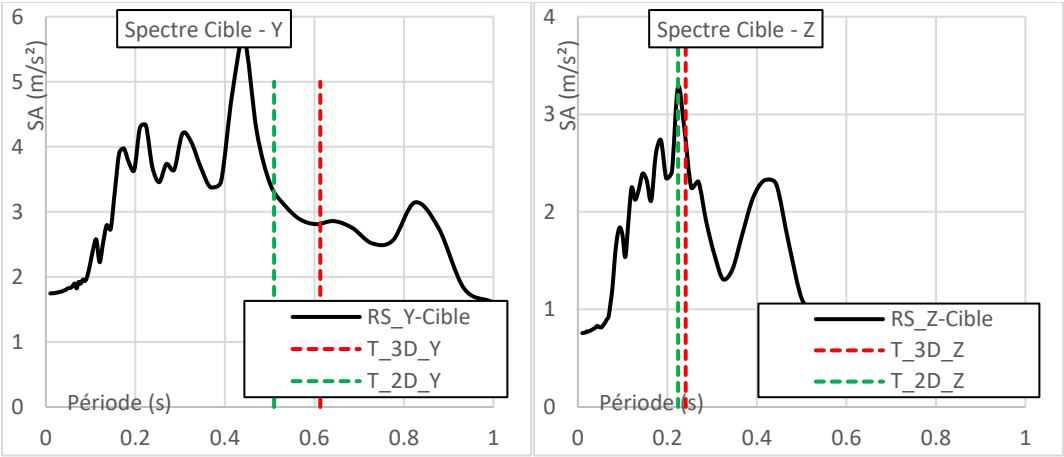


Figure 6.10 Comparaison des périodes de vibrations fondamentales dans chacune des directions pour le modèle 3D et 2D en superposition des spectres d'accélérations cibles

Sur la figure il est intéressant de remarquer que pour la direction Y, le décalage des périodes fondamentales place la période du modèle 2D très proche du pic situé à 4.5 sec. L'accélération spectrale subit par le modèle 2D est de 3.3 m/s² alors que pour le modèle 3D celle-ci est de 2.8 m/s². La période plus courte du modèle 2D peut expliquer que les efforts s'y développant soient plus importants.

Une autre explication pour ces différences est que la fondation 3D n'est pas homogène sur sa profondeur. Ainsi, le centre du barrage, dans le modèle 3D, repose au niveau d'un changement de fondation. Sur la Figure 6.11, les deux zones de mesures (« centre » et « côté ») pour le modèle 3D, sont présentées. La fondation sous-jacente à la zone centrale n'est pas identique sur toute la profondeur de la zone de mesure. La partie à droite de l'axe central repose sur une fondation plus rigide car la zone B n'est plus présente alors qu'elle possède un module d'élasticité deux fois inférieur par rapport à celui de la zone A. La fondation 3D a donc forcément un comportement non uniforme sur sa profondeur (direction X) qui ne peut pas être pris en compte dans le modèle 2D. La zone de mesure sur le côté de son côté subi forcément des effets de bord sur le modèle car elle touche la frontière.

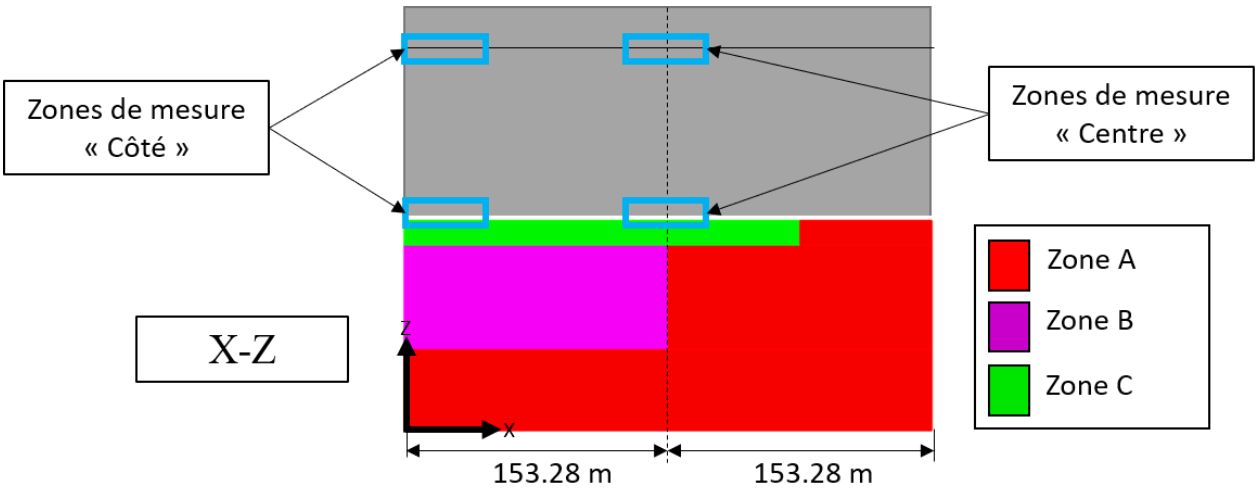


Figure 6.11 Vue en élévation X-Z des zones de mesure pour le modèle 3D

Cette observation peut donc être une explication pour les disparités observées entre les deux types de modélisation. De plus, les efforts dans la direction X peuvent être une piste d'explication pour les irrégularités observées dans le graphique de l'effort axial P mesuré à la base du barrage.

6.4 Facteurs de sécurité au glissement (FSG)

Le facteur de sécurité a été déterminé à tous les pas de temps pour les deux types de chargement (déconvolution couplée 1 x 3D et non-couplée 3 x 1D). L'équation suivante a été utilisée pour cela

$$FSG = \frac{P_{tot} * \tan\varphi}{V_{tot}} \qquad (6.3)$$

P_{tot} et V_{tot} sont définis de la manière suivante :

$$P_{tot} = P_{stat} + P_{EQ} + P_U \qquad (6.4)$$

$$V_{tot} = V_{HS} + V_{EQ} \qquad (6.5)$$

Avec P_{stat} les forces statiques associées au poids propre du barrage, P_U les forces de sous-pressions, V_{HS} les forces hydrostatiques. P_{EQ} et V_{EQ} sont les forces axiales et de cisaillement d'inerties déterminées pour chacun des modèles. Les forces d'inertie comprennent les contributions de la masse du béton et des masses ajoutées de Westergaard.

Huit facteurs de sécurité au glissement sont définis pour les modèles 3D. Quatre FSG sont définis pour chaque type de chargement (déconvolution 1x 3D vs 3 x 1D) car ils sont déterminés à chaque fois à la base et à la crête pour le centre et le côté du modèle (voir les 4 zones de mesure sur la

Figure 6.11). Finalement, le FSG minimal pour chacun des cas est retenu. De la même manière, le FSG est défini pour le modèle 2D non-homogène (déconvolution 1 x 2D couplée). Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 6.12.

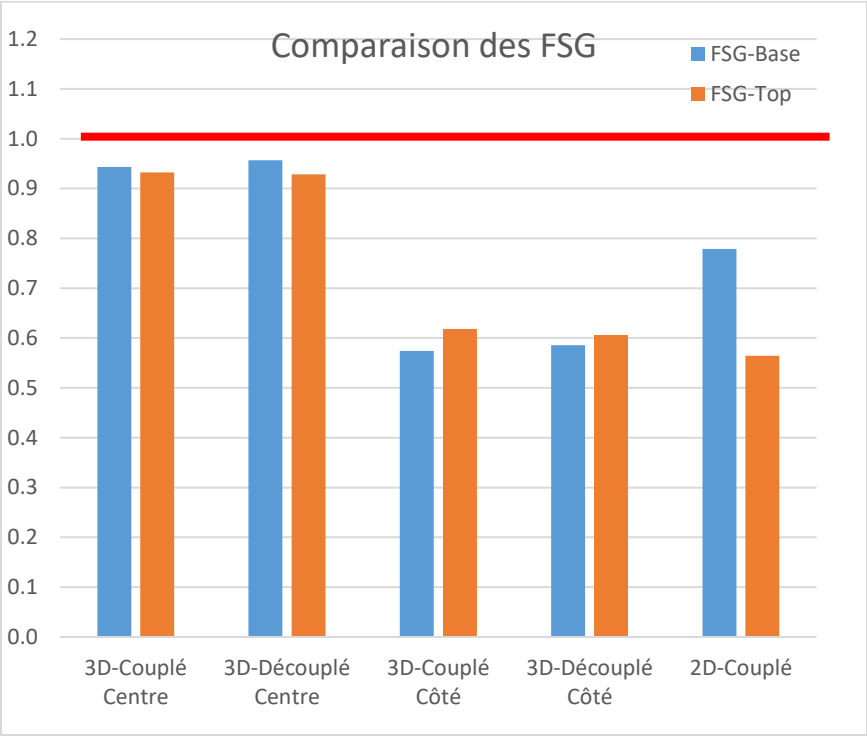


Figure 6.12 Comparaison des FSG minimaux obtenus pour chacun des modèles

Les résultats montrent que les FSG obtenus au centre et sur le côté du modèle sont similaires que la mesure soit faite à la base ou à la crête. Ils montrent également que les FSG mesurés sur les côtés sont inférieurs à ceux mesurés au centre (0.93 en moyenne contre 0.59). L'analyse du calcul des FSG révèle que les côtés ont un facteur plus faible à cause de la très forte charge axiale (P) qui se développe à ce niveau du barrage que ce soit à la base ou à la crête.

La figure révèle également le peu de différences entre les modèles couplés (1x 3D) et ceux non-couplés (3x 1D). Pour cette modélisation, la différence entre la prise en compte du couplage ou non n'a pas d'impact majeur sur le FSG.

Le modèle 2D possède un FSG à la base (0.78) situé entre celui mesuré sur le côté (0.58) et celui mesuré au centre (0.96) pour les modèles 3D. Le FSG mesuré à la crête (0.56) pour le modèle 2D est très proche de celui obtenu sur le côté du modèle cette fois.

6.5 Conclusions

Ce chapitre a permis d'implémenter le barrage de Pine Flat en 2D et 3D sur les fondations inhomogène présentées au chapitre 5. À partir de ces modélisations il a été possible de mesurer les efforts internes au barrage et d'en déduire le facteur de sécurité au glissement (FSG). Il a été possible dans un premier temps de comparer les résultats obtenus entre les modèles 2D et 3D puis de comparer le FSG lorsque le chargement est issu d'une déconvolution couplée (1x3D) ou découplée (3x1D).

Il a été montré que certains efforts internes (effort tranchant et moment) mesurés dans le système BFR 2D sont fortement supérieurs à ceux mesuré dans le modèle 3D (ratio variant de 2.3 à 2.0). Le FSG déterminé avec le modèle 2D est donc logiquement plus conservateur. La modélisation 3D est donc intéressante car elle permet une réduction des efforts mesurés dans le barrage. Une explication possible à ce phénomène est la différence d'amortissement présent dans ces modèles (16% pour le 3D et 13% pour le 2D). Un nouveau modèle 3D ayant un amortissement non proportionnel ($\xi_{Barrage}$ = 5% et $\xi_{Fondation}$ = 1%) a été testé (précédemment l'amortissement proportionnel donnait 5% au barrage et à la fondation). Ce modèle a montré que l'amortissement de la fondation n'avait que peu d'impact sur les efforts dans le barrage. Le processus de déconvolution permettant de prendre en compte cette variation de l'amortissement dans la fondation, Deconv3D ajuste le chargement déconvolué de sorte que, ce qui est appliqué au barrage soit presque identique dans les deux cas ($\xi_{Fondation}$ de 1% ou 5%). Une autre explication pour la différence entre le modèle 2D et 3D est la différence des périodes naturelles :0.61 sec pour le modèle 3D et 0.51 sec pour le 2D dans la direction Y. Il est donc normal que les deux types de modélisation interagissent différemment avec le spectre d'accélération horizontal. Finalement une dernière différence à noter entre le modèle 2D et 3D est l'irrégularité du modèle 3D dans la profondeur qui ne peut pas être traduite avec le modèle 2D.

Le chapitre 6 a permis ensuite de vérifier sur le facteur de sécurité au glissement du barrage pour la fondation 3D présentée dans le chapitre 5, l'impact de la prise en compte du couplage ou non dans le processus de déconvolution (1x3D Vs 3x1D). De la même manière que pour la comparaison des spectres d'accélérations, les FSG mesurés sur le barrage sont similaires que le l'excitation sismique soit définis avec prise ou non en compte du couplage. Par ailleurs, ces résultats sont valables pour l'étude de cas réalisée et doivent être généralisés avec précaution. Il possible

cependant, de voir que pour un modèle de barrage-fondation sans modélisation du canyon et malgré des variations importantes des modules d'élasticités, la réalisation d'une déconvolution couplée 1x3D n'est pas essentiel. Pour s'en assurer, la vérification du degré de couplage pourrait être une bonne pratique. Pour faire cela il faut mettre en place le chargement dans une seule direction et calculer l'impact, à surface, de ce chargement dans les autres directions d'analyses.

CHAPITRE 7 SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Ce mémoire a permis d'étudier la modélisation du barrage-poids de Pine Flat (121.92 m) et sa fondation soumis au séisme du comté de Kern County (Taft) de 1952. Le barrage ainsi que son réservoir et sa fondation ont été modélisés de différentes manières : (i) éléments-finis 2D ; (ii) éléments finis 3D ; (iii) fondation éléments finis 2D et barrage éléments poutres ; (iv) fondation et barrage éléments poutres. Ces quatre façons différentes ont permis d'approximer la réponse du barrage soumis aux accélérogramme de Taft 1952. Tous les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP2000. Les déconvolutions ont été réalisés avec les logiciels DeepSoil et Deconv3D et des outils complémentaires (Excel et Matlab) ont été développés dans le cadre de ce mémoire de maîtrise.

Avant de pouvoir modéliser l'interaction barrage-fondation rigoureusement, il a été nécessaire de déterminer le chargement sismique à utiliser. Comme il a été montré dans le chapitre 2, il n'est pas possible d'utiliser directement les accélérogrammes de Taft (composantes L, T, V). Il faut effectuer un processus de déconvolution. Ce processus a été présenté dans les chapitres 3 et 5 pour une fondation homogène et une non-homogène respectivement. Pour chaque type de fondation (éléments poutres, 2D, 3D, homogène, non-homogène) ainsi que pour chaque type de frontière (rigide, absorbante) une nouvelle déconvolution a dû être réalisée. À chaque fois, les logiciels Deconv3D et DeepSoil ont été utilisés pour réaliser le processus.

Une fois la déconvolution réalisée pour un modèle de fondation, il a été possible de mettre en place le chargement sismique dans une modélisation du système barrage-fondation-réservoir. Cela a été réalisé dans les chapitres 4 et 6 pour des fondations homogènes et non-homogènes, respectivement. Ces modèles ont permis la mesure des efforts internes se développant à la base et au bloc de crête du barrage. Ces efforts ont ensuite permis d'estimer les facteurs de sécurités aux glissements.

L'objectif de ce projet était de quantifier, pour une étude de cas, l'influence de la prise en compte du couplage des secousses de sismiques dans le processus de déconvolution (1 x 3D couplée vs 3 x 1D découplée). Les chapitres 3 et 4 ont permis de vérifier que le logiciel Deconv3D fonctionnait de la manière souhaitée sur une fondation homogène de géométrie uniforme où aucun couplage des secousses sismique n'était attendu. Les chapitres 5 et 6 ont ensuite permis d'expérimenter une fondation non-homogène 3D composée de zones plus faibles

Ce projet a rendu possible la réalisation de nombreuses modélisations. Cela a permis d'atteindre les objectifs définit au lancement du projet. Les conclusions relatives à chacun d'eux sont présentées ci-dessous.

• **Revue de la littérature :** dans le chapitre 2, il a pu être montré, à travers une revue de la littérature scientifique, que la problématique de la déconvolution 1x3D était encore peu étudiée. À part une étude sur une centrale nucléaire réalisée en 2018 où les directions des secousses sismiques étaient couplées (utilisation de la méthode de « *domain reduction model* »), au meilleur de notre connaissance, aucune publication ne traite de cette problématique. La réalisation de ce mémoire traitant de la déconvolution couplée de la fondation d'un barrage-poids est donc un travail original.

• **Qualité de la déconvolution (DeepSoil Vs Deconv3D) :** le chapitre 3 a ensuite mis en œuvre les logiciels Deconv3D et DeepSoil sur des fondations homogènes. Il a ainsi été démontré la capacité de Deconv3D à réaliser des déconvolutions robustes (3x1D et 1x3D) dans la totalité des cas étudiés (fondation 1D, 2D ou 3D). Le logiciel DeepSoilV7 a également été utilisé. Pour DeepSoil, la déconvolution est effectuée sur une colonne de sol 1D modélisée séparément du modèle d'éléments finis. DeepSoil permet également de faire une déconvolution de qualité lorsque la fondation a une frontière horizontale rigide à sa base. Il a été montré cependant que les résultats sont sensibles aux fréquences naturelles de la colonne de sol DeepSoil. Si cette fréquence n'est pas calibrée parfaitement avec la fréquence de vibration du modèle élément fini, des phénomènes de distorsions et résonnances peuvent apparaitre. Lorsque des frontières absorbantes sont mises en place dans le modèle d'éléments finis, la déconvolution DeepSoil devient de mauvaise qualité quand la période de vibration est inférieure à 1 sec sur les modèles testés.

• **Chargement sismique sur les frontières verticales :** Le chapitre 3 a également permis de mesurer l'impact de la mise en place du chargement sismique sur les frontières verticales de la fondation en plus de la base par l'étude de la variabilité spatiale des spectres d'accélérations sur la surface libre des modèles 2D et 3D. Il a fallu dans un premier temps définir un processus compatible avec l'utilisation de Deconv3D. Pour cela des outils ont dû être développés sur Matlab et Excel (en VBA) afin d'appliquer les forces sismiques à chaque nœud (DDL) des frontières verticales de la fondation. Il a ainsi été montré à travers plusieurs cas d'étude (fondations 2D ou 3D, frontières rigides ou absorbantes) que définir le chargement sur les faces verticales permet de réduire la variabilité spatiale du champ d'ondes sismiques à la surface libre de la fondation. Cela

est très intéressant car il est de cette manière possible d'assurer le chargement sismique souhaité à tous les points de la surface. Néanmoins, la mise en place du chargement de cette manière, complexifie grandement le processus de déconvolution. Il est donc important de définir en amont et pour chaque projet, l'intérêt de réaliser ce processus.

• **Modélisations simplifiées Vs modèle de référence :** Dans le chapitre 4 suivant, un modèle de barrage a été ajouté sur les fondations présentées dans le chapitre 3. Un modèle de référence (2x2D) avec un barrage 2D et une fondation à frontières absorbantes 2D a été défini dans un premier temps. Ce modèle a permis de vérifier la précision de la modélisation simplifiées en comparant des indicateurs de performances avec d'autres modèles (efforts internes, facteur de sécurité au glissement (FSG) et glissement résiduel). Les conclusions obtenues à partir de ces modélisations simplifiées sont présentées à la suite :

‣ « *Stick-model-SM* » Vs 2x2D : deux modèles avec le barrage décrit par des éléments poutres ont été mis en place. L'un hybride (i), avec la fondation décrite avec des éléments 2D et le barrage par SM (2D+SM) et un autre (ii) où la fondation et le barrage sont des modèles brochettes (2xSM). Les deux modélisations avec des éléments poutres (2D+SM et 2xSM) permettent d'estimer le FSG à la base du barrage avec un ratio de 1.3 (FSG Stick-model/FSG réf, 30% plus grand que la valeur de référence donc estimé non sécuritaire). Au sommet du barrage, le FSG est moins bien approximé puisque le rapport s'évalue avec un ratio de 2.6 cette fois. Ces modélisations sous forme de « *stick-model* » restent tout de mêmes intéressantes car elles sont beaucoup plus simples à produire grâce à l'utilisation de CADAM3D qui permet de générer automatiquement la modélisation du barrage sous forme d'éléments poutres dans SAP2000

‣ Fondation avec et sans masses : deux modèles avec une fondation 2D sans masse ont été définis : (i) un où le barrage et la fondation sont décrits en éléments finis 2D (2x2D *Massless*) et (ii) un autre avec la fondation en éléments finis et le barrage par un « *stick-model* » (2D+SM *Massless*). Ces modèles, ne nécessitant pas de déconvolution, permettent d'approcher le FSG à la base lorsque le chargement est spécifié dans la direction horizontale avec un ratio de 0.85, (donc de 15% inférieur, un estimé sécuritaire) par rapport à la solution de référence (éléments finis et fondation massique). Lorsque le chargement vertical est ajouté, l'écart du FSG augmente drastiquement (FSG massless / FSG réf = 0.65) et ces modèles avec fondation sans masse deviennent très conservateurs.

‣ Frontières rigides Vs absorbantes : trois modèles ayant des frontières rigides ont été définis : (i) un modèle avec le barrage et la fondation décrits par des éléments finis 2D (2x2D), (ii) un autre hybride avec la fondation toujours 2D et le barrage décrit par des éléments poutres (2D+SM) et enfin (iii) un dernier modèle avec le barrage et la fondation décrits par des éléments poutres (2xSM). Le FSG mesuré à la base du barrage est réduit d'un ratio (FSG rigide / FSG réf) de 0.75 lorsque des frontières rigides sont mises sur le pourtour de la fondation, par rapport au même modèle avec des frontières absorbantes. Ces frontières rigides réduisent l'amortissement visqueux équivalent du modèle (5% contre 8% avec des frontières absorbantes) et ne traduisent pas le caractère semi-infini de la fondation ce qui explique cette surestimation des efforts.

Déconvolution couplée Vs découplé (2D et 3D) : le chapitre 5 présente une fondation non-homogène où un couplage des secousses sismiques est attendu. Trois fondations ont ainsi été mises en place, une 3D et deux 2D (une avec une fondation isotrope et une autre avec une fondation partiellement orthotrope). Dans ces modèles, le module d'élasticité a été réduit localement avec un facteur variant de 1 à 4 par rapport au module d'élasticité du béton de barrage afin de représenter des masses rocheuses de qualités médiocres. Ce chapitre a montré dans un premier temps la capacité de Deconv3D à réaliser une déconvolution de qualité même lorsque la fondation n'est pas régulière pour les modèles 2D et 3D. Il a été ensuite possible de comparer les déconvolutions prenant en compte le couplage (1x3D ou 1x2D) par rapport à celles le négligeant (3x1D ou 2x1D). La déconvolution ne prenant pas en compte le couplage a été réalisé dans un premier temps avec DeepSoilV7. Les spectres d'accélérations obtenus à la surface divergent fortement des spectres cibles mais il n'a pas été possible de tirer des conclusions puisque des différences similaires ont été observées sur les fondations homogènes. Pour le modèle de fondation 3D, une déconvolution découplée (3x1D) a été réalisée avec Deconv3D afin d'avoir une base de comparaison cohérente. Les résultats obtenus à partir de cette déconvolution **3x1D**, ont révélé très peu de différences avec les résultats obtenus à partir de la déconvolution **1x3D** sur les spectres d'accélérations calculés au point de contrôle. Les résultats obtenus avec les deux méthodologies sont similaires.

• **Couplage des secousses sismiques :** l'explication pour le peu de différences obtenu entre les déconvolution couplé (1x3D) et découplé (3x1D), est le faible degré de couplage. Pour les fondations 3D et 2D le degré de couplage présent fut plus faible qu'anticipé malgré la présence de fortes variations dans les propriétés mécaniques de la fondation. Pour définir ce couplage, les spectres d'accélérations ont été mesurés au point de contrôle dans les trois directions (X, Y et Z)

lorsque le chargement est défini lui dans une seule direction. Il a de cette manière, été possible de mesurer l'impact, à la surface, du chargement dans une direction sur les deux autres directions. Ainsi pour le modèle 3D, le chargement dans la direction X permet d'obtenir une accélération spectrale maximale de 3.9 m/s² (0.4g donc significatif) mais qui ne se concrétise pas des efforts d'inertie important dans le barrage alors que les chargements dans les directions Y et Z à cet instant (au maximum) ne contribuent à hauteur que de 0.2m/s². Des observations similaires ont été réalisé lorsque le chargement est mis en place uniquement dans la direction Y ou Z.

• **Chargement sur les frontières verticales pour une fondation non-homogène :** Le chapitre 5 a également permis de mesurer l'impact, sur la fondation 3D non-homogène, de la mise en place du chargement sismique sur les frontières verticales du modèle en plus de la base horizontale. Les résultats montrent que les charges sur les frontières verticales permettent de limiter la variation spatiale des spectres d'accélérations. Néanmoins, cette variation est inhérente pour une fondation non-homogène dont les propriétés mécaniques ne sont pas constantes. Il a cependant été possible d'observer que lorsque le chargement est spécifié uniquement à la base de la fondation, la variation spatiale est beaucoup plus importante.

• **Modélisation barrage-fondation-réservoir 2D Vs 3D :** Deux modélisations du système barrage-fondation-réservoir (BFR) ont été réalisées dans le chapitre 6, une 2D et une 3D. Ces modélisations se basent sur les fondations 2D et 3D non-homogènes présentées dans le chapitre 5. Il a été montré que certains efforts internes (effort tranchant et moment) mesurés dans le système BFR 2D sont fortement supérieurs à ceux mesuré dans le modèle 3D (ratio variant de 2.3 à 2.0). Le FSG déterminé avec le modèle 2D est donc logiquement plus conservateur. La modélisation 3D est donc intéressante car elle permet une réduction des efforts mesurés dans le barrage. Trois explications pour ce phénomène ont été approchées celles-ci sont présentées ci-dessous :

‣ Amortissement équivalent : l'amortissement entre le modèle 2D et celui 3D diffère (16% pour le 3D et 13% pour le 2D) alors que les deux modèles ont un amortissement proportionnel ($\xi_{Barrage}$ = 5% et $\xi_{Fondation}$ = 5%). Afin de mesurer l'impact de cet amortissement un nouveau modèle 3D a été défini avec un amortissement non-proportionnel : $\xi_{Barrage}$ = 5% et $\xi_{Fondation}$ = 1%. Ce modèle a montré que l'amortissement n'avait que peu d'impact sur les efforts dans le barrage. Le processus de déconvolution permettant de prendre en compte cette variation de l'amortissement dans la

fondation, Deconv3D ajuste le chargement déconvolué de sorte que, ce qui est appliqué au barrage soit presque identique dans les deux cas ($\xi_{Fondation}$ de 1% ou 5%).

‣ Période naturelle : une autre explication pour la différence entre le modèle 2D et 3D est la différence des périodes naturelles : 0.61 sec pour le modèle 3D et 0.51 sec pour le 2D dans la direction horizontale. Il est donc normal que les deux types de modélisations interagissent différemment avec le spectre d'accélération horizontal.

‣ Variation dans la profondeur de la fondation : finalement, une dernière différence à noter entre le modèle 2D et 3D est l'irrégularité du modèle 3D dans sa profondeur qui ne peut pas être traduite avec le modèle 2D. Cela apporte forcément une variation dans le modèle 3D qui ne peut être transcrite dans le modèle 2D.

• **Impact de la déconvolution 1x3D Vs 3x1D sur le barrage :** Le chapitre 6 a permis ensuite de vérifier, sur le FSG du barrage (posé sur la fondation 3D présentée dans le chapitre 5), l'impact de la prise en compte du couplage ou non dans le processus de déconvolution (1x3D Vs 3x1D). De la même manière que pour la comparaison des spectres d'accélérations, les FSG mesurés sur le barrage sont similaires que l'excitation sismique soit définis avec prise ou non en compte du couplage. Par ailleurs, ces résultats sont valables pour l'étude de cas réalisée et doivent être généralisés avec précaution. Il possible cependant, de voir que pour un modèle de barrage poids-fondation, sans modélisation du canyon et malgré des variations importantes des modules d'élasticités dans la fondation, que la réalisation d'une déconvolution couplée 1x3D n'est pas essentielle. Pour s'en assurer, la vérification du degré de couplage pourrait être une bonne pratique.

Néanmoins, les possibilités offertes par le logiciel Deconv3D restent à explorer.

La présente étude était concentrée sur les développements méthodologiques et limitée à une seule excitation sismique tri-dimensionnelle. Il serait opportun d'utiliser plusieurs excitations sismiques pour mieux quantifier les variations introduites par les caractéristiques des secousses sismiques utilisées. Par ailleurs, l'étude d'un barrage avec modélisation géométrique de la vallée le contenant pourrait ainsi être envisagée. Les irrégularités géométriques de ce type de fondation pourraient créer un couplage des secousses sismiques. Une étude de cas pourrait également être réalisés sur un barrage voûte ou bien d'autre structure du génie civil (centrale nucléaire par exemple). Il serait alors intéressant de mesurer l'apport d'un logiciel tel que Deconv3D dans ces cas-là.

RÉFÉRENCES

Abell, J. A., Orbović, N., McCallen, D. B., & Jeremic, B. (2018). Earthquake soil-structure interaction of nuclear power plants, differences in response to 3-D, 3 × 1-D, and 1-D excitations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 47*(6), 1478-1495. doi:10.1002/eqe.3026

Asimaki, D., & Shi, J. (2017). SeismoSoil User Manuel, V1.3 (Version 1.3).

Asselin-Martin, C. (2016). *Modélisation sismique de l'interaction barrage-poids-fondation : déconvolution et frontières absorbantes simplifiées.* (Rapport de Maîtrise, Polytechnique Montréal, Montréal, QC).

Basu, U. (2008). *Perfectly Matched Layers for Acoustic and Elastic Waves* (Report No. DSO-07-02). Livermore, California:

Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y., & Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, Part I: Theory. *Bulletin of the seismological Society of America, 93*(2), 817-824.

Chopra, A. K. (1988). Earthquake response analysis of concrete dams. In R. B. Jansen (Ed.), *Advanced-Dam-Engineering for design, construction and rehabilitation*. Boston, MA: Springer.

Clough, R. W. (1993). A structural engineer's view of soil structure interaction. In P. Gülkan & R. W. Clough (Eds.), *Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction* (pp. 91-109). Dordrecht: Springer.

Darbre, G. R., Schwager, M. V., & Panduri, R. (2018). *Seismic safety evaluation of all large dams in Switzerland : lessons learned*. Vienne, Autriche: Commission Internationale des Grands Barrages.

Fenves, G., & Chopra, A. K. (1984). *Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams* (Report No. UCB/EERC-84/10). Berkeley, California: University of California, College of Engineering. Retrieved from https://books.google.ca/books?id=CSkIAQAAIAAJ

Hashash, Y. M. A. (2018). Deepsoil V7.0 – Nonlinear and equivalent seismic site response of onedimensional soil columns (Version 7.0) [Computer Software]. Retrieved from http://deepsoil.cee.illinois.edu/

Housner, G. W. (1956). Interaction of building and ground during an earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*.

Johnson, J. J. (2003). *Earthquake Engineering Handbook* (W.-F. Chen & C. Scawthorn ed.). Alamo, California: CRC Press.

Kemp, B. G. (1982). *Ambient vibration assessment of Ruskin Dam dynamics properties.* (Master of Applied Science, University of British Columbia, Vancouver, Canada).

Khazaei Poul, M., & Zerva, A. (2018a). Efficient time-domain deconvolution of seismic ground motions using the equivalent-linear method for soil-structure interaction analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 112* 138-151. doi:10.1016/j.soildyn.2018.04.032

Khazaei Poul, M., & Zerva, A. (2018b). Nonlinear dynamic response of concrete gravity dams considering the deconvolution process. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 109* 324-338. doi:10.1016/j.soildyn.2018.03.025

Kjkolb. (2003). *Pine Flat Dam in Piedra, CA.* Retrieved from https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pine_Flat_Dam.jpg

Koufoudi, E. (2017). *Spatial variability of seismic ground motions : arch dams.* (Université Grenoble Alpes). (2017GREAI036). Retrieved from https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01688196

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* Prentice Hall.

Leclerc, M., & Léger, P. (2015). *Deconv3D User Guideline*. Polytechnique Montréal.

Leclerc, M., Léger, P., & Tinawi, R. (2002). RS - Dam. Polytechnique Montréal.

Léger, P. (2005). [Short Course on Seismic Behaviour, Safety Evaluation and Rehabilitation of Concrete Dams

Pavia, May 13 – 17, 2019 (PL-Chap-01-Introduction)].

Léger, P. (2020). [Dam Compendium].

Léger, P., & Boughoufalah, M. (1989). Earthquake input mechanisms for time-domain analysis of dam—foundation systems. *Engineering Structures, 11*(1), 37-46. doi:10.1016/0141-0296(89)90031-x

Léger, P., & Tinawi, R. (1997). *A bibliography on Structural Analysis, Behaviour, and safety of Concrete Dams*. Montréal, QC: Polytechnique Montréal.

Lin, G., Du, J., & Hu, Z. (2007). Earthquake analysis of arch and gravity dams including the effects of foundation inhomogeneity. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, 1*(1), 41-50. doi:10.1007/s11709-007-0004-4

Liu, J. (2005). A unified viscous-spring artificial boundary for 3-D static and dynamic applications. *Science in China Series E, 48*(5). doi:10.1360/04ye0362

Liu, Y. S., & Chen, D. H. (2013). *Earthquake Response Analysis of a Gravity Dam Considering the Radiation Damping of Infinite Foundation.* Paper presented at the APCOM & ISCM, Singapore.

Lo, K. Y., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T., & Tsui, K. K. (1990). *Dam Safety 19901Evaluation of Strength Parameters of Concrete-RockInterface for Dam Safety Assessment*. London, Ontario: University of Western Ontario.

Løkke, A. (2018). [Evaluation of numerical models and input parameters in the analysis of concrete dams].

Løkke, A., & Chopra, A. K. (2017). Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam-water-foundation rock systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46*(8), 1267-1285. doi:10.1002/eqe.2855

Løkke, A., & Chopra, A. K. (2018). Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam-water-foundation rock systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 47*(5), 1309-1328. doi:10.1002/eqe.3019

Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE 95*.

Mejia, L. H., & Dawson, E. M. (2006). *Earthquake deconvolution for FLAC.* Paper presented at the 4th, International FLAC symposium: FLAC and numerical modeling in geomechanics Madrid (pp. 7).

NERHP. (2012). *Soil-Structure Interaction for Buildings Structures*. Redwood City, California: NIST.

Ordonez, G. A. (2000). SHAKE2000 [Computer Software]. Retrieved from http://www.geomotions.com/modules.php?name=Content&pa=showpage&pid=8

Ordonez, G. A. (2011). *Shake 2000 User's Manual*. University of California, Berkeley.

Paultre, P. (2018). *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil* (Troisième édition. -- ed.): Hermes science.

Reimer, R. B. (1973). *Deconvolution of Seismic Response for Linear Systems* (Report No. EERC 73-10). University of California, Berkeley. Retrieved from https://books.google.ca/books?id=ofq0SgAACAAJ

Robbe, E., Kashiwayanagi, M., & Yamane, Y. (2017). *Seismic analyses of concrete dam, comparison between finite-element analysises and seismic records.* Paper presented at the 16th world conference on Earhtquake, Santiago Chile.

Rocio L, S., Carl, B., Capucine, D., & Paultre, P. (2019). Modelling and Characterizing a Concrete Gravity Dam for Fragility Analysis. *Infrastructures, 4*(4). doi:10.3390/infrastructures4040062

Saouma, V.). *Aging, Cracking and Shaking of Concrete Dams* [Présentation PowerPoints]. Retrieved from https://ceae.colorado.edu/~saouma/wp-content/uploads/pdf-files/Dam-Cracking-Shaking-Aging.1181ae1f.pdf

Saouma, V., Miura, F., Lebon, G., & Yagome, Y. (2011). A simplified 3D model for soil-structure interaction with radiation damping and free field input. *Bulletin of Earthquake Engineering, 9*(5), 1387-1402. doi:10.1007/s10518-011-9261-7

Schnabel, B., Lysmer, J., & Bolton, S. (1972). *Shake - A computer program for earthquake analysis of horizontally layered sites* (Report No. EERC 72 -12). Berkeley, California: College of engineering, University of California.

Sooch, G. S., & Bagchi, A. (2012). *Effect of seismic wave scattering on the response of Dam-Reservoir-Fondation Systems.* Paper presented at the WCEE, Lisbonne, Portugal.

Sooch, G. S., & Bagchi, A. (2014). A New Iterative Procedure for Deconvolution of Seismic Ground Motion in Dam-Reservoir-Foundation Systems. *Journal of Applied Mathematics, 2014* 1-10. doi:10.1155/2014/287605

Trifunac, M. D., Hao, T. Y., & I, T. M. (2001). *Response of a 14-story reinforced concrete structure to nine earthquakes: 61 years of observation in the Hollywood Storage Building* (Report No. CE 01-02). Los Angeles, California: University of Southern California.

USBR. (2013). *State of Practice for the non-linear analysis of concrete dams*. Denver, Colorado: USBR.

USBR. (2018). *Evaluation of Numerical Models and Input Parameters in the Analysis of Concrete Dams*. Miami, Florida: USBR.

Wilson, E. (1998). Soil Structure Interaction. In *Three dimensional static and dynamic analysis of structures: A physical approach with emphasis on earthquake engineering*.

Wong, H. L., & Luco, J. E. (1978). Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *6*(1), 3-16. doi:10.1002/eqe.4290060103

ANNEXE A DÉCONVOLUTION AVEC DEEPSOIL V7

Le logiciel DeepSoilV7 a été utilisé dans le chapitre 3 pour présenter les résultats d'une déconvolution obtenus avec un autre logiciel de type général et disponible sur le web que Deconv3D. Cette annexe présente l'utilisation de DeepSoilV7 et les paramètres qu'il est important de maîtriser afin de pouvoir s'en servir pour réaliser une déconvolution.

Afin que la déconvolution fonctionne de manière appropriée il est nécessaire de s'assurer que le modèle élément-finis (EF) sur lequel la fondation est modélisée est bien conforme au modèle utilisé par DeepSoil.

Dans DeepSoil la période du modèle est déterminée grâce à la formule 4H/V avec H la hauteur totale de la fondation et V la vitesse de l'onde considérée (S ou P). Sur le tableau ci-dessous est présenté la période associée aux ondes S et P utilisé dans le modèle de fondation 2D présenté dans le chapitre 3. La hauteur de la fondation dans ce modèle est de 121.92m.

Tableau A - 1 Récapitulatif des périodes associées à chaque type d'onde

	DeepSoil		SAP2000	
	Ondes-S	Ondes-P	Ondes-S	Ondes-P
Vitesse des ondes (m/s)	1935.5	3160.7	1935.5	3160.7
Période associée (s)	0.252	0.154	0.221	0.153

Le modèle EF de la fondation quant à lui, a été défini à l'aide des données du workshop de l'USBR (2018). Celles-ci fixent les dimensions de la fondation (121.92m de hauteur pour 705 .4m de longueur) ainsi que le module d'élasticité E de la fondation (22 407 960 kPa).

Ces données permettent d'avoir, dans le modèle élément fini, une correspondance sur la période des ondes P mais pas sur celle des ondes S. En effet, la période verticale du modèle éléments finis (0.153 sec) est très proche de la période des ondes P de la colonne de sol DeepSoil (0.154 sec). Cependant, la période horizontale, du modèle éléments finis (0.221 sec), est plus éloignée de la période des ondes S de la colonne de sol DeepSoil (0.252 sec). Cet écart, bien que faible, entraine des problèmes pour la déconvolution horizontale comme il est présenté à la suite.

Afin de mettre en évidence ce problème, un second modèle a été défini avec un module d'élasticité modifié (E = 17217657 kPa) permettant d'avoir une correspondance entre la période horizontale et celle associée aux ondes S.

Les données pour les deux modèles sont présentées sur le tableau ci-dessous. La période horizontale (resp. verticale) est la première période faisant participer une part significative (>50%) de la masse modale horizontale (resp. verticale).

Tableau A - 2 Résumé des périodes obtenues pour les deux modèles de fondation définis dans SAP200

SAP2000	E (kN/m²)	Période fondamentale (s)	Période horizontale (s)	Période verticale (s)
Modèle calé sur les ondes P	22 407 960	0.221	0.221	0.153
Modèle calé sur les ondes S	17 217 657	0.252	0.252	0.175

Le modèle calé sur les ondes P a une période verticale qui correspond bien à celle des ondes P (Tableau A - 1) alors que celui calé sur les ondes S a une période horizontale qui correspond à celle des ondes S.

Les spectres d'accélérations horizontaux et verticaux (amortissement à 5%) obtenus au point de contrôle pour le modèle basé sur les ondes P sont présentés sur la Figure A. 1.

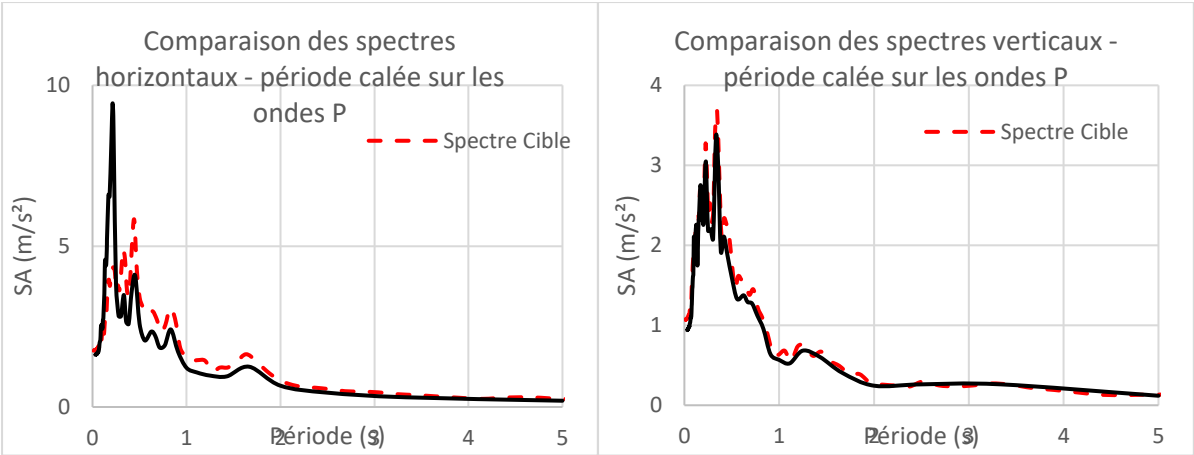


Figure A. 1 Comparaison des spectres horizontaux et verticaux au point de contrôle – période calée sur les ondes P

Les spectres d'accélérations horizontaux et verticaux (amortissement à 5%) obtenus au point de contrôle pour le modèle basé sur les ondes S sont présentés sur la Figure A. 2.

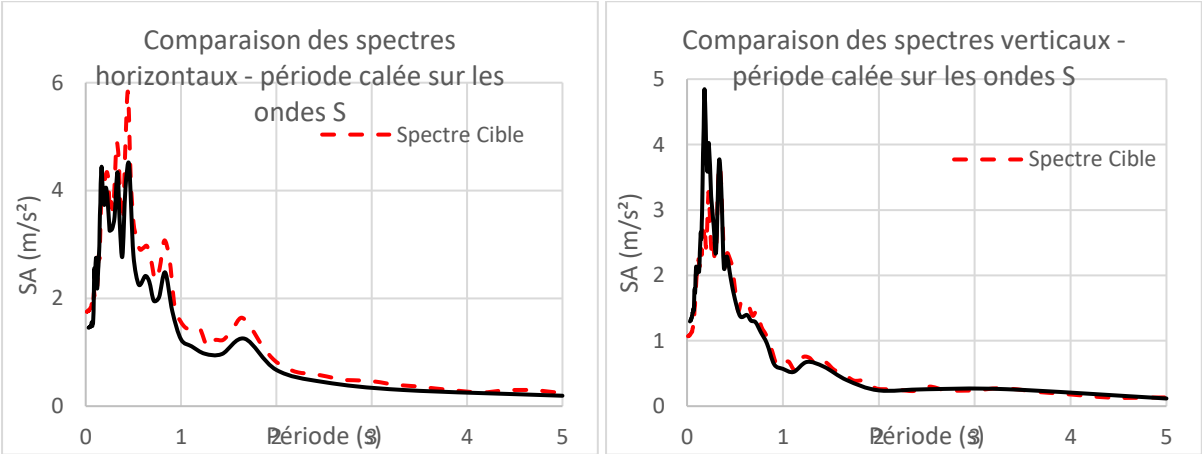


Figure A. 2 Comparaison des spectres horizontaux et verticaux au point de contrôle – période calée sur les ondes S

Le spectre obtenu au point de contrôle dans la direction horizontale pour le modèle basé sur les ondes P présente un pic important à la période 0.213sec. La même observation est possible pour le modèle basé sur les ondes S dans la direction verticale à la période 0.182sec.

Ces pics apparaissent dès que la période de vibration des ondes dans une des directions n'est pas identique à celle défini par DeepSoilV7.

Une des façons de remedier à ce problème est de définir un modèle avec un matériau orthotrope pour la fondation afin d'avoir des périodes verticales et horizontales qui correspondent à celles définies dans DeepSoilV7.

Un troisième modèle a ainsi été développé avec une fondation à matériau orthotrope ayant un module d'élasticité horizontal valant 17 217 657 kN/m² et un module d'élasticité vertical valant 22 407 960 kN/m². Les spectres d'accélération avec un amortissement à 5% obtenus sont présentés sur la Figure A. 3.

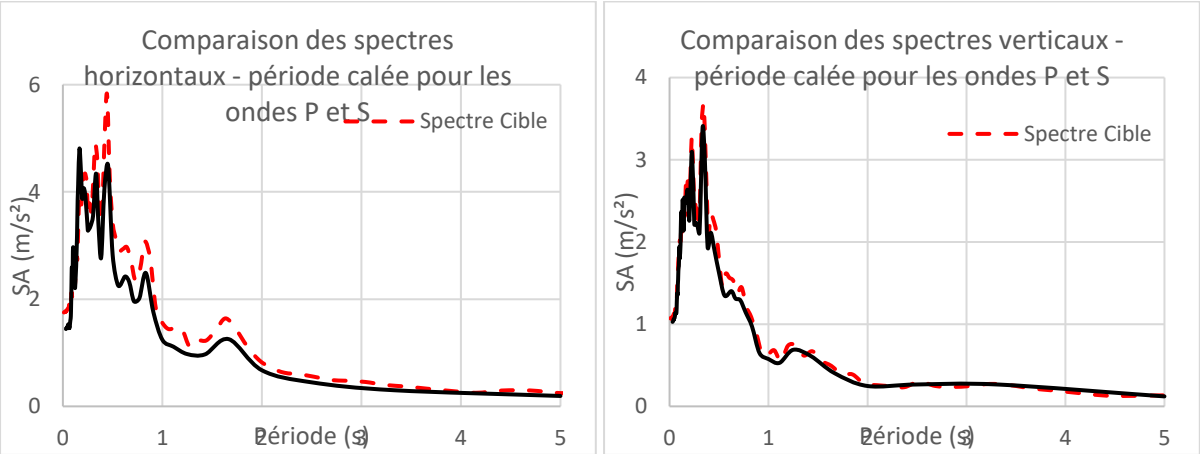


Figure A. 3 Comparaison des spectres horizontaux et verticaux au point de contrôle – période calée sur les ondes S et P

Les résultats obtenus avec cette fondation orthotrope montrent que le spectre d'accélération ne présente plus de pic comme il y en avait précédemment. Cette façon de faire permet ainsi de réaliser une déconvolution de bonne qualité dans toutes les directions d'analyse.

Une autre approche aurait également pu être envisagée. Directement dans DeepSoil, la période vibration de la colonne de sol aurait pu être modifiée de manière à correspondre à la période du modèle élément-fini pour la direction (S ou P) de la déconvolution. Cette façon de faire est plus judicieuse lorsqu'il n'est pas possible de modifier les propriétés des matériaux dans le modèle éléments-finis.

ANNEXE B CONNEXION ENTRE ÉLÉMENTS 2D ET ÉLÉMENTS POUTRES DANS SAP2000

Dans le chapitre 4 un des modèles barrages-fondations-réservoirs développés, a été défini avec une fondation avec des éléments finis 2D en déformations planes et un barrage en éléments poutre (voir Figure B. 1).

Pour faire fonctionner ce modèle il est nécessaire d'assurer la connexion entre le barrage et la fondation. Les 3 DDL (U_Y, U_Z et θ_X) de l'élément poutre à la base du barrage doivent être connectés aux éléments finis de la fondation.

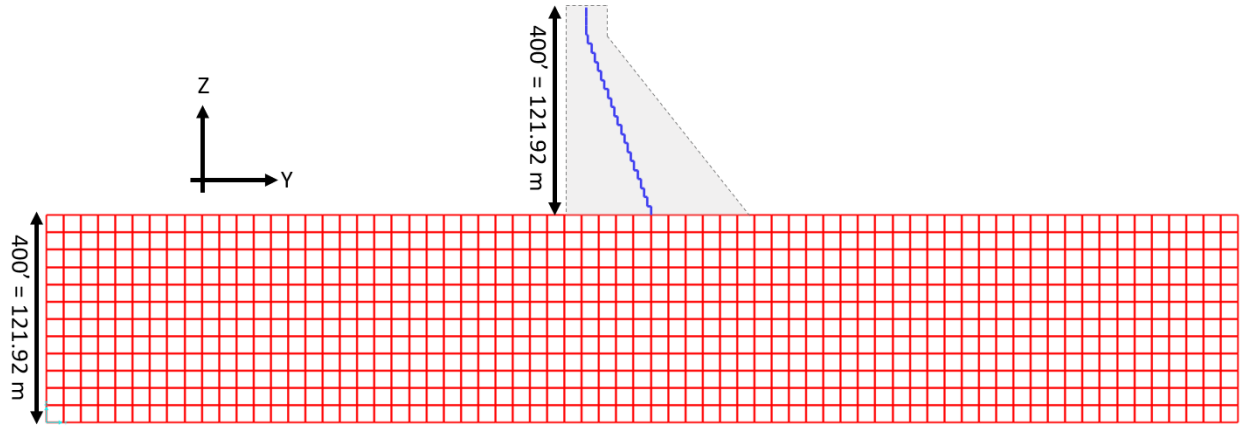


Figure B. 1 Modèle 2D+SM développé dans le chapitre 4

Les éléments finis de la fondation ayant uniquement 2 DDL (U_Y et U_Z) la connexion doit être réalisée à l'aide d'une équation de compatibilité (constraint equation) SAP2000 propose des équations de compatibilité de type « Body » qui permettent de faire cette connexion.

Les équations de type « body » permettent que tous les nœuds concernés se comportent comme un corps rigide selon les DDL choisis. Ainsi avec ces équations il est possible de transmettre le déplacement et la rotation à la base du barrage à tous les nœuds de la fondation qui sont en contact avec le barrage. Sur la Figure B. 2 les nœuds de la fondation en bleu sont liés au nœud en vert. L'analyse modale du modèle permet d'observer le comportement en corps rigides des nœuds concernés par la condition de compatibilité.

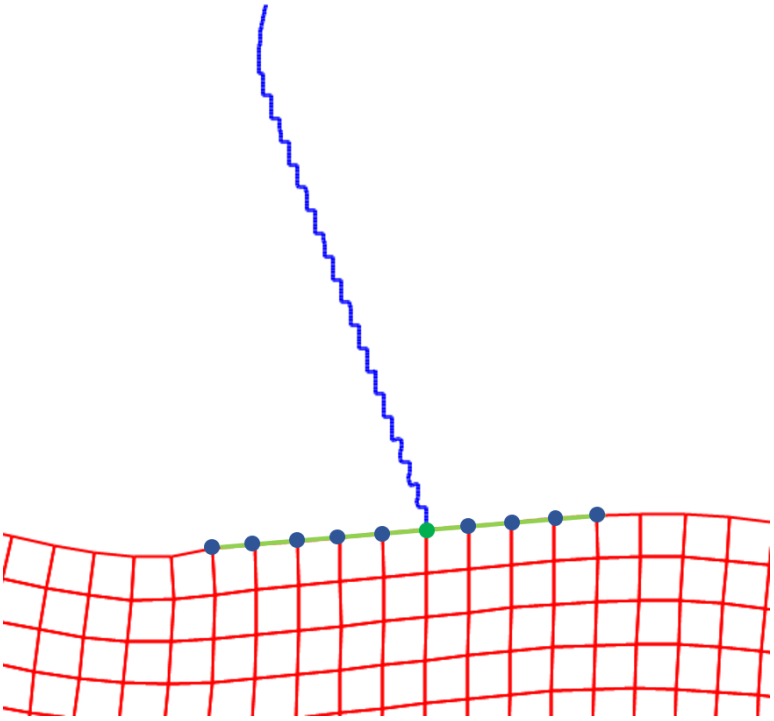


Figure B. 2 Nœuds liés ensembles par une contrainte "body"

Ce type d’équation permet ainsi d’assurer la transmission des déplacements entre le barrage et la fondation. Il est ainsi possible de créer un modèle avec deux types d’éléments différents (éléments finis (2DDL par nœuds) et éléments poutre (3DDL par nœuds)).

ANNEXE C PROCESSUS DE DÉCONVOLUTION AVEC CHARGES SUR LES FRONTIÈRES VERTICALES POUR LES MODÈLES 3D ET OUTILS DE CALCUL

Dans les chapitres 3 et 5 sont présentés les spectres d'accélérations obtenus au point de contrôle après application du chargement déconvolué. Lorsque le chargement sismique est spécifié uniquement à la base de la fondation le processus de déconvolution est très simple avec Deconv3D. Il suffit d'appliquer le chargement cible à la base de la fondation et enregistrer les accélérations calculées au point de contrôle. Ensuite il faut fournir les accélérogrammes calculés au point de contrôle ainsi que les accélérogrammes cibles à Deconv3D qui peut alors réaliser la déconvolution. Le logiciel fournit alors l'accélérogramme déconvolué qu'il suffit ensuite de placer à la base de la fondation. Il faut alors vérifier au niveau du point de contrôle que le spectre d'accélération calculé correspond au spectre cible.

Lorsque l'on souhaite définir le chargement non plus uniquement à la base, mais également sur les frontières verticales de la fondation, le processus de déconvolution devient plus complexe. Le processus à réaliser est présenté dans cette annexe. Afin de simplifier ce processus des outils ont également été développés ils sont aussi présentés dans cette annexe.

C.1 Processus de déconvolution avec mise en place des charges sur les frontières verticales

Le processus de déconvolution avec charges sismiques présentes sur les frontières verticales de la fondation est présenté à la suite. Les étapes chronologiques à respecter sont présentées ci-dessous. La Figure C. 1 schématise ces différentes étapes. Ce processus est expliqué pour une fondation 3D avec frontière absorbante.

- Il faut dans un premier temps initialiser le modèle 1. Pour faire cela il faut réaliser l'étape préliminaire qui consiste à mesurer les vitesses obtenues aux centres des faces verticales de la fondation. Il faut donc appliquer le chargement sismique cible à la base horizontale: $F_i = C_i * \dot{u}_\iota \; avec \; i = \{x\,;y\,;z\}$ où $\dot{u}_\iota$ correspond à la vitesse obtenue par intégration de l'accélérogramme cible. C_i est la valeur d'amortissement de la frontière situé à la base dans la direction i. Le chargement doit être appliqué dans chacune des directions indépendamment. Il faut donc réaliser trois analyses différentes.

- Une fois ce chargement appliqué au modèle 1, il faut mesurer à tous les nœuds d'une ligne verticale située au centre des frontières verticales de la fondation. La vitesse doit être mesurée dans la même direction que la direction de chargement.
- Une fois les vitesses, de chaque nœud, pour toutes les faces et pour toutes les directions d'analyse mesurées, il faut à l'aide d'un tableur calculer l'historique des forces équivalentes de la même manière que pour la base ($F_i = C_i * \dot{u}_i \; avec \; i = \{x \, ; y \, ; z\}$). Ainsi un historique des forces est défini pour chaque nœuds des frontières verticales dans les 3 directions.
- Il faut ensuite extraire ces historiques de forces du tableur est les définir en tant que fonction dans SAP2000. Ce travail peut être très fastidieux car cela peut représenter énormément de fonction. Un outil permettant d'exporter les fonctions d'Excel directement sous la forme de fichier textes a été développé en VBA. Celui-ci est présenté plus loin. Un autre outil développé à l'aide de Matlab permet ensuite d'importer ces fichiers textes dans SAP2000 et place les fonctions à tous les nœuds souhaités du modèle élément fini. Il faut en effet appliquer à tous les nœuds situés sur une même ordonnée et sur la même face qu'un des points de mesure l'historique des forces déterminé à partir de ce point de mesure. De la même manière cet outil est présenté à la suite.
- Le modèle 1 peut alors être calculé. Le chargement sismique est placé à la base et sur les frontières verticales de la fondation. De la même manière que précédemment, 3 analyses doivent être réalisées, une pour chaque direction (X, Y et Z) où le chargement est appliqué uniquement dans cette direction. Il faut alors mesurer les accélérogrammes des trois directions obtenues au point de contrôle pour les 3 analyses. Finalement, 9 accélérogrammes sont calculés au point de contrôle.
- La déconvolution peut alors être réalisées avec Deconv3D. Il faut fournir au logiciel les 9 accélérogrammes mesurés ainsi que les 3 accélérogrammes cibles. Le logiciel permet alors d'obtenir les 3 accélérogrammes déconvolués.
- De la même manière que précédemment, ces trois accélérogrammes ne peuvent servir à déterminer les historiques de forces à placer sur les frontières verticales. Ces accélérogrammes peuvent uniquement servir à définir le chargement à la base de la fondation. Il faut donc à nouveau réaliser une étape d'initialisation pour le modèle 2. Le chargement est donc appliqué à la base et les vitesses sont mesurées au centre des faces

verticales de la fondation. Cette fois il ne faut réaliser qu'une seule analyse et appliquer les trois accélérogrammes simultanément.

- Il faut ensuite transformer les vitesses mesurées en historique des forces toujours à l'aide d'un tableur. Il faut ensuite importer ces fonctions de chargement dans le modèle SAP2000. À nouveau, les outils présentés à la suite permettent de faciliter cette tâche.
- Une fois les fonctions de chargement appliquées aux nœuds des frontières verticales de la fondation, le modèle 2 est terminé. Il suffit alors de calculer les spectres d'accélération à la surface afin de vérifier que les spectres cibles sont bien retrouvés.

Les différentes étapes de ce processus sont schématisées sur la Figure C. 1.

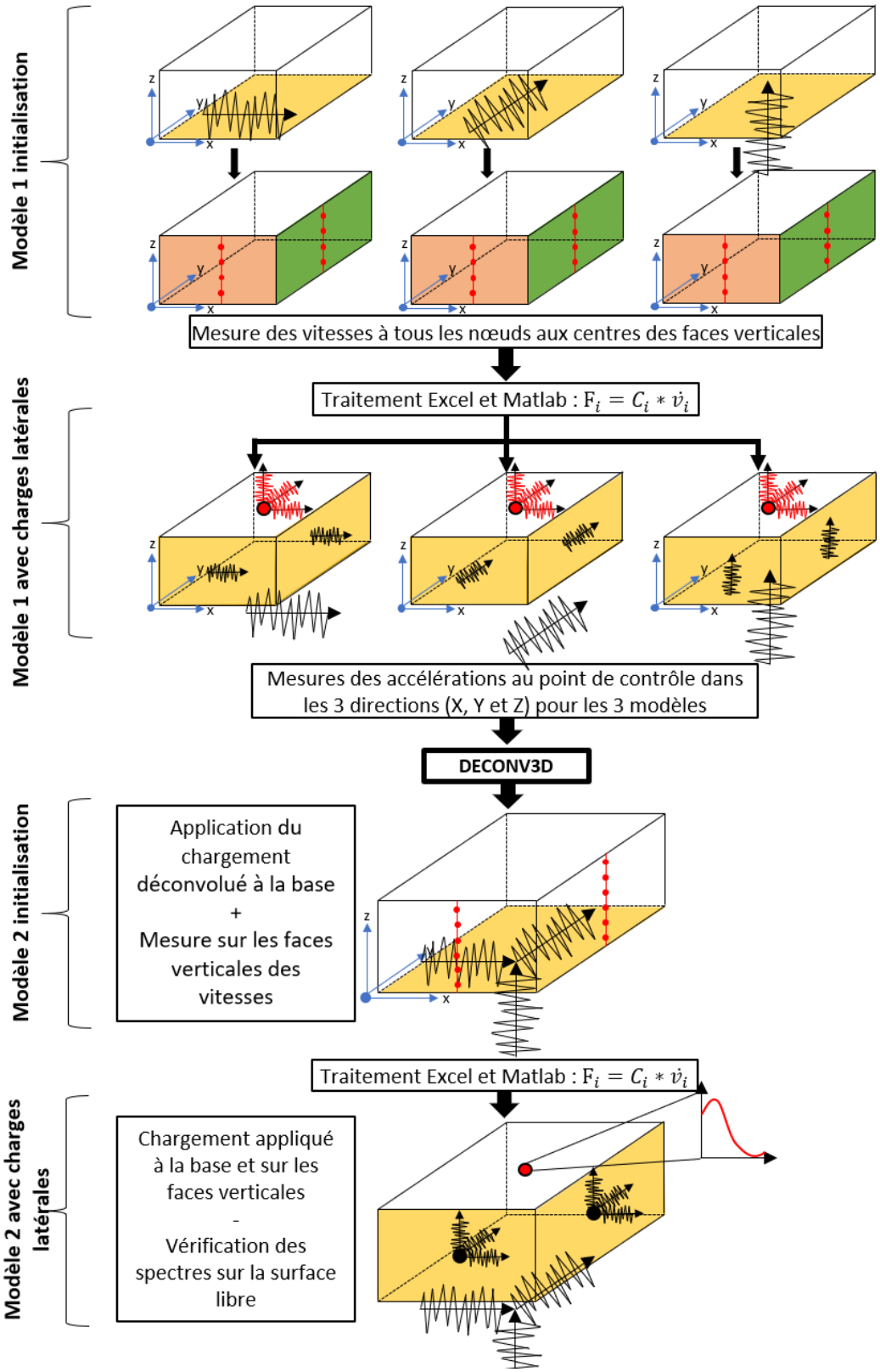


Figure C. 1 Schéma récapitulatif du processus de déconvolution avec mise en place des charges sur les frontières verticales

Les points utilisés pour mesurer les vitesses sur les faces des fondations 3D de ce projet sont présentés sur les Figure C. 2 et Figure C. 3 pour la fondation homogène et non-homogène respectivement. Pour la fondation non-homogène, les points de mesures sont situés aux centres des 6 faces présentées sur la Figure C. 3. Les 6 faces sont encadrées sur la figure. Les historiques de forces déterminés à partir de ces points de mesure sont appliqués à l'ensemble des points situé dans l'encadrement des faces pour une ordonnée donnée. Les deux faces, de la fondation, non présentées sur la Figure C. 3 sont régulières et ont un chargement défini par les mesures réalisées sur les colonnes {Ar} et {Am} pour la face normale au plan X-Z et Y-Z respectivement.

Pour finir, 72 mesures sont réalisées pour le modèle 3D homogène et 75 fonctions sont introduites dans le modèle SAP2000 (72 fonctions pour les faces verticales et 3 pour la base). Pour le modèle 3D non-homogène, 216 mesures sont réalisées sur les 6 colonnes et 222 fonctions sont introduites dans le modèle SAP2000 (216 pour les faces verticales et 6 à la base).

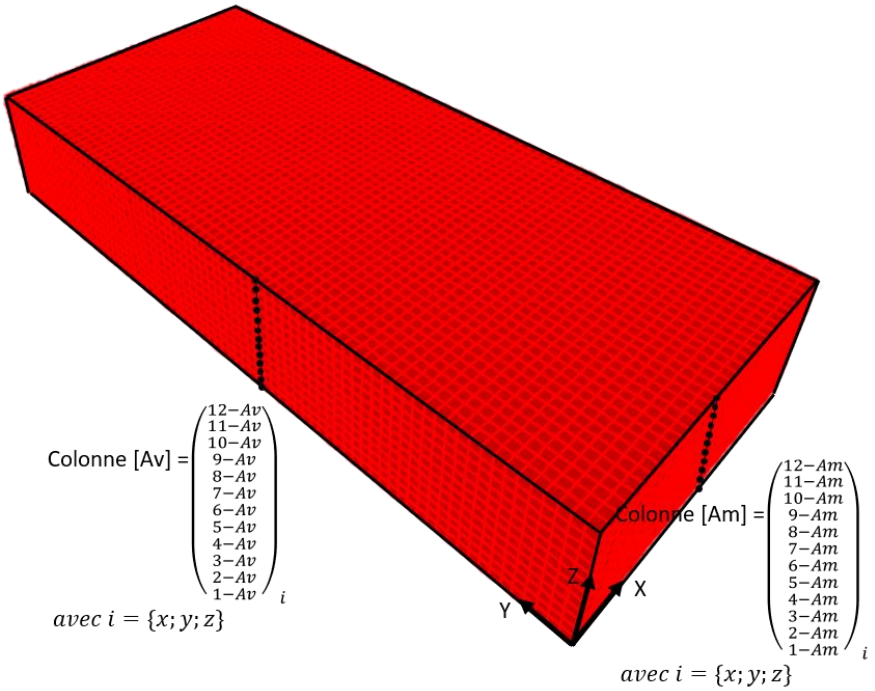


Figure C. 2 Position des points de mesures des vitesses pour la fondation 3D homogène, vue 3D

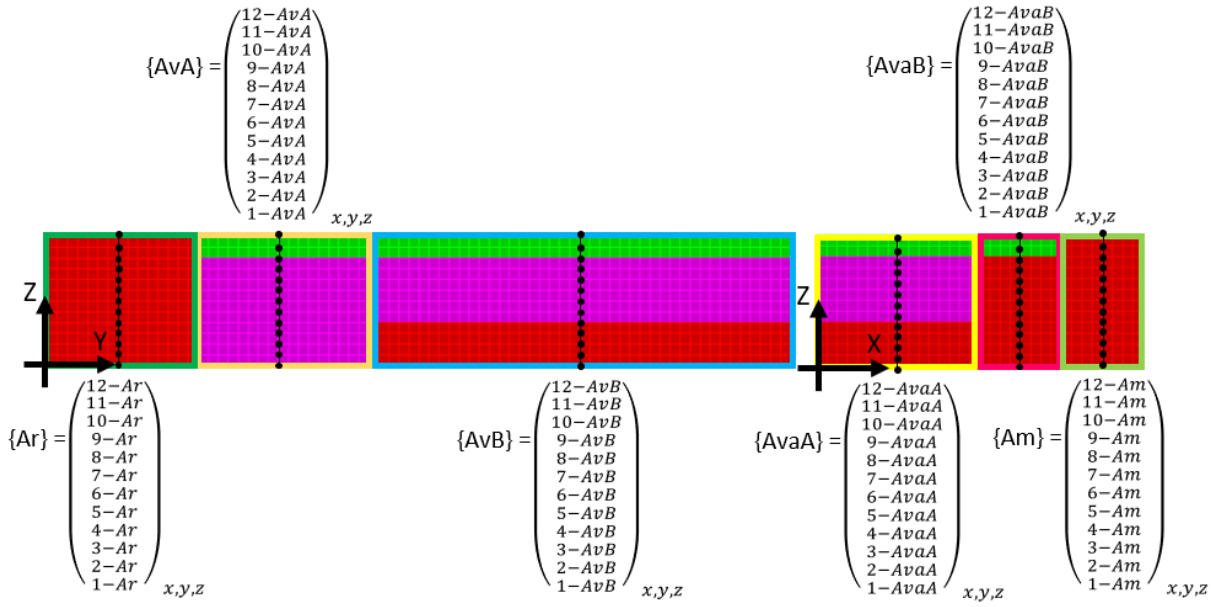


Figure C. 3 Points de mesure des vitesses pour la fondation 3D non-homogène, vu en élévation dans les plans Y-Z et X-Z

C.2 Outils de calcul

Les outils mentionnés dans la présentation du processus de déconvolution pour une fondation 3D sont présentés ci-dessous. Le premier est développé en VBA pour une feuille de calcul Excel et permet d'exporter les données présentes dans une série de colonnes sous forme de plusieurs fichiers textes dont le nom est paramétré. Le second outil est développé avec Matlab et il permet d'importer dans SAP2000 les fonctions de chargement présentes sous forme de fichiers textes. Il permet également de créer les cas de charges souhaités dans le modèle SAP2000 ainsi que d'appliquer une force unitaire à tous les nœuds des frontières verticales de la fondation. Enfin il permet de créer un cas de charge « Time History » non linéaire avec tous les cas de chargement spécifiés et les fonctions de chargement correspondantes.

- Excel (VBA) : exportation des fonctions de chargements sous forme de fichiers textes

Ce programme permet d'exporter les données présentes dans les colonnes spécifiées dans les cellules F20 à F24 de la feuille de calcul nommée ici « Av_2 » vers le dossier dont le chemin est

présenté dans la variable « mypath ». Les fichiers auront le nom situé sur la ligne défini dans la cellule F20.

```
Sub Output_txt()

mypath = "C:\Users\arthur\0-Maitrise Recherche\06_Modèle 3D\02_Fonctions \" ‘Dossier de destination
nom_onglet = "Av_2" ‘Nom de la feuille de calcul

‘Cellule permettant de repérer où sont les données à extraire
l_nom = Worksheets(nom_onglet).Range("F20") ‘Ligne où sont les noms de fichier
Prem_l_incorpo = Worksheets(nom_onglet).Range("F21") ‘Première ligne à incorporer
Dern_l_incorpo = Worksheets(nom_onglet).Range("F22") ‘Dernière ligne à incorporer
Prem_c_incorpo = Worksheets(nom_onglet).Range("F23") ‘Première colonne à incorporer
Dern_c_incorpo = Worksheets(nom_onglet).Range("F24") ‘Dernière colonne à incorporer

Nb_Col = Dern_c_incorpo - Prevbm_c_incorpo - 1 ‘Détermine le nombre de colonne à incorporer

Dim nom_fich() As Variant
ReDim nom_fich(Nb_Col)

For k = 0 To bb
   nom_fich(k) = Worksheets(nom_onglet).Cells(l_nom, Prem_c_incorpo + k)
Next k

'MsgBox nom_fich(2)
'i pour les colonnes
'j pour les lignes

For i = Prem_c_incorpo To Dern_c_incorpo
   Open mypath & nom_fich(i - Prem_c_incorpo) & ".txt" For Output As #1
      For j = Prem_l_incorpo To Dern_l_incorpo
         Print #1, Worksheets(nom_onglet).Cells(j, i)
      Next j
      Close #1
Next i

End Sub
```

- Matlab : mise en place des charges dans le modèle SAP2000

Ce code Matlab utilise l'OAPI de SAP2000 qui permet de contrôler le logiciel à l'aide de Matlab. Un fichier d'aide pour l'OAPI est présent dans le dossier parent du programme de SAP2000. À l'intérieur sont présentées les différentes fonctions utilisées dans le code développé.

Ce programme nécessite qu'un modèle élément fini soit déjà développé. Il ne permet pas la création du modèle entièrement. Le code présenté à la suite correspond à une fondation 3D homogène.

Ce premier morceau de code permet l'ouverture de SAP2000 et le chargement du modèle situé dans le dossier défini dans la variable « CheminFile ». Le nom du modèle est défini dans la variable « FileName ».

```
%% Initialisation et ouverture de SAP2000
% Set the program executable path
ProgramPath = 'C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000
21\SAP2000.exe';
feature('COM_SafeArraySingleDim', 1);
feature('COM_PassSafeArrayByRef', 1);
% Set the API dll path
APIDLLPath = 'C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000
21\SAP2000v1.dll';
% Create OAPI helper object
a = NET.addAssembly(APIDLLPath);
helper = SAP2000v1.Helper;
helper = NET.explicitCast(helper,'SAP2000v1.cHelper');
% Create Sap2000 object
SapObject = helper.CreateObject(ProgramPath);
SapObject = NET.explicitCast(SapObject,'SAP2000v1.cOAPI');
% Start Sap2000 application
SapObject.ApplicationStart;

SapModel = NET.explicitCast(SapObject.SapModel,'SAP2000v1.cSapModel');
% Initialize model
SapModel.InitializeNewModel;

    % Chemin du fichier

CheminFile='C:\Users\arthur\0-Maitrise Recherche\06_Modèle 3D';
FileName='Fond3D_inhomogène_Base&Lat2';

File = NET.explicitCast(SapModel.File,'SAP2000v1.cFile');
Emplacement_file=[CheminFile, '\', FileName, '.sdb'];
ret1 = File.OpenFile(Emplacement_file);

    % Déblocage du modèle
ret2 = SapModel.SetModelIsLocked(false);
```

Le second morceau du programme permet de définir deux vecteurs contenants tous les noms des fonctions sous forme de variables « string » et « cell ». Ces noms de fonctions doivent correspondre

aux noms des fichiers textes contenant les fonctions de chargement. Une boucle permet ensuite de charger ces fonctions situées dans le dossier dont l'emplacement est spécifié dans la variable « dossier_fonc ». Cette boucle permet dans un premier temps à charger les données contenues dans les fichiers textes dans une matrice. Elle permet ensuite de charger ces fonctions dans SAP2000 sous forme de fonction « user ».

```
%% Fonction de chargement
Func = NET.explicitCast(SapModel.Func,'SAP2000v1.cFunction');
FuncTH = NET.explicitCast(Func.FuncTH,'SAP2000v1.cFunctionTH');

time_fct = [0:0.01:5]' ;

fonc=["1-Av_X" ; "1-Av_Y" ; "1-Av_Z" ; "2-Av_X" ; "2-Av_Y" ; "2-Av_Z" ; ...
      "3-Av_X" ; "3-Av_Y" ; "3-Av_Z" ; "4-Av_X" ; "4-Av_Y" ; "4-Av_Z" ; ...
      "5-Av_X" ; "5-Av_Y" ; "5-Av_Z" ; "6-Av_X" ; "6-Av_Y" ; "6-Av_Z" ; ...
      "7-Av_X" ; "7-Av_Y" ; "7-Av_Z" ; "8-Av_X" ; "8-Av_Y" ; "8-Av_Z" ; ...
 "9-Av_X" ; "9-Av_Y" ; "9-Av_Z" ; "10-Av_X" ; "10-Av_Y" ; "10-Av_Z" ; ...
 "11-Av_X" ; "11-Av_Y" ; "11-Av_Z" ; "12-Av_X" ; "12-Av_Y" ; "12-Av_Z" ; ...
      ...
     "1-Am_X" ; "1-Am_Y" ; "1-Am_Z" ; "2-Am_X" ; "2-Am_Y" ; "2-Am_Z" ; ...
     "3-Am_X" ; "3-Am_Y" ; "3-Am_Z" ; "4-Am_X" ; "4-Am_Y" ; "4-Am_Z" ; ...
     "5-Am_X" ; "5-Am_Y" ; "5-Am_Z" ; "6-Am_X" ; "6-Am_Y" ; "6-Am_Z" ; ...
     "7-Am_X" ; "7-Am_Y" ; "7-Am_Z" ; "8-Am_X" ; "8-Am_Y" ; "8-Am_Z" ; ...
  "9-Am_X" ; "9-Am_Y" ; "9-Am_Z" ; "10-Am_X" ; "10-Am_Y" ; "10-Am_Z" ; ...
"11-Am_X" ; "11-Am_Y" ; "11-Am_Z" ; "12-Am_X" ; "12-Am_Y" ; "12-Am_Z" ; ...
     "0-X_A" ; "0-Y_A" ; "0-Z_A" ] ; % [75x1 string]


fonc2={'1-Av_X' ; '1-Av_Y' ; '1-Av_Z' ; '2-Av_X' ; '2-Av_Y' ; '2-Av_Z' ; ...
      '3-Av_X' ; '3-Av_Y' ; '3-Av_Z' ; '4-Av_X' ; '4-Av_Y' ; '4-Av_Z' ; ...
      '5-Av_X' ; '5-Av_Y' ; '5-Av_Z' ; '6-Av_X' ; '6-Av_Y' ; '6-Av_Z' ; ...
      '7-Av_X' ; '7-Av_Y' ; '7-Av_Z' ; '8-Av_X' ; '8-Av_Y' ; '8-Av_Z' ; ...
    '9-Av_X' ; '9-Av_Y' ; '9-Av_Z' ; '10-Av_X' ; '10-Av_Y' ; '10-Av_Z' ; ...
 '11-Av_X' ; '11-Av_Y' ; '11-Av_Z' ; '12-Av_X' ; '12-Av_Y' ; '12-Av_Z' ; ...
      ...
      '1-Am_X' ; '1-Am_Y' ; '1-Am_Z' ; '2-Am_X' ; '2-Am_Y' ; '2-Am_Z' ; ...
      '3-Am_X' ; '3-Am_Y' ; '3-Am_Z' ; '4-Am_X' ; '4-Am_Y' ; '4-Am_Z' ; ...
      '5-Am_X' ; '5-Am_Y' ; '5-Am_Z' ; '6-Am_X' ; '6-Am_Y' ; '6-Am_Z' ; ...
      '7-Am_X' ; '7-Am_Y' ; '7-Am_Z' ; '8-Am_X' ; '8-Am_Y' ; '8-Am_Z' ; ...
    '9-Am_X' ; '9-Am_Y' ; '9-Am_Z' ; '10-Am_X' ; '10-Am_Y' ; '10-Am_Z' ; ...
 '11-Am_X' ; '11-Am_Y' ; '11-Am_Z' ; '12-Am_X' ; '12-Am_Y' ; '12-Am_Z' ; ...
      '0-X_A' ; '0-Y_A' ; '0-Z_A' } ;% [75x1 cell]


% Chemin d'accès au dossier des fonctions
dossier_fonc = 'C:\Users\0-Maitrise Recherche\06_Modèle 3D\02_Fonction' ;

fonc_charge_lat = zeros(501,75) ;

% Chargement des fonctions dans SAP2000
for i = 1:75
```

```
fonc_charge_lat(:,i)=load(strcat(dossier_fonc,'\',fonc(i),'.txt'));

ret = FuncTH.SetUser(fonc(i) ,501, time_fct, fonc_charge_lat(:,i));

end
```

Une fois les fonctions chargées dans SAP2000, une deuxième boucle permet la création d'un « *load* pattern » pour chacune des fonctions créées. Il faut en effet un « *load* pattern » différents pour chacune d'elles puisqu'une charge unitaire dans une des trois directions sera associée à ces « *load* pattern ».

```
%% Création des « load patterns » dans SAP2000
LoadPatterns =
NET.explicitCast(SapModel.LoadPatterns,'SAP2000v1.cLoadPatterns');

for i = 1:75 % Load pattern pour les côtés

ret_load_pattern = LoadPatterns.Add(fonc(i),
SAP2000v1.eLoadPatternType.Other, 0, false());

end
```

Les charges unitaires sont ensuite appliquées à tous les nœuds des frontières verticales de la fondation. Il est nécessaire d'avoir défini dans le modèle SAP2000 auparavant des groupes regroupant tous les nœuds d'une face située à une ordonnée similaire. Trois boucles permettent l'application des charges unitaires dans les directions X, Y et Z.

```
%% Application des charges unitaires

PointObj= NET.explicitCast(SapModel.PointObj,'SAP2000v1.cPointObj');
dep_unit_X = [1; 0; 0; 0; 0; 0] ;
dep_unit_Y = [0; 1; 0; 0; 0; 0] ;
dep_unit_Z = [0; 0; 1; 0; 0; 0] ;

nom_group =[ "1_Av" ; "1_Av" ;"1_Av" ; "2_Av" ; "2_Av" ; "2_Av" ; ...
             "3_Av" ; "3_Av" ;"3_Av" ; "4_Av" ; "4_Av" ;"4_Av" ; ...
             "5_Av" ; "5_Av" ; "5_Av" ; "6_Av" ; "6_Av" ;"6_Av" ; ...
             "7_Av" ; "7_Av" ; "7_Av" ; "8_Av" ; "8_Av" ; "8_Av" ;...
             "9_Av" ; "9_Av" ;"9_Av" ; "10_Av" ; "10_Av" ; "10_Av" ; ...
             "11_Av" ; "11_Av" ;"11_Av" ; "12_Av" ; "12_Av" ;  "12_Av" ;...
             ...
             "1_Am" ; "1_Am" ;"1_Am" ; "2_Am" ; "2_Am" ; "2_Am" ; ...
             "3_Am" ; "3_Am" ;"3_Am" ; "4_Am" ; "4_Am" ; "4_Am" ; ...
             "5_Am" ; "5_Am" ; "5_Am" ;"6_Am" ; "6_Am" ;"6_Am" ; ...
             "7_Am" ; "7_Am" ;"7_Am" ; "8_Am" ; "8_Am" ; "8_Am" ; ...
             "9_Am" ; "9_Am" ;"9_Am" ; "10_Am" ; "10_Am" ; "10_Am" ; ...
```

```
              "11_Am" ; "11_Am" ; "11_Am" ;"12_Am" ; "12_Am" ;"12_Am" ] ;

for i=1:3:72 % Charges unitaires X

ret_ch_unit_X = PointObj.SetLoadForce(nom_group(i), fonc(i), dep_unit_X,
true, 'Global', SAP2000v1.eItemType.Group) ;

end

for i=2:3:72 % Charges unitaires Y

ret_ch_unit_X = PointObj.SetLoadForce(nom_group(i), fonc (i), dep_unit_Y,
true, 'Global', SAP2000v1.eItemType.Group) ;

end

for i=3:3:72 % Charges unitaires Verticales

ret_ch_unit_V = PointObj.SetLoadForce(nom_group(i), fonc (i), dep_unit_Z,
true, 'Global', SAP2000v1.eItemType.Group) ;

 end

%Charges unitaires sur la base de la fondation

ret_ch_unit_baseHA = PointObj.SetLoadForce('Base_Fond', '0-X_A', dep_unit_X,
true, 'Global', SAP2000v1.eItemType.Group) ;
ret_ch_unit_baseVA = PointObj.SetLoadForce('Base_Fond', '0-Y_A', dep_unit_Y,
true, 'Global', SAP2000v1.eItemType.Group) ;
ret_ch_unit_baseVA = PointObj.SetLoadForce('Base_Fond', '0-Z_A', dep_unit_Z,
true, 'Global', SAP2000v1.eItemType.Group) ;
```

Finalement, le cas de charge est défini. Celui-ci doit faire correspondre la fonction au cas de charge ayant le même nom. Un cas de charge est alors créé de type « Time-history » non-linéaire avec intégration directe.

```
%% Définission du cas de charge (loadcase)

LoadCases = NET.explicitCast(SapModel.LoadCases,'SAP2000v1.cLoadCases');
DirHistNonlinear =
NET.explicitCast(LoadCases.DirHistNonlinear,'SAP2000v1.cCaseDirectHistoryNon
linear');

load_type =
{'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load
';'Load';'Load' ; ...
```

```
'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load'
;'Load';'Load' ; 'Load' ; ...

'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load'
;'Load';'Load' ; ...

'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load'
;'Load';'Load';'Load';'Load'; ...
    'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load' ;
'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load';'Load'  } ;

Vide = { '';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';...
    '';'';'';'';'';'';'';'';'';'';''; ...
    '';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';...
    '';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';...
    '';'';'';'';'';'';''; ''; ...
    '';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';'';''} ;

SF = ones(75,1) ;
AT = zeros(75,1) ;

ret_Loadcase = DirHistNonlinear.SetCase('DI-NL_Vérif') ;
ret_Loadcase = DirHistNonlinear.SetLoads('DI-NL_Vérif', int32(75), ...
load_type, nom_fonction2, nom_fonction2, SF, SF, AT, Vide, AT) ;
```

Une fois le programme appliqué les charges sont appliquées aux différents nœuds de la fondation. Il reste néanmoins quelques paramètres à définir manuellement dans le cas de charge comme le pas de temps ou l’amortissement visqueux équivalent.