N° d'ordre NNT : xxx

THESE de DOCTORAT DE L'INSA LYON
membre de l'Université de Lyon

Ecole Doctorale N° 162
Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique

Spécialité / Ingénierie Civil

Soutenue publiquement le 09/09/2022, par :
José Henrique KRAHENBUHL AMBIEL

Approche dynamique explicite avec le schéma CD-Lagrange pour l'étude de l'entrechoquement entre bâtiments sous séisme

---

Devant le jury composé de :

DEU Jean-François	Professeur, CNAM	Rapporteur
POLITOPOULOS Ioannis	HDR, CEA	Rapporteur
GATUINGT Fabrice	Professeur, ENS Paris Saclay	Examinateur
DJERAN-MAIGRE Irini	Professeure, INSA Lyon	Examinatrice
BRUN Michael	Professeur, Université de Lorraine	Directeur de thèse
GRAVOUIL Anthony	Professeur, INSA Lyon	Directeur de thèse
RICHARD Benjamin	HDR, IRSN	Invité
HERVE Guillaume	Docteur, EDF	Invité
THIBON Alfred	Ingénieur, EDF	Invité

Département FEDORA – INSA Lyon - Ecoles Doctorales

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	**CHIMIE DE LYON** **https://www.edchimie-lyon.fr** Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage secretariat@edchimie-lyon.fr	**M. Stéphane DANIELE** C2P2-CPE LYON-UMR 5265 Bâtiment F308, BP 2077 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69616 Villeurbanne **directeur@edchimie-lyon.fr**
E.E.A.	**ÉLECTRONIQUE, ÉLECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE** **https://edeea.universite-lyon.fr** Sec. : Stéphanie CAUVIN Bâtiment Direction INSA Lyon Tél : 04.72.43.71.70 secretariat.edeea@insa-lyon.fr	**M. Philippe DELACHARTRE** INSA LYON Laboratoire CREATIS Bâtiment Blaise Pascal, 7 avenue Jean Capelle 69621 Villeurbanne CEDEX Tél : 04.72.43.88.63 **philippe.delachartre@insa-lyon.fr**
E2M2	**ÉVOLUTION, ÉCOSYSTÈME, MICROBIOLOGIE, MODÉLISATION** **http://e2m2.universite-lyon.fr** Sec. : Bénédicte LANZA Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr	**Mme Sandrine CHARLES** Université Claude Bernard Lyon 1 UFR Biosciences Bâtiment Mendel 43, boulevard du 11 Novembre 1918 69622 Villeurbanne CEDEX **sandrine.charles@univ-lyon1.fr**
EDISS	**INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTÉ** **http://ediss.universite-lyon.fr** Sec. : Bénédicte LANZA Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.ediss@univ-lyon1.fr	**Mme Sylvie RICARD-BLUM** Institut de Chimie et Biochimie Moléculaires et Supramoléculaires (ICBMS) - UMR 5246 CNRS - Université Lyon 1 Bâtiment Raulin - 2ème étage Nord 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69622 Villeurbanne Cedex Tél : +33(0)4 72 44 82 32 **sylvie.ricard-blum@univ-lyon1.fr**
INFOMATHS	**INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES** **http://edinfomaths.universite-lyon.fr** Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage Tél : 04.72.43.80.46 infomaths@univ-lyon1.fr	**M. Hamamache KHEDDOUCI** Université Claude Bernard Lyon 1 Bât. Nautibus 43, Boulevard du 11 novembre 1918 69 622 Villeurbanne Cedex France Tél : 04.72.44.83.69 **hamamache.kheddouci@univ-lyon1.fr**
Matériaux	**MATÉRIAUX DE LYON** **http://ed34.universite-lyon.fr** Sec. : Yann DE ORDENANA Tél : 04.72.18.62.44 yann.de-ordenana@ec-lyon.fr	**M. Stéphane BENAYOUN** Ecole Centrale de Lyon Laboratoire LTDS 36 avenue Guy de Collongue 69134 Ecully CEDEX Tél : 04.72.18.64.37 **stephane.benayoun@ec-lyon.fr**
MEGA	**MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE** **http://edmega.universite-lyon.fr** Sec. : Stéphanie CAUVIN Tél : 04.72.43.71.70 Bâtiment Direction INSA Lyon mega@insa-lyon.fr	**M. Jocelyn BONJOUR** INSA Lyon Laboratoire CETHIL Bâtiment Sadi-Carnot 9, rue de la Physique 69621 Villeurbanne CEDEX **jocelyn.bonjour@insa-lyon.fr**
ScSo	**ScSo*** **https://edsciencessociales.universite-lyon.fr** Sec. : Mélina FAVETON INSA : J.Y. TOUSSAINT Tél : 04.78.69.77.79 melina.faveton@univ-lyon2.fr	**M. Christian MONTES** Université Lumière Lyon 2 86 Rue Pasteur 69365 Lyon CEDEX 07 **christian.montes@univ-lyon2.fr**

*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

Résumé

Les structures du génie civil exposées au risque sismique sont pourvues de joints parasismiques, destinés à éviter la collision entre les bâtiments au cours d'un séisme. Le dimensionnement du joint est établi en évaluant les déplacements des bâtiments soumis à une action sismique de référence. Dans le cadre d'études probabilistes de sûreté, la prise en considération de scénarios d'agressions extrêmes, notamment sismiques, au-delà du référentiel réglementaire, conduit à s'interroger sur les conséquences d'éventuels entrechoquements entre les bâtiments adjacents. Notamment, l'industrie nucléaire souhaite évaluer les conséquences d'un séisme au-delà du référentiel pour les bâtiments existants dont les distances de séparation ne permettraient pas d'éviter un entrechoquement pour ce niveau d'agression. Les sollicitations mécaniques provenant des entrechoquements entre bâtiments adjacents sont caractérisées par un haut contenu fréquentiel, susceptible de perturber la fonctionnalité de certains équipements des centrales nucléaires comme les armoires électriques. Par conséquent, l'objectif de ce travail est de caractériser au mieux l'excitation sismique aux points d'ancrage des équipements en reproduisant les phénomènes d'impact/contact entre les bâtiments adjacents. La propagation des ondes hautes fréquences dans la structure jusqu'au point d'ancrage de l'équipement est étudiée à l'aide des spectres de réponse sur une large bande de fréquences allant jusqu'à 400 Hz. La méthode aux éléments finis (FEM) pour la discrétisation spatiale est adoptée, avec une intégration temporelle explicite l'équation du mouvement. Pour le traitement du contact/impact, on utilise le schéma d'intégration temporelle explicite CD-Lagrange, qui a démontré sa performance et sa robustesse pour des problèmes de dynamique non-régulière comportant un grand nombre d'impacts.

Abstract

Civil engineering structures in a seismic zone are provided with para-seismic joints, intended to avoid collision between buildings during an earthquake. The para-seismic joint design is based on the displacements of the buildings subjected to a standard earthquake amplitude. In the context of probabilistic safety studies, the consideration of extreme scenarios, particularly seismic, beyond the regulatory reference, leads to questions about the consequences of possible collisions between adjacent buildings. In particular, the nuclear industry wishes to evaluate the consequences of an earthquake beyond the reference standard for relatively close buildings that could collide for such levels of aggression. The mechanical stresses resulting from collisions between adjacent buildings are characterized by a high frequency content, that could disturb the functionality of certain nuclear power plant equipment such as electrical cabinets. Therefore, the objective of this work is to characterize the seismic excitation at the base of the equipment point by reproducing the impact/contact phenomena between adjacent buildings as well as the propagation of high frequency waves in the structure, up to the equipment anchorage point over a wide frequency band up to 400 Hz via response spectra. The finite element method (FEM) for spatial discretization is adopted, with explicit time integration of the equation of motion. For the contact/impact handling, the CD-Lagrange explicit time integration scheme is used, which has been shown to be efficient and robust for non-smooth dynamic problems with a large number of impacts.

Contents

1 Introduction **7**
- 1.1 Les configurations des bâtiments les plus critiques pour l'entrechoquement 8
- 1.2 Modèles pour l'étude de l'entrechoquement . . . 9
  - 1.2.1 Modèles à un degré de liberté (SDOF) . . . 10
  - 1.2.2 Modèles à plusieurs degrés de liberté (MDOF) . . . 11
  - 1.2.3 Modèles à masses distribuées . . . 11
  - 1.2.4 Modèles Full-FEM . . . 12
- 1.3 Schémas d'intégration temporelle en dynamique transitoire . . . 13
  - 1.3.1 Schémas d'intégration implicite . . . 13
  - 1.3.2 Schémas d'intégration explicite . . . 14
- 1.4 Conclusion et orientation du travail . . . 15

2 Modélisation du contact en dynamique **16**
- 2.1 Méthode des Éléments Finis pour un problème non amorti avec du contact sans frottement . . . 16
  - 2.1.1 Forme forte du problème . . . 16
  - 2.1.2 Forme faible du problème . . . 18
  - 2.1.3 Discrétisation en espace . . . 19
  - 2.1.4 Méthode de la pénalité . . . 21
  - 2.1.5 Méthode Stéréo-mécanique . . . 23
- 2.2 Schémas d'intégration temporelle de Newmark . . . 24
  - 2.2.1 Schéma des Différences Centrées . . . 27
- 2.3 Application des efforts sismiques . . . 29
  - 2.3.1 Force externe induit par un chargement sismique pour une structure encastrée à la base . . . 29
  - 2.3.2 Multiplicateurs de Lagrange pour l'imposition du séisme . . . 31
- 2.4 Imposition du contact par la méthode CD-Lagrange . . . 32
- 2.5 Méthodes de discrétisation du contact . . . 33
  - 2.5.1 Contact noeud à noeud . . . 33
  - 2.5.2 Méthode de mortar . . . 34
- 2.6 Amortissement de Rayleigh et pas de temps de stabilité pour le schéma CD-Lagrange . . . 36
- 2.7 Conclusion . . . 38

3 Interaction Bâtiment-Bâtiment (IBB) **39**
- 3.1 Introduction . . . 39
- 3.2 Modèle numérique . . . 41

3.2.1 Modèle A . . . 41
3.2.2 Modèle B . . . 45
3.2.3 Maillage des modèles . . . 48
3.2.4 Asymétrie entre les faces impactées des dalles . . . 49
3.3 Analyse modale . . . 49
3.4 Amortissement et pas de temps de stabilité . . . 51
3.5 Excitation sismique . . . 55
3.5.1 Traitement du signal . . . 56
3.5.2 Excitations sismiques utilisées . . . 57
3.6 Analyse des résultats . . . 60
3.6.1 Déplacement et accélération . . . 60
3.6.2 Pseudo-accélération au deuxième étage . . . 62
3.6.3 Influence des pics d'accélération de courte durée sur le spectre de réponse . . . 65
3.6.4 Pseudo-accélération au premier étage . . . 70
3.6.5 Analyse de sensibilité . . . 72
3.7 Conclusion . . . 75

4 Entrechoquement entre les bâtiments BS et BMS de la centrale du Bugey 77
4.1 Introduction . . . 77
4.2 Maillages des bâtiments BS et BMS . . . 79
4.3 Analyse modale . . . 81
4.4 Amortissement et pas de temps de stabilité . . . 83
4.5 Excitation sismique . . . 84
4.6 Interaction Sol-Structure (ISS) . . . 85
4.7 Localisation des noeuds pour le post-traitement . . . 86
4.8 Résultats numériques . . . 87
4.8.1 Réponse moyenne de chaque étage pour le Cas 0 (sans entrechoquement) et le Cas 1 (avec entrechoquement) . . . 87
4.8.2 Réponse suivant la distance de l'entrechoquement (Cas 1) . . . 92
4.8.3 Réponse suivant les lignes le long des bâtiments (Cas 1) . . . 100
4.8.4 Effets de l'entrechoquement sur les étages inférieurs . . . 104
4.9 Conclusion . . . 116

5 Conclusions et Perspectives 119
5.1 Conclusions . . . 119
5.2 Perspectives . . . 122

A Résultats pour les Structures de l'IBB 124

B Résultats pour les bâtiments BS et BMS selon les rangs de points de post-traitement 127

C Résultats pour les bâtiments BS et BMS selon les lignes de points de post-traitement 140

Bibliographie 153

Chapitre 1

Introduction

Au cours d'un événement sismique, deux bâtiments adjacents peuvent osciller en déphasage du fait de leurs caractéristiques dynamiques différentes, provenant des différentes masses, tailles et raideurs, ou encore de la variabilité du signal sismique au niveau du sol. Dans ce cas, on peut observer des entrechoquements entre deux ouvrages si leur séparation est insuffisante par rapport à l'intensité sismique. Ce phénomène dénommé *pounding* en anglais est à l'origine de dommages mineurs, comme des dégâts sur la façade, à des dommages majeurs, comme des dommages structuraux [11], [22], [61]. Dans des cas extrêmes, l'entrechoquement peut même contribuer à l'effondrement des bâtiments, comme observé lors du séisme de Mexico City en 1985 [93]. De plus, même quand le *pounding* n'entraîne pas des problèmes structuraux, il peut perturber le fonctionnement des équipements mécaniques et électriques internes aux bâtiments [60].

Anagnostopoulos [5] cite quelques séismes durant lesquels des impacts entre bâtiments ont été signalés. Par exemple, on peut citer les séismes de Northridge (1994) d'une magnitude de 6,4 sur l'échelle de Richter, de Kobe (1995), de Roumanie (1977), de Guatemala (1976), de Kalamata (1986), de Loma Pietra (1989), de Mexico (1985) ou encore celui de Managua (1972). Plusieurs rapports de missions post-sismiques font état des dégâts causés par ce phénomène. Kasai *et al.* [61] comptent plus de 200 cas de *pounding* pour les 500 bâtiments analysés lors du séisme de Loma Prieta en Californie en 1989. Dans certains cas, l'entrechoquement a été identifié comme étant la raison de l'effondrement des bâtiments (voir, par exemple, la Figure 1.1). Lors du séisme de Mexico en 1985, d'après Anagnostopoulos [5], 15% des bâtiments exhibaient des dommages majeurs voire l'effondrement. Dans environ 20% à 30% des cas, l'entrechoquement a été un facteur décisif dans les dommages structuraux observés.

Dans certains cas, l'entrechoquement peut avoir un effet bénéfique pour les structures. Anagnostopoulos [4] conclut que dans un bloc de bâtiments en série, comme cela peut être le cas dans des villes, les bâtiments qui ne sont pas aux extrémités peuvent voir leurs déplacements diminués.

Par contre, même quand l'entrechoquement est favorable vis-à-vis des amplitudes de déplacements, le contenu fréquentiel généré par l'entrechoquement peut être source de problèmes pour les équipements. En effet, l'entrechoquement peut amplifier certaines fréquences propres du bâtiment, notamment les hautes fréquences, ce qui peut être nocif pour certains équipements sensibles. Lors du séisme de Loma Prieta, Kasai *et al.* [60] ont

Figure 1.1: Effondrement d'un bâtiment (Loma Pietra, 1989) [61]

constaté des dommages aux équipements internes aux bâtiments suite aux entrechoquements.

Cette observation montre la nécessité de non seulement s'assurer de la bonne tenue structurelle des bâtiments mais aussi du bon fonctionnement des installations des bâtiments dans le cas d'entrechoquements. En particulier, les conséquences de ces entrechoquements sont à évaluer quand il s'agît des bâtiments de centrales nucléaires.

1.1 Les configurations des bâtiments les plus critiques pour l'entrechoquement

Pour ce qui est de la finalité de ce travail, l'intérêt est porté sur les impacts entre dalles pour lesquelles on étudiera particulièrement la propagation d'ondes qui en résulte. Néanmoins, cette configuration d'entrechoquement n'est pas la plus contraignante pour les structures. D'après [57], les rapports post-sismiques des tremblements de terre de Mexico (1985) [11] et Loma Pietra (1989) [59] indiquent les configurations les plus susceptibles de générer des conséquences structurelles majeures en cas d'entrechoquement :

- Dalle contre élément en élévation (poteau ou voile) (Figure 1.2(a)). A la connaissance de l'auteur, les entrechoquements dalle contre dalle sont les plus traités dans la littérature. Par contre, les dalles des étages des bâtiments adjacents peuvent être décollés selon la hauteur et donc la dalle d'un bâtiment peut impacter la colonne ou le voile du bâtiment à côté. Cette configuration est critique pour les poteaux qui subissent des collisions et sont soumis à des forces de cisaillement très élevées. Filiatrault *et al.* [39] ont étudié cette configuration dans une étude expérimentale. Quelques études numériques se sont intéressées à cette configuration [5], [35], [36], [58], [85].

- Bâtiments adjacents avec des masses considérablement différentes (Figure 1.2(b)). L'entrechoquement entre deux bâtiments avec des masses très différentes est partic-

ulièrement endommageant pour le bâtiment le plus léger. Cette configuration peut encore s'aggraver quand le bâtiment le plus léger est plus raide. Crozet *et al.* [29], [30] se snot intéressés à cette configuration dans une campagne expérimentale qui sera largement traitée dans la suite de ce manuscrit.

- Bâtiments adjacents avec des hauteurs considérablement différentes (Figure 1.2(c)). L'entrechoquement entre des bâtiments avec tailles très différentes peut être endommageant pour le bâtiment le plus grand. En effet, lors de l'impact le bâtiment le plus petit peut servir comme appui provoquant un effet de "fouet" pour les étages du bâtiment le plus grand au-dessus de l'impact. Filiatrault *et al.* [39] ont étudié cette configuration expérimentalement et numériquement.

- Bâtiments en série sur la Figure 1.2(d). Dans une série de bâtiments alignés, les bâtiments du milieu voient souvent leurs déplacements limités par l'entrechoquement avec les bâtiments adjacents [4]. Néanmoins, cette configuration est contraignante pour les bâtiments aux extrémités qui se retrouvent impactés avec davantage de force. Ceci a été tout d'abord observé dans la littérature par Anagnostopoulos [4] puis étudié par d'autres auteurs [1], [22], [34].

- Bâtiments avec entrechoquement excentré sur la Figure 1.2(e). Dans ce cas, les bâtiments sont alors sujets à des mouvements de rotation du fait de l'entrechoquement excentré. La rotation excessive des bâtiments peut surcharger des éléments structuraux et ainsi conduire à leur ruine et l'effondrement potentiel du bâtiment. Cette configuration a été étudiée par Jankowski [50] dans le cas de l'hôpital Olive-View qui a dû être démoli après des dommages structuraux importants. L'auteur a identifié l'entrechoquement excentré entre les bâtiments comme la cause principale des dommages observés. D'autres exemples ont étudié la même configuration [71], [91].

- Bâtiments en matériaux fragiles (Figure 1.2(f)). Cette configuration critique a été observée par Kasai *et al.* [61] et plus récemment par Cole *et al.* [21], [22]. Souvent les bâtiments plus anciens sont construits en matériaux fragiles qui n'ont pas d'armature et donc supportent moins les charges latérales. L'autre point soulevé par Kasai *et al.* [61] est le fait que les bâtiments plus anciens n'étaient pas encore concernés par le risque de l'entrechoquement est donc sont construits avec des espacements entre les bâtiments plus faibles. Les bâtiments modernes n'entrent pas dans cette catégorie.

1.2 Modèles pour l'étude de l'entrechoquement

Dans la littérature, dans l'objectif d'étudier les phénomènes liés à l'entrechoquement, des modèles d'oscillateurs à un degré de liberté (SDOF ou *Single Degre Of Freedom*) sont souvent utilisés comme modèle global simplifié plutôt qu'un modèle détaillé de type *Full-FEM* (modèle détaillé éléments finis). Les choix des stratégies de représentation spatiale varient selon les types d'ouvrages à modéliser, les phénomènes ou grandeurs physiques ciblés et selon la précision recherchée.

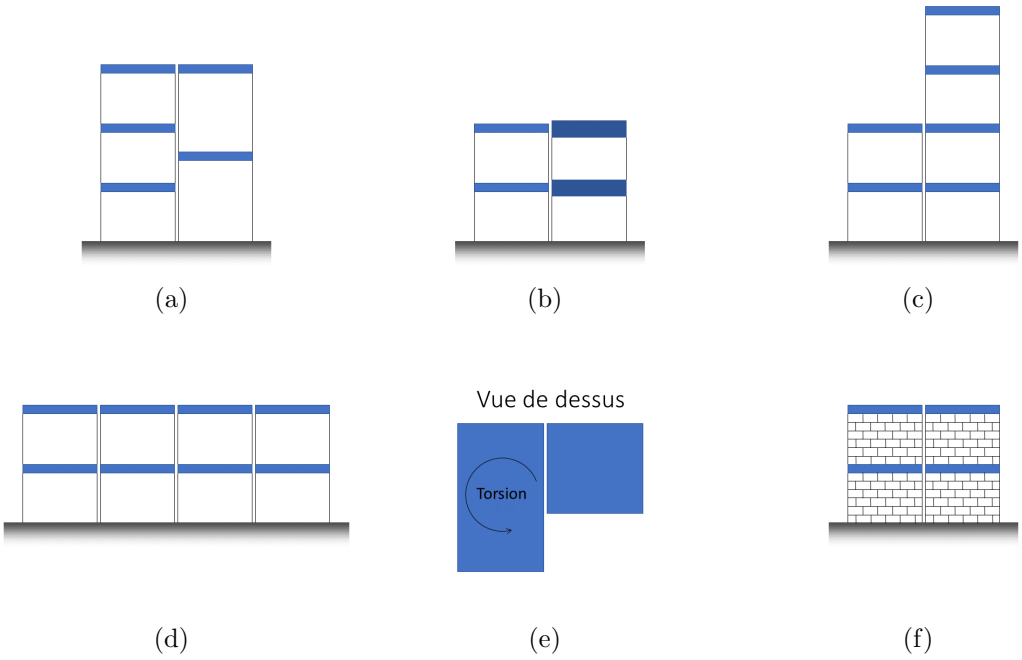


Figure 1.2: Configurations critiques des bâtiments d'après [57] et [21]

Le sujet fait l'objet de recherches depuis quelques décennies. Plusieurs essais [39], [64], [86] ont été réalisés pour caractériser les réponses des bâtiments lors d'oscillations avec entrechoquements. Des modélisations numériques, avec des approches MDOF (*Multi Degrees Of Freedom*) [5], [60], [62] ou avec des modèles de portiques à masse répartie sur la longueur [21], [24], ont été mises en place pour caractériser les paramètres prépondérants liés à l'entrechoquement. Cependant, les conclusions de ces études sont parfois contradictoires. Ceci est dû à la complexité du phénomène et aux différences entre les modèles utilisés pour étudier la réponse à l'entrechoquement.

1.2.1 Modèles à un degré de liberté (SDOF)

Les modèles SDOF sont constitués d'un poteau représentant la rigidité et l'amortissement d'une structure ainsi que la masse de celle-ci concentrée en tête, comme illustré dans la Figure 1.3. Ils sont utilisés pour des ouvrages de même hauteur dont l'impact est prépondérant au sommet. C'est le cas des ponts ou de structures suffisamment éloignées entre elles pour que l'entrechoquement ne se produise qu'en tête. Par exemple, Malhotra [76] les utilise pour représenter l'interaction entre deux tabliers d'un pont. Jankowski et Mahmoud [54] utilisent aussi des modèles SDOF pour l'analyse numérique de l'entrechoquement entre deux maquettes de tours en acier. Les maquettes sont de type poteau-poutre avec une masse nettement plus importante au dernier niveau, ce qui justifie l'utilisation des modèles à un degré de liberté.

Les modèles SDOF sont utiles pour des études basées sur les grandeurs globales d'une structure telles que le déplacement ou la vitesse en tête ([12], [76] pour des tabliers de ponts, [49], [53] pour une étude basée sur le déplacement en tête dans l'objectif de valider des modèles de contact).

Une des limites de cette stratégie de modélisation est qu'elle ne permet pas de

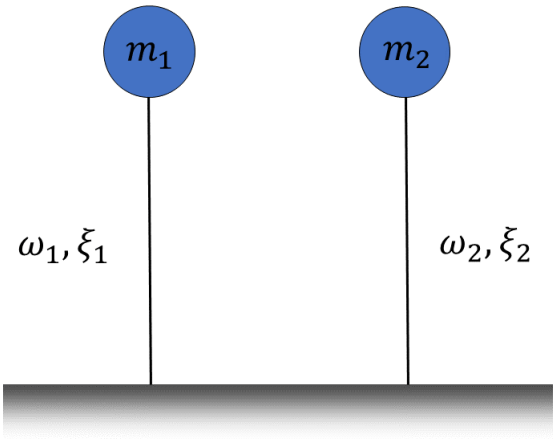


Figure 1.3: Illustration d'une modélisation de structure suivant un modèle à un degré de liberté - SDOF

représenter la propagation d'ondes post-impact ce qui est un objectif majeur de ce travail pour évaluer les effets de l'entrechoquement sur les équipements.

1.2.2 Modèles à plusieurs degrés de liberté (MDOF)

Les modèles à plusieurs degrés de liberté ou MDOF (*Multi Degrees Of Freedom*), sont constitués d'éléments de poutre liant des noeuds qui représentent les masses concentrées des diaphragmes (planchers) d'un bâtiment comme sur la Figure 1.4. Ces modèles ont été largement utilisés dans les études numériques de l'entrechoquement sous séisme. Ils ont notamment servi à réalise des études paramétriques sur les grandeurs qui pourraient influencer la réponse à l'entrechoquement. Ainsi, les modèles MDOF ont servi à faire des analyses sur l'influence de plusieurs paramètres vis-à-vis des entrechoquements, comme la séparation initiale [4], [60], [65], la période relative [4], [5], [62], [65], la masse et les hauteurs relatives [4]. Les auteurs des références [60], [62], [73] utilisent aussi ce type de modèle pour des études sur les sollicitations mécaniques générées par les entrechoquements comme les efforts de torsion, les cisaillements et les déplacements relatifs. En résumé, plusieurs applications peuvent être trouvées utilisant des systèmes MDOF qui ont déjà fait leurs preuves pour les calculs sismiques. Cependant, même si ces modèles permettent de trouver l'accélération globale pour un étage de bâtiment, ils ne sont pas capables de représenter les modes des dalles, de prendre en compte la propagation d'ondes ou encore les phénomènes d'amortissement pour les ondes propagées.

1.2.3 Modèles à masses distribuées

On trouve dans la littérature des modèles dits "à masse distribuée" [21], [23], [24], [63], [102] : au lieu de considérer un diaphragme rigide avec une seule masse comme pour les modèles MDOF précédents, on considère plusieurs masses réparties sur un même niveau comme montré sur la Figure 1.5. Ces méthodes permettent de prendre en compte la flexibilité axiale de l'élément représenté et donc la propagation d'ondes dans le sens de l'entrechoquement.

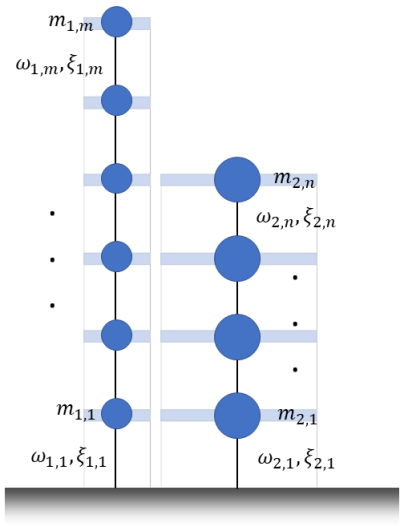


Figure 1.4: Illustration d'un modèle de structures à plusieurs degrés de liberté - MDOF (modèles brochettes)

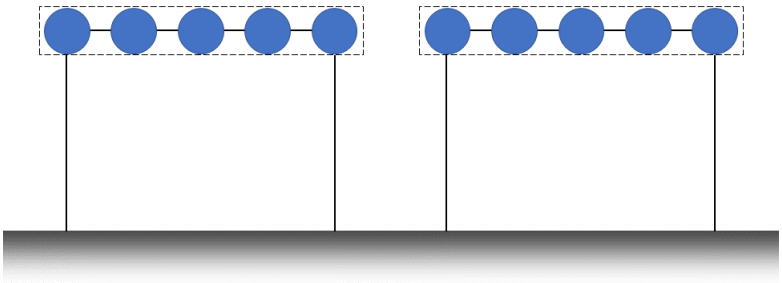


Figure 1.5: Illustration d'un modèle à masses distribuées

1.2.4 Modèles Full-FEM

Les modèles Full-FEM (modèle entièrement détaillé composé d'éléments finis) sont utilisés pour des analyses plus ou moins détaillées du phénomène d'entrechoquement. Ces modèles peuvent être en éléments filaires (modèles éléments finis poteaux-poutres) comme dans la référence [7], [69] pour une étude paramétrique mettant en jeu la propagation d'ondes, ou dans la référence [86] pour la modélisation numérique d'essais de *pounding* entre des structures en béton armé. Ils peuvent aussi être composés d'éléments hexaédriques, d'éléments coques, d'éléments poutres et barres comme les modèles de la Figure 1.6 qui seront utilisés dans les prochains chapitres. Jankowski et Soltysik [95] utilisent aussi des éléments coques pour la modélisation des entrechoquements. Ces modèles apportent plus de précisions pour l'analyse modale des structures et la propagation d'ondes. Ils permettent aussi d'introduire des modèles de comportement locaux plus représentatifs des matériaux constitutifs des ouvrages en dynamique transitoire. Les mouvements de torsions dus à une sollicitation différentielle peuvent aussi être représentés par ces modèles. Dans cette recherche de précision, des modèles détaillés composés d'éléments finis volumiques ont aussi été développés par Bi et Hao [12].

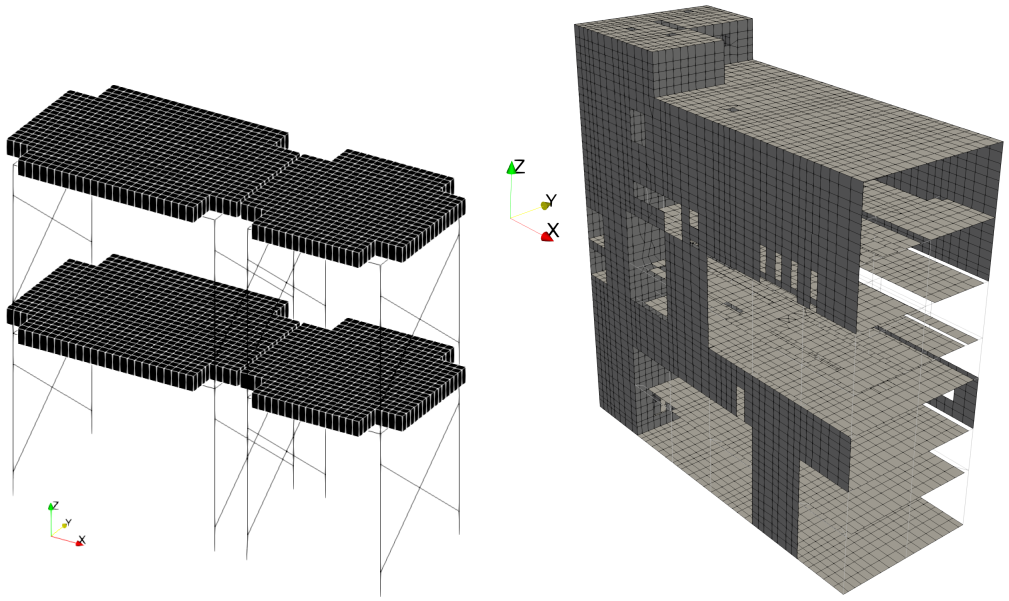


Figure 1.6: Exemple de modèles *Full-FEM*

1.3 Schémas d'intégration temporelle en dynamique transitoire

Pour une étude numérique en dynamique transitoire, une fois la discrétion spatiale choisie, il convient d'utiliser une discrétisation temporelle pour décrire l'évolution des quantités dans le temps. Les solutions du problème étudié sont recherchées, non pas de façon continue dans le temps, mais en des instants discrets t_0, t_1, t_2, ...t_n avec un pas de temps Δt égal à $t_{n+1} - t_n$. Des schémas ou algorithmes sont alors utilisés pour l'intégration temporelle de l'équation du mouvement semi-discrétisée. Les schémas temporels de Newmark sont largement utilisés dans le domaine de la dynamique de structures [43], [82]. Un des avantages de ces schémas numériques est la possibilité de changer ses propriétés numériques en modifiant deux paramètres, β et γ. Avec les choix appropriés, on peut disposer d'algorithmes inconditionnellement stables. En outre, selon le choix de paramètres, on peut avoir des intégrateurs temporels implicites ou explicites qui ont chacun des avantages et des inconvénients.

1.3.1 Schémas d'intégration implicite

Les schémas implicites nécessitent des itérations, pour un pas de temps de résolution, pour converger vers la solution exacte [74] avec un critère de convergence défini par l'utilisateur, dés lors que des non-linéarités (géométriques, matériaux ou d'interface) sont présentes. La résolution du système à chaque itération, pour un système à plusieurs degrés de libertés, peut alors être très coûteuse en temps de calcul.

La plupart des schémas d'intégration implicite utilisés sont inconditionnellement stables. Les pas de temps de calculs sont de 100 à 1000 fois plus grand que pour une analyse explicite correspondante [74]. L'utilisation de ces schémas est alors préférable pour les résolutions de problèmes à grands déplacements (dynamique basses fréquences) ou en

quasi-statique. La résolution implicite de problèmes de dynamiques hautes fréquences (dynamique rapide) entraîne la prise en compte de pas de temps fins pour représenter fidèlement le comportement vibratoire, ce qui devient très pénalisant en temps de calcul. Comme exemples d'algorithmes implicites, on a les schémas de Newmark de type accélération moyenne, de type accélération linéaire et de type Fox-Goodwin [43], [74], [98]. Dans la littérature portant sur le phénomène de l'entrechoquement, la grande majorité des articles adopte des intégrateurs implicites pour la résolution des équations de la dynamique transitoire compte tenu du temps d'observation (quelques dizaines de secondes) et du caractère inconditionnellement stable du schéma.

1.3.2 Schémas d'intégration explicite

Un schéma d'intégration explicite, comme le nom l'indique, permet une résolution directe de l'équation du mouvement, sans itération en présence de non-linéarités. Aucune itération sur un pas de temps considéré n'est nécessaire. En contrepartie, ce type de résolution requiert une condition de stabilité sur la taille pas de temps Δt qui doit être inférieure à une valeur critique Δt_{cr} [43].

Avec un choix spécifique des paramètres de l'algorithme de Newmark ($\beta = 0, \gamma = 0,5$), on peut retrouver l'algorithme des Différences Centrées (en anglais *Central Difference scheme*) qui est conditionnellement stable et converge à l'ordre 2.

Le pas de temps critique est calculé de la façon suivante [10] :

$$\Delta t_{crit} = \frac{2}{\omega_{max}} \tag{1.1}$$

avec ω_{max} correspondant à la fréquence propre la plus grande du modèle numérique telle que : $\omega_{max} = f_{max}/2\pi$. Cette fréquence maximale peut être obtenue par la résolution du problème aux vecteur propres : $det(\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}) = 0$. Néanmoins, cette résolution est très coûteuse et donc souvent une borne supérieure est généralement préférée. Cette borne est calculée comme le rapport entre la longueur du plus petit élément contenu dans le maillage et la vitesse des ondes de traction-compression, correspondant aux ondes P. Cette règle est connue comme la condition CFL (Courant-Friedrichs-Lewy [26]). En notant v la vitesse des ondes en propagation dans un milieu modélisé avec des éléments finis de taille L_{EF}, cette valeur critique est donnée alors par la relation :

$$\Delta t_{cr} = \frac{L_{EF}}{v} \tag{1.2}$$

Cette condition de stabilité des schémas explicites fait que le pas de temps est souvent très petit et donc conduit à un temps de calcul généralement supérieur à celui des schémas implicites. Cependant, les schémas explicites n'ont pas besoin d'une résolution de systèmes linéaires et ne nécessitent pas de schémas itératifs pour atteindre la convergence, contrairement aux schémas implicites. En effet, les déplacements du pas de temps suivant peuvent être trouvés à partir des quantités cinématiques du pas de temps précédent uniquement, ce qui rend l'actualisation des configurations et le calcul des forces internes très efficaces. C'est pour cette raison que les intégrateurs explicites sont mieux adaptés aux problèmes de dynamique rapide.

1.4 Conclusion et orientation du travail

L'entrechoquement entre bâtiments est un sujet qui doit être pris en compte dans les calculs et l'ignorer peut conduire à des dommages pour les structures ainsi que pour les équipements internes sensibles, surtout si les bâtiments adjacents se trouvent dans des cas de configurations critiques. Pour mieux discerner ces configurations et comprendre l'entrechoquement, plusieurs études et rapports publiés dans la littérature, incluant des observations post-sismiques, des études expérimentales et numériques, permettent de mieux discerner ces configurations et de comprendre les phénomènes mis en jeu lors de l'entrechoquement.

Le travail dans cette thèse a pour but de se focaliser sur une modélisation éléments finis détaillée des structures afin de reproduire des phénomènes hautes fréquences, caractérisés par l'allure des spectres des réponses jusqu'à des fréquences de 400 Hz. Pour cela, l'approche CD-Lagrange [37] est adoptée : elle consiste en un schéma d'intégration explicite et l'imposition de l'impact dans un format vitesse-impulsion via les Multiplicateurs de Lagrange. Cette approche a déjà démontré sa robustesse dans des problèmes académiques d'impact [96], dans des cas d'ingénierie comme des ponts roulants sous séisme [37] et l'entrechoquement entre structures [67].

Dans le chapitre 2, les équations qui modélisent le problème du contact en dynamique transitoire sont posées et on donne les formes forte et faible du problème de dynamique non-régulière. On décrit avec plus de détails les schémas d'intégration implicite et explicite. Les différentes façons de détecter le contact sont introduites ainsi que les différentes méthodes d'imposition des conditions de contact. Les équations de l'approche utilisée, le schéma CD-Lagrange, sont développées.

Le chapitre 3 est consacré à la comparaison des résultats numériques avec le schéma CD-Lagrange et la campagne expérimentale menée par Crozet *et al.* [29]. L'étude de l'impact entre les deux structures peut s'avérer complexe avec des ondes de compression qui se propagent dans la structure et des modes propres hautes fréquences amplifiés par les nombreux impacts. Avant de passer au calcul d'un cas $in-situ$ au dernier chapitre, cette comparaison est conduite afin de valider l'approche numérique. Elle permet aussi de mieux comprendre et analyser les effets de l'entrechoquement sur les structures via la confrontation numérique-expérience.

Finalement, un problème d'entrechoquement $in-situ$ entre deux bâtiments à grande échelle, situés à la centrale du Bugey, est étudié. L'un des bâtiments a comme dimensions $31.08m \times 12.40m \times 29.66m$ et une masse d'environ 7000 tonnes. L'autre bâtiment a comme dimensions $19.56m \times 12.40m \times 29.66m$ et une masse d'environ 4000 tonnes. Ils sont séparés de 4 cm. Le but de ce chapitre est d'analyser les spectres de réponse selon les différentes localisations à l'intérieur des bâtiments et les différents cas d'entrechoquement.

Chapitre 2

Modélisation du contact en dynamique

2.1 Méthode des Éléments Finis pour un problème non amorti avec du contact sans frottement

Dans ce chapitre, sont présentées les équations qui modélisent le comportement dynamique de structures avec des contacts. Une présentation détaillée de la méthode aux éléments finis avec des contacts est donnée dans les ouvrages de référence comme ceux de Laursen [70], Wriggers *et al.* [106], Belytschko *et al.* [10] ou Hughes [48]. L'objectif ici est de mettre l'accent sur les méthodes numériques qui seront employées dans les chapitres suivants qui concernent la simulation des tests d'entrechoquement sur tables vibrantes de structures poteaux-poutres de deux étages et l'exploration du comportement dynamique sous impact de bâtiments réels *in-situ* de la centrale du Bugey.

2.1.1 Forme forte du problème

La Figure 2.1 illustre deux corps déformables $\mathcal{B}_1$ et $\mathcal{B}_2$, de configurations Ω_1 et Ω_2, fonction du temps t, pour les configurations des corps séparés et en contact, et d'interface Γ_1 et Γ_2. Sur les interfaces des deux corps Γ_1 et Γ_2, on considère trois zones distinctes, Γ_{D_1} et Γ_{D_2} pour les conditions de Dirichlet, Γ_{N_1} et Γ_{N_2} pour les conditions de Neumann et Γ_{C_1} et Γ_{C_2} pour l'interface de contact entre les deux corps. Pour une paire de points en contact, $\boldsymbol{X}_k$ appartenant à l'interface de contact Γ_{C_k} $(k = 1, 2)$ en configuration initiale, les conditions Hertz-Signorini-Moreau (HSM) pour un contact non frottant, dans le cas des petits déplacements, s'écrivent:

$$\begin{cases} g_N = [(\boldsymbol{X}_2 + \boldsymbol{u}_2) - (\boldsymbol{X}_1 + \boldsymbol{u}_1)] \cdot \boldsymbol{n}_1 \geq 0 \\ \tau_N = \boldsymbol{\sigma}_k \cdot \boldsymbol{n}_k \cdot \boldsymbol{n}_k \leq 0 \quad , \quad k = 1, 2 \\ g_N \cdot \tau_N = 0 \end{cases} \tag{2.1}$$

avec g_N l'espacement entre les deux points de l'interface de contact, c'est-à-dire le *gap*, avec les déplacements notés $\boldsymbol{u}_1$ et $\boldsymbol{u}_2$. La contrainte normale est donnée par τ_N, $\boldsymbol{\sigma}_k$ est le tenseur de contraintes aux points en contact et $\boldsymbol{n}_k$ sont les normales aux deux surfaces. La première inégalité est la condition d'impénétrabilité, c'est-à-dire que les corps ne peuvent pas occuper le même espace en même temps. La deuxième

inégalité impose que les contraintes normales τ_N de contact soient toujours négatives, c'est-à-dire que seule une compression soit possible entre les corps. Enfin, la troisième condition impose qu'il ne peut y avoir de compression que lorsque les corps sont en contact.

Selon le lemme de viabilité de Moreau [79], il est aussi possible d'écrire les conditions de contact 2.1 en vitesse :

$$\begin{cases} \text{si} \quad g_N > 0 \quad \text{donc} \quad i_N = 0 \\ \\ \text{si} \quad g_N = 0 \quad \text{donc} \quad \begin{cases} \dot{g}_N \geq 0 \\ i_N \leq 0 \\ \dot{g}_N \cdot i_N = 0 \end{cases} \end{cases} \tag{2.2}$$

où i_N est l'impulsion du contact, $\dot{g}_N$ la composante normale de la vitesse relative entre les deux points, ou encore le *gap* en vitesse (*gap rate*), donné par :

$$\dot{g}_N = (\dot{\boldsymbol{u}}_2 - \dot{\boldsymbol{u}}_1) \cdot \boldsymbol{n}_1 \tag{2.3}$$

avec $\dot{\boldsymbol{u}}_1$ et $\dot{\boldsymbol{u}}_2$ les vitesses des deux points. On note $\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2$ et Γ_C qui désigne

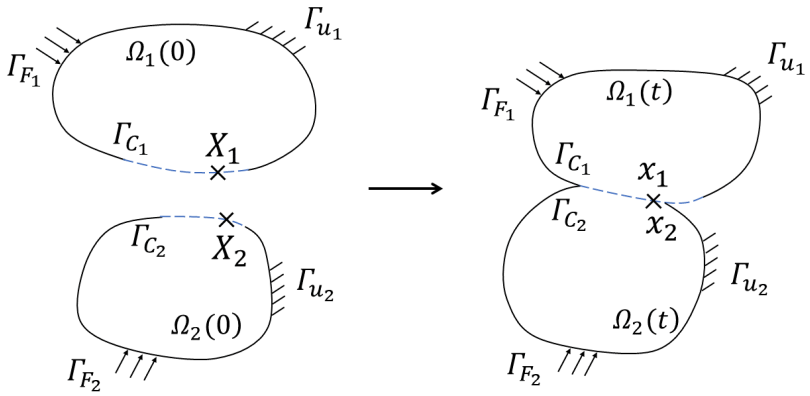


Figure 2.1: Configuration de deux corps déformables en contact, Ω_1 étant le corps l'esclave et Ω_2 le corps maître

l'ensemble des interfaces de contact : $\Gamma_C = \Gamma_{C_1} \cup \Gamma_{C_2}$. De même, l'ensemble des interfaces avec les conditions de Dirichlet est noté $\Gamma_D = \Gamma_{D_1} \cup \Gamma_{D_2}$, et l'ensemble des interfaces avec les conditions de Neumann est $\Gamma_N = \Gamma_{N_1} \cup \Gamma_{N_2}$. Outre l'hypothèse des petits déplacements, les matériaux sont supposés élastiques et linéaires. Le comportement mécanique des deux corps déformables est régi alors par un ensemble d'équations présentées dans la suite.

Les équations du mouvement sont :

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \boldsymbol{b} = \rho \ddot{\boldsymbol{u}} \text{ dans } \Omega \tag{2.4}$$

où $\boldsymbol{\sigma}$ est le tenseur des contraintes et $\boldsymbol{b}$ les forces volumiques. Le tenseur de contraintes peut être calculé à partir de la déformation $\boldsymbol{\epsilon}$ suivant la loi constitutive de comportement du matériau :

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{C} : \boldsymbol{\epsilon} \text{ dans } \Omega \tag{2.5}$$

$\boldsymbol{C}$ étant le tenseur de comportement des matériaux. Dans ce travail de thèse, les matériaux sont supposés homogènes, linéaires et isotropes, la non-linéarité du comportement provenant uniquement des contacts aux interfaces. Bien évidemment, des lois non-linéaires pourraient être utilisées pour les matériaux rencontrés (acier, béton-armé), ce qui ne changerait dans la présentation des équations que le calcul des forces internes. Néanmoins, étant donné que l'on prospecte l'entrechoquement entre des dalles en béton armé, les non-linéarités matériaux ne sont pas prises en compte. On utilise donc la loi de Hooke pour le tenseur de comportement $\boldsymbol{C}$.

Enfin, la déformation infinitésimale peut être liée aux déplacements $\boldsymbol{u}$ par la relation :

$$\boldsymbol{\epsilon} = \frac{1}{2}[\nabla \boldsymbol{u} + \nabla \boldsymbol{u}^T] \text{ dans } \Omega \tag{2.6}$$

Cette expression est valable lorsque les déplacements et déformations sont suffisamment petits. On ne considère donc pas de non-linéarité géométrique dans les problèmes d'entrechoquement.

Les conditions limites pour les déplacements, connues comme les conditions de Dirichlet, sont données ci-dessous :

$$\boldsymbol{u} = \boldsymbol{u}_D \text{ sur } \Gamma_D \tag{2.7}$$

avec $\boldsymbol{u}_D$ les déplacements prescrits à frontière.

Les conditions limites relatives aux forces surfaciques, connues comme conditions de Neumann, sont :

$$\boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{n} = \boldsymbol{t}_N \text{ sur } \Gamma_N \tag{2.8}$$

avec $\boldsymbol{n}$ le vecteur normal à la surface des corps et $\boldsymbol{t}_N$ les forces de surface prescrites.

Finalement, les conditions de contact HSM données par l'Eq. (2.1) ou par l'Eq. (2.2) sont imposées sur la frontière de contact Γ_C.

2.1.2 Forme faible du problème

Le système d'équations à résoudre, comprenant les Eqs. (2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8), est formulé comme un problème d'optimisation sous contraintes. Pour ce faire, la méthode des multiplicateurs de Lagrange est adoptée dans la suite pour l'écriture du problème dans sa forme variationnelle. Pour la formulation faible, on introduit les espaces des solutions et des fonctions tests pour chacun des corps; $\boldsymbol{u}_1(t)$, $\boldsymbol{u}_2(t)$ désignent les déplacements pour les corps $\mathcal{B}_1$, $\mathcal{B}_2$ et $\boldsymbol{v}_1(t)$, $\boldsymbol{v}_2(t)$ les fonctions tests pour les corps $\mathcal{B}_1$, $\mathcal{B}_2$. Ces variables appartiennent aux espaces suivants :

$$\begin{aligned}
U_1 &= \{\boldsymbol{u}_1 | \boldsymbol{u}_1 \in H^1(\Omega_1), \boldsymbol{u}_1 = \boldsymbol{u}_{D_1} \text{ en } \Gamma_{D_1}\} \\
U_2 &= \{\boldsymbol{u}_2 | \boldsymbol{u}_2 \in H^1(\Omega_2), \boldsymbol{u}_2 = \boldsymbol{u}_{D_2} \text{ en } \Gamma_{D_2}\} \\
U_1^0 &= \{\boldsymbol{v}_1 | \boldsymbol{v}_1 \in H^1(\Omega_1), \boldsymbol{v}_1 = 0 \text{ en } \Gamma_{D_1}\} \\
U_2^0 &= \{\boldsymbol{v}_2 | \boldsymbol{v}_2 \in H^1(\Omega_2), \boldsymbol{v}_2 = 0 \text{ en } \Gamma_{D_2}\}
\end{aligned} \tag{2.9}$$

On introduit également l'espace des multiplicateurs de Lagrange à l'interface de contact noté M, correspondant à l'espace dual de l'espace trace des déplacements à l'interface.

Le principe des puissances virtuelles pour les problèmes de dynamique transitoire peut être écrit pour les deux sous-domaines: $\forall t \in [0,T]$, trouver $\boldsymbol{u}_1(t) \in U_1$, $\boldsymbol{u}_2(t) \in U_2$, $\boldsymbol{\lambda}(t) \in M$, tel que l'on satisfasse la forme faible suivante $\forall \boldsymbol{v}_1 \in U_1^0$, $\forall \boldsymbol{v}_2 \in U_2^0$, $\forall \boldsymbol{\mu} \in M$:

$$\begin{aligned}\int_{\Omega_1} \rho_1 \boldsymbol{v}_1 \cdot \ddot{\boldsymbol{u}}_1 d\Omega + \int_{\Omega_1} \boldsymbol{\epsilon}(\boldsymbol{v}_1) : \boldsymbol{\sigma}_1 d\Omega + \int_{\Omega_2} \rho_2 \boldsymbol{v}_2 \cdot \ddot{\boldsymbol{u}}_2 d\Omega + \int_{\Omega_2} \boldsymbol{\epsilon}(\boldsymbol{v}_2) : \boldsymbol{\sigma}_2 d\Omega \\ = \int_{\Omega_1} \boldsymbol{v}_1 \cdot \boldsymbol{b}_1 d\Omega + \int_{\Omega_2} \boldsymbol{v}_2 \cdot \boldsymbol{b}_2 d\Omega + \int_{\Gamma_{N_1}} \boldsymbol{v}_1 \cdot \boldsymbol{g}_{N_1} d\Gamma + \int_{\Gamma_{N_2}} \boldsymbol{v}_2 \cdot \boldsymbol{g}_{N_2} d\Gamma + \\ \int_{\Gamma_C} (\boldsymbol{v}_2 - \boldsymbol{v}_1) \cdot \boldsymbol{\lambda}\, d\Gamma + \int_{\Gamma_C} \boldsymbol{\mu} \cdot (\dot{\boldsymbol{u}}_1 - \dot{\boldsymbol{u}}_2) d\Gamma\end{aligned} \tag{2.10}$$

avec $\boldsymbol{\lambda}$ le champ des multiplicateurs de Lagrange, et $\boldsymbol{\mu}$ les fonctions tests liées aux multiplicateurs de Lagrange. Les conditions de contact HSM relatives aux vitesses normales sont prescrites sous forme faible via le terme $\int_{\Gamma_C} \boldsymbol{\mu} \cdot (\dot{\boldsymbol{u}}_1 - \dot{\boldsymbol{u}}_2) d\Gamma$. Le terme $\int_{\Gamma_C} (\boldsymbol{v}_2 - \boldsymbol{v}_1) \cdot \boldsymbol{\lambda}\, d\Gamma$ correspond aux puissances de contact, intervenant dans les équations du mouvement des corps $\mathcal{B}_1$ et $\mathcal{B}_2$.

2.1.3 Discrétisation en espace

Une fois le problème posé sous sa forme faible, dans l'Eq. (2.10), il est possible de le résoudre numériquement sur un nombre fini de points, appelé noeuds, en discrétisant le domaine problème en plusieurs sous domaines, appelé éléments finis. Sans revenir sur les détails de la méthode aux éléments finis que l'on peut trouver dans les textes de référence dédiés, les principales étapes de la discrétisation spatiale ainsi que les matrices et vecteurs qui en sont issus, sont brièvement rappelés dans cette section.

Considérons le corps $\mathcal{B}$, $\mathcal{B} = \mathcal{B}_1 \cup \mathcal{B}_2$ de domaine Ω, $\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2$, illustré dans la Figure 2.2. La sous division du corps $\mathcal{B}$ en n éléments mène à une approximation géométrique $\mathcal{B}^h$, telle que :

$$B \approx B^h = \sum_{e=1}^{n} \Omega_e \tag{2.11}$$

Les variables des champs sont approchées dans chaque élément fini Ω_e et à la surface des éléments finis au contour $\Gamma_{C,e}$. On peut donc écrire les champs de déplacement $\boldsymbol{U}(\boldsymbol{X},t)$ et des multiplicateurs de Lagrange $\boldsymbol{\lambda}(\boldsymbol{\zeta},t)$, à l'instant t, comme :

$$\begin{aligned}\boldsymbol{U}(\boldsymbol{X},t) \approx \boldsymbol{U}^h(\boldsymbol{X},t) = \sum_e \boldsymbol{N}_e(\boldsymbol{X}) \boldsymbol{U}_e(t) \\ \boldsymbol{\lambda}(\boldsymbol{\zeta},t) \approx \boldsymbol{\lambda}^h(\boldsymbol{\zeta},t) = \sum_e \boldsymbol{\Lambda}_e(\boldsymbol{\zeta}) \boldsymbol{\lambda}_e(t)\end{aligned} \tag{2.12}$$

où $\boldsymbol{X}$ est le vecteur de position dans Ω_e, $\boldsymbol{N}_e(\boldsymbol{X})$ est la fonction d'interpolation, appelée aussi fonction de forme, dans Ω_e ; $\boldsymbol{\Lambda}_s(\boldsymbol{\zeta})$ est la fonction de forme du champ des multiplicateurs de Lagrange sur l'interface avec $\boldsymbol{\zeta}$ le vecteur position sur la surface de contact.

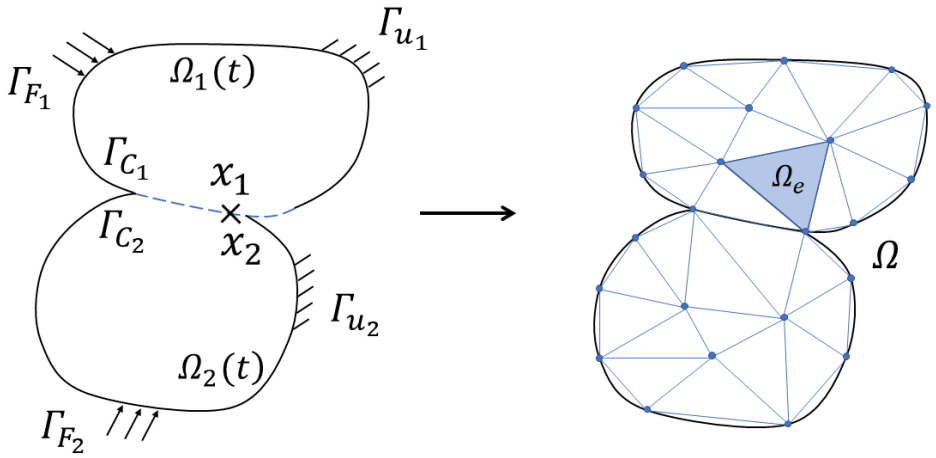


Figure 2.2: Exemple de discrétisation de l'espace par la Méthode des Éléments Finis

La discrétisation du champ des multiplicateurs de Lagrange sera détaillée dans la section 2.5.

En substituant le champ de déplacement de la forme faible du problème, présentée dans l'Eq. (2.10) avec son approximation donnée dans l'Eq. (2.12), il est possible d'écrire, $\forall t \in [0, T]$, $\forall \boldsymbol{V}$ et $\forall \boldsymbol{\mu}$:

$$\begin{aligned}\boldsymbol{V}^T \left(\left[\int_\Omega \rho \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{N} d\Omega \right] \ddot{\boldsymbol{U}} + \left[\int_\Omega \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{D} \boldsymbol{B} d\Omega \right] \boldsymbol{U} - \int_\Omega b \boldsymbol{N} d\Omega - \int_{\Gamma_F} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{f} d\Gamma - \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{\lambda} \right) \\ + \boldsymbol{\mu}^T \left(\int_{\Gamma_C} \boldsymbol{L} d\Gamma \right) \dot{\boldsymbol{U}} = 0\end{aligned} \tag{2.13}$$

avec $\boldsymbol{L}$ l'opérateur des restrictions donné par :

$$\boldsymbol{L} = \int_{\Gamma_C} \boldsymbol{\Lambda}^T \boldsymbol{\Phi} d\Gamma, \qquad \text{avec } \boldsymbol{\Phi} = \boldsymbol{N}(\boldsymbol{X}) \boldsymbol{n}(\boldsymbol{X}) \tag{2.14}$$

$\boldsymbol{n}$ étant le vecteur normal à la surface de chaque corps. La matrice $\boldsymbol{L}$ sera décrite plus précisément dans la section 2.5 relative à la méthode de mortar.

Finalement, l'équation Eq. (2.13) peut être réécrite sous la forme matricielle :

$$\boldsymbol{V}^T (\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{U}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{U} - \boldsymbol{F}_{ext} - \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{\lambda}) + \boldsymbol{\mu}^T (\boldsymbol{L}\dot{\boldsymbol{U}}) = 0 \tag{2.15}$$

avec $\boldsymbol{U}$, $\dot{\boldsymbol{U}}$ et $\ddot{\boldsymbol{U}}$ les vecteurs des déplacements, vitesses et accélérations des noeuds, $\boldsymbol{M}$ la matrice de masse, $\boldsymbol{K}$ la matrice de raideur, $\boldsymbol{D}$ la matrice constitutive, $\boldsymbol{B}$ la dérivée de la matrice de forme, telle que $\boldsymbol{\epsilon} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{U}$ et $\boldsymbol{F}_{ext}$ les forces externes. Les matrices et vecteurs

de l'Eq. (2.13) sont données ci-dessous :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M} &= \int_{\Omega} \rho \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{N} d\Omega \\ \boldsymbol{K} &= \int_{\Omega} \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{D} \boldsymbol{B} d\Omega \\ \boldsymbol{F}_{ext} &= \int_{\Gamma_F} \boldsymbol{N}^T dS \boldsymbol{f} \\ \boldsymbol{F}_{cont} &= \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{\lambda} \end{aligned} \tag{2.16}$$

Le système final peut donc être écrit comme suit :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{U}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{U} - \boldsymbol{F}_{ext} - \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{\lambda} = 0 \\ \boldsymbol{L}\dot{\boldsymbol{U}} = 0 \end{aligned} \tag{2.17}$$

Il est important de noter que les inconnues cinématiques ne sont pas les seules inconnues dans ce système. Les conditions de contact incorporées dans les équations d'équilibre dynamique permettront de déterminer les multiplicateurs de Lagrange $\boldsymbol{\lambda}$.

2.1.4 Méthode de la pénalité

L'introduction des multiplicateurs de Lagrange permet de respecter rigoureusement les conditions dans l'Eq. (2.1). Cependant, il est possible de soulager ces conditions pour donner à la solution certaines caractéristiques intéressantes, comme par exemple la continuité de la vitesse lors de l'impact. Cette méthode impose des conditions HSM approximatives, avec des éléments de contact, en permettant l'inter-pénétrabilité entre les parties en contact. Le comportement est alors plus régulier qu'avec des multiplicateurs de Lagrange. La forme faible discrétisée en espace est écrite comme suit :

$$\boldsymbol{v}^T \left[\int_{\Omega} \rho \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{N} d\Omega \ddot{\boldsymbol{u}} + \int_{\Omega} \boldsymbol{B}^T \boldsymbol{D} \boldsymbol{B} d\Omega \boldsymbol{u} - \int_{\Omega} b \boldsymbol{N} d\Omega - \int_{\Gamma_F} \boldsymbol{N}^T \boldsymbol{f} d\Gamma - \int_{\Gamma_C} \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{p} d\Gamma \right] \geq 0 \tag{2.18}$$

avec $\boldsymbol{p}$ la force du ressort de l'élément de contact.

Pour un système linéaire, l'Eq. (2.18) peut être écrite comme suit :

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{U}} + (\boldsymbol{K} + \boldsymbol{P}_c)\boldsymbol{U} = \boldsymbol{F}_{ext} \tag{2.19}$$

avec $\boldsymbol{P}_c$ la matrice de raideur des éléments de contact telle que $\boldsymbol{P}_c = \int_{\Gamma_C} \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{p} d\Gamma$.

Dans la méthode de la pénalité, lorsqu'il y a l'interpénétration entre les deux corps, le système d'éléments de contact permet de calculer la force d'impact en jeu. Les systèmes les plus populaires utilisent une combinaison de ressort et d'amortisseur pour prendre en compte la raideur et l'amortissement à l'impact, comme montré dans la Figure 2.3. L'avantage de cette méthode est de rendre le problème du contact, représenté par l'Eq. (2.26), régulier, c'est-à-dire, sans saut en vitesse. Un autre avantage réside dans la simplification des pertes d'énergie lors du contact. En effet, le contact est complexe et des

pertes d'énergie sont induites par le frottement, la non-linéarité des comportements des matériaux (plasticité) ou encore la fissuration. L'amortissement introduit pour l'élément du contact est une façon de résumer toutes ces pertes d'énergie, difficilement mesurables, à une forme simple. La commodité de la prise en compte du contact fait de la méthode de la pénalité une méthode très attractive qui est largement utilisée dans le contexte des problèmes avec impact.

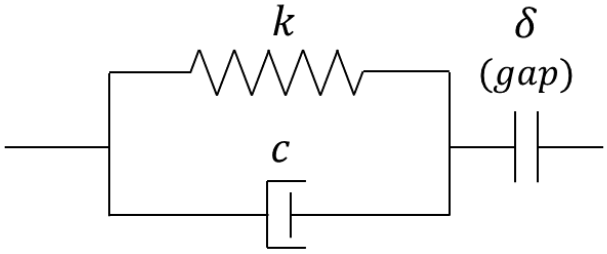


Figure 2.3: Exemple d'élément de contact

Ressort linéaire

La méthode de pénalité avec un ressort linéaire est la plus simple. Il s'agit d'un ressort de raideur k qui applique une force qui s'oppose à l'interpénétration des corps à l'instant t. Cet élément peut être représenté par la Figure 2.3 mais sans l'amortissement. La force d'impact est écrite comme suit :

$$\begin{cases} F_c = k\delta(t), & \text{si } \delta(t) > 0 \\ F_c = 0, & \text{si } \delta(t) \leq 0 \end{cases} \tag{2.20}$$

avec $\delta(t)$ l'interpénétration entre les deux corps à l'instant t. Le principal désavantage de ce type d'élément de contact est qu'il ne prend pas en compte la perte d'énergie lors de l'impact. Cependant, comme noté précédemment, du fait de sa simplicité d'implémentation, la technique du ressort linéaire reste largement employée [40], [58], [60], [62], [110].

Modèle de Kelvin-Voigt

Le modèle de Kelvin-Voigt, aussi nommé plus simplement modèle de Kelvin ou encore modèle linéaire visco-élastique, est un élément composé d'une raideur k et d'un amortisseur linéaire avec une valeur d'amortissement c, comme montré dans la Figure 2.3. L'amortissement est introduit afin de modéliser la perte d'énergie à l'impact, par plasticité dans certains cas ou par d'autres mécanismes méconnus que l'on regroupe dans la définition d'un amortissement global. Ainsi pour deux corps en interaction avec une pénétration $\delta(t)$ à l'instant t, la force d'impact est calculée par :

$$\begin{cases} F_c = k\delta(t) + c\dot{\delta}(t), & \text{si } \delta(t) > 0 \\ F_c = 0, & \text{si } \delta(t) \leq 0 \end{cases} \tag{2.21}$$

où $\dot{\delta}(t)$ est la vitesse relative entre les corps à l'instant t. L'amortissement de l'élément du modèle de Kelvin-Voigt peut être lié au coefficient de restitution, qui caractérise le

rebond entre deux corps rigides, comme présenté dans la section 2.1.5. L'amortissement est alors donné par :

$$c = 2\xi\sqrt{k\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}}, \quad \text{avec } \xi = -\frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \tag{2.22}$$

avec m_1 et m_2 les masses des corps impliqués à l'impact. Ce type d'élément de contact est largement utilisé dans la littérature relative à l'entrechoquement en génie civil ou *pounding* [4], [52], [65], [105], [111]. Bien que ce modèle prenne en compte l'amortissement, la dissipation de l'énergie se fait de manière continue pendant tout le contact, ce qui n'est correspond pas à la réalité [44]. Une autre limitation du modèle se situe dans la phase de décharge du contact : en effet, l'amortisseur crée une force visqueuse qui s'oppose à la séparation des corps en contact, ce qui n'a pas de base physique [44]. Une simple modification du modèle a été proposé par Komodromos [65] qui consiste à supprimer l'amortissement du modèle quand la force change de signe.

Modèle de Hertz

Ce modèle est basé sur les études pionnières de Hertz [47] dans les années 1880. L'élément de contact consiste en une loi élastique, c'est-à-dire qu'il n'y a pas d'amortisseur, avec un ressort non-linéaire. La force d'impact à l'instant t est calculée de la façon suivante :

$$\begin{cases} F_c = k\delta(t)^n, & \text{si } \delta(t) > 0 \\ F_c = 0, & \text{si } \delta(t) \leq 0 \end{cases} \tag{2.23}$$

avec n le coefficient de Hertz, c'est-à-dire la puissance relative à $\delta(t)$, qui correspond à la non-linéarité de la force du ressort. Ce coefficient dépend des propriétés du matériau des corps en contact ainsi que de la géométrie de la surface de contact. La valeur du coefficient est généralement égale à 3/2. Des études ont montré que les déplacements des structures en contact ne sont pas sensibles au changement du coefficient de Hertz [19], [31]. Ce type d'élément de contact a été utilisé dans de nombreux travaux comme, par exemple, dans [19], [31], [84]. Le désavantage de ce modèle est la faible dissipation d'énergie à l'impact. Ceci peut être corrigé en ajoutant un amortisseur linéaire ou non-linéaire dans le modèle, donnant les modèles de Hertz amorti et Hertz non-linéaire, respectivement [55].

2.1.5 Méthode Stéréo-mécanique

La méthode stéréo-mécanique se concentre sur la détermination des vitesses après l'impact entre des corps rigides, comme montré dans la Figure 2.4. Ces équations se basent sur la conservation de la quantité de mouvement à l'impact. Elles permettent d'écrire, respectivement, les vitesses v_1' et v_2' après un contact instantané de deux masses m_1 et m_2 en fonction de leur vitesses v_1 et v_2 avant impact [44], comme illustré dans la Figure 2.4 :

$$\begin{cases} v_1' = v_1 - (1+e)\frac{m_2}{m_1+m_2}(v_1 - v_2) \\ v_2' = v_2 + (1+e)\frac{m_1}{m_1+m_2}(v_1 - v_2) \end{cases} \tag{2.24}$$

Le coefficient de restitution e quantifie le rapport entre les écarts des vitesses avant et après l'impact :

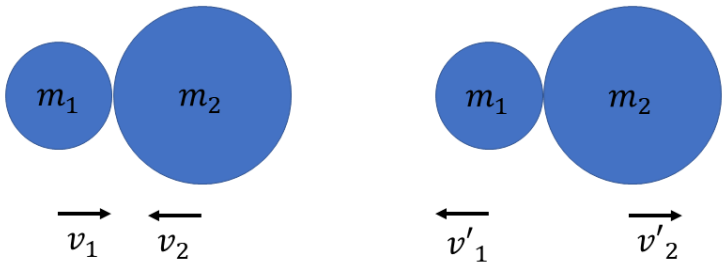


Figure 2.4: Vitesses initiales v_1 et v_2 et finales v'_1 et v'_2

$$e = \frac{v'_2 - v'_1}{v_1 - v_2} \tag{2.25}$$

Ainsi le contact correspondant à $e = 0$ est purement plastique et celui correspondant $e = 1$ est purement élastique (aucune perte d'énergie cinétique). Les valeurs intermédiaires sont liées à des contacts élasto-plastiques. Dans un contexte d'impact entre des corps rigides, ce coefficient représente, de façon globale, le comportement du contact pendant la collision entre les corps. En effet, l'impact entre deux corps est souvent complexe et implique des pertes d'énergie. Ces pertes d'énergie sont dues à plusieurs facteurs comme par exemple des déformations plastiques, de la fissuration locale et du frottement [15], [55].

Compte tenu de l'importance du coefficient de restitution, plusieurs études expérimentales ont été menées afin de trouver une valeur réaliste. Les valeurs identifiées du coefficient de restitution varient entre 0,4 et 0,8 selon les études et les différents types de matériaux qui constituent les ouvrages de génie civil [6], [53], [55], [111]. Pour les ouvrages en béton, bien que la valeur suggérée varie selon les études, on peut noter que la valeur $e = 0,65$ est utilisée par de nombreux auteurs **anagnostopoulos1992**, [4], [7], [52], [75], [85]. Notons aussi la valeur $e = 0.70$ issue de l'étude expérimentale du *pounding* entre deux dalles en béton armée par Khatiwada *et al.* [63]. L'étude expérimentale de Jankowski [53] suggère que le coefficient de restitution dépende aussi de la vitesse pré-impact. Crozet *et al.* [28] observent également cette dépendance du coefficient de restitution à la vitesse pré-impact via des essais de structures à grande échelle sur table vibrante.

Bien que cette approche de calcul basée sur le coefficient de restitution soit très efficace, il s'agit d'une approche globale qui ne prend pas en compte certaines caractéristiques essentielles du contact entre des structures, comme par exemple la durée du contact ou bien la propagation d'ondes générées par l'impact.

2.2 Schémas d'intégration temporelle de Newmark

Afin de résoudre le problème de l'évolution d'un système d'équations différentielles du deuxième ordre dans le temps, deux techniques sont essentiellement utilisées dans le domaine du génie parasismique : la superposition modale et l'intégration directe dans le

temps [43]. Dans le contexte de la thèse, une intégration temporelle est adoptée. Dans la famille des intégrateurs temporels, on distingue les intégrateurs temporels à un pas ou à plusieurs pas : pour les intégrateurs à un pas, seules les quantités cinématiques (déplacement, vitesse, accélération) en début de pas de temps sont utilisées pour obtenir les quantités cinématiques en fin de pas de temps. L'algorithme de Newmark [82], largement adopté dans le domaine de la dynamique des structures, est un exemple d'intégrateur temporel à un pas pour résoudre des systèmes au deuxième ordre. D'après Geradin *et al.* [43], le succès de l'algorithme est lié à la possibilité de changer ses propriétés numériques en ne modifiant que deux paramètres γ et β. Dans la suite, on rappelle brièvement l'algorithme de Newmark et on synthétise les propriétés qui découlent du choix des paramètres.

L'équation considérée correspond à l'Eq. (2.17) avec l'ajout d'une matrice d'amortissement $\boldsymbol{C}$. L'équation d'équilibre semi-discrétisée, c'est-à-dire discrète en temps et continue en espace, est écrite ci-dessous :

$$\begin{cases} \boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{U}}(t) + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}(t) + \boldsymbol{K}\boldsymbol{U}(t) = \boldsymbol{F}_{ext}(t), \quad \forall t \in [0,T] \\ \boldsymbol{U}(0) = \boldsymbol{U}_0 \\ \dot{\boldsymbol{U}}(0) = \dot{\boldsymbol{U}}_0 \end{cases} \tag{2.26}$$

avec $\boldsymbol{U}_0$ et $\dot{\boldsymbol{U}}_0$ les conditions initiales et $\boldsymbol{C}$ la matrice d'amortissement. Ici, les forces $\boldsymbol{F}_{ext}(t)$ sont les forces externes à l'instant t. Ni les forces de contact ni les conditions essentielles, c'est-à-dire les conditions de Dirichlet, ne sont considérées. Leur traitement sera présenté dans la suite, dans les sections 2.3 et 2.4, dans le cas du schéma des différences centrées.

Afin d'obtenir la solution de l'Eq. (2.26), la discrétisation dans le temps est faite pour la durée d'observation $[0,T]$ en la discrétisant en $N+1$ pas de temps égaux. Des pas de temps égaux sont adoptés ici par souci de simplification pour la présentation des propriétés des schémas.

On calcule donc les solutions de l'Eq. (2.26) aux instants $t_0, t_1, ..., t_{n-1}, t_n, t_{n+1}, ..., t_N$, t_N correspondent à la durée totale T et le pas de temps étant $\Delta t = t_n - t_{n-1}$. Avec cette discrétisation temporelle, en supposant connues les conditions cinématiques à l'instant t_n, il est possible d'actualiser les variables de déplacement et vitesse (instant t_{n+1}) à l'aide d'un développement en série de Taylor [43], [68], qui s'écrit :

$$f(t_{n+1}) = f(t_n + \Delta t) = f(t_n) + \Delta t f'(t_n) + \frac{\Delta t^2}{2} f''(t_n) + ... + \frac{\Delta t^s}{s!} f^{(s)}(t_n) + R_s \tag{2.27}$$

où $f^{(s)}$ la dérivée d'ordre s de la fonction f et R_s le résidu de la série.

Avec l'Eq. (2.27), il devient possible de calculer les déplacements et vitesses à l'instant t_{n+1} [43] :

$$\begin{aligned} \dot{\boldsymbol{U}}_{n+1} &= \dot{\boldsymbol{U}}_n + \int_{t_n}^{t_{n+1}} \ddot{\boldsymbol{U}}(\tau) d\tau \\ \boldsymbol{U}_{n+1} &= \boldsymbol{U}_n + \Delta t \dot{\boldsymbol{U}}_n + \int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1} - \tau) \ddot{\boldsymbol{U}}(\tau) d\tau \end{aligned} \tag{2.28}$$

Avant d'intégrer les termes dans les expressions de l'Eq. (2.28), l'accélération $\ddot{\boldsymbol{U}}(\tau)$ est écrite en fonction d'une pondération des accélérations $\ddot{\boldsymbol{U}}_n$ et $\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1}$ à l'aide des séries de Taylor [43]. L'accélération $\ddot{\boldsymbol{U}}(\tau)$ peut alors être écrite :

$$\ddot{\boldsymbol{U}}(\tau) = (1-p)\,\ddot{\boldsymbol{U}}_n + p\,\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} + \boldsymbol{R}_n(\tau) \tag{2.29}$$

avec p le coefficient de pondération tel que : $0 \leq p \leq 1$ et $\boldsymbol{R}_n(\tau)$ le résidu du développement en série. Si maintenant on prend l'Eq. (2.29) et on l'intègre dans les expressions données dans l'Eq. (2.28) [43], on obtient alors :

$$\begin{aligned} \int_{t_n}^{t_{n+1}} \ddot{\boldsymbol{U}}(\tau)d\tau &= (1-\gamma)\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n + \gamma\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} + \boldsymbol{r}_n(\tau) \\ \int_{t_n}^{t_{n+1}} (t_{n+1}-\tau)\ddot{\boldsymbol{U}}(\tau)d\tau &= (\tfrac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n + \beta\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} + \boldsymbol{r}'_n(\tau) \end{aligned} \tag{2.30}$$

où γ et β sont les coefficients de pondération tels que : $0 \leq \gamma \leq 1$ et $0 \leq \beta \leq 1/2$; $\boldsymbol{r}_n(\tau)$ et $\boldsymbol{r}'_n(\tau)$ sont les nouveaux résidus après intégration de l'Eq. (2.29).

Finalement, les expressions dans l'Eq. (2.30), en négligeant les résidus, sont substituées dans l'Eq. (2.28) et donc on obtient les expressions de déplacements et vitesses en fin de pas de temps :

$$\begin{aligned} \dot{\boldsymbol{U}}_{n+1} &= \dot{\boldsymbol{U}}_n + (1-\gamma)\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n + \gamma\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} \\ \boldsymbol{U}_{n+1} &= \boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_n + (\tfrac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n + \beta\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} \end{aligned} \tag{2.31}$$

Les deux relations ci-dessus constituent les approximations de Newmark, qui dépendent des deux paramètres γ et β.

Avec les déplacements et vitesses actualisés, il est maintenant possible de les substituer dans l'équation d'équilibre Eq. (2.26) écrite en fin de pas de temps t_{n+1} :

$$\begin{aligned} &\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} + \boldsymbol{C}\left[\dot{\boldsymbol{U}}_n + (1-\gamma)\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n + \gamma\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1}\right] \\ &+\boldsymbol{K}\left[\boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_n + (\tfrac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n + \beta\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1}\right] = \boldsymbol{F}_{ext,n+1} \end{aligned} \tag{2.32}$$

Avec les approximations de Newmark sous la forme donnée dans l'Eq. (2.31), on peut écrire l'équation du mouvement discrétisée en espace et en temps avec les accélérations $\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1}$ comme seules inconnues. On obtient :

$$\begin{aligned} [\boldsymbol{M} + \gamma\Delta t\boldsymbol{C} + \beta\Delta t^2\boldsymbol{K}]\,\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \boldsymbol{F}_{ext,n+1} &- \boldsymbol{C}\left[\dot{\boldsymbol{U}}_n + (1-\gamma)\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n\right] \\ &-\boldsymbol{K}\left[\boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_n + (\tfrac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n\right] \end{aligned} \tag{2.33}$$

Le système d'équations de l'Eq. (2.33) peut être synthétisé par :

$$\tilde{\boldsymbol{M}}\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \boldsymbol{F} \tag{2.34}$$

avec la matrice de masse effective $\tilde{\boldsymbol{M}}$ et le vecteur prédictif du second membre $\boldsymbol{F}$ donnés par :

$$\begin{aligned} \tilde{\boldsymbol{M}} &= \boldsymbol{M} + \gamma\Delta t\boldsymbol{C} + \beta\Delta t^2\boldsymbol{K} \\ \boldsymbol{F} &= \boldsymbol{F}_{ext,n+1} - \boldsymbol{C}\left[\dot{\boldsymbol{U}}_n + (1-\gamma)\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n\right] - \boldsymbol{K}\left[\boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_n + (\tfrac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n\right] \end{aligned} \tag{2.35}$$

Une fois le système d'équations Eq. (2.34) résolu, toutes les quantités cinématiques en fin de pas de temps t_{n+1} sont connues. Selon le choix des paramètres β et γ, les schémas d'intégration présentent différentes caractéristiques. Quelques exemples d'intégrateurs dans la famille de Newmark sont reportés dans le Tableau 2.1, accompagnés de leur caractéristiques principales à savoir leur caractère implicite ou explicite avec leur limite de stabilité. Le schéma implicite $\gamma = 1/2$ et $\beta = 1/4$ correspondant au schéma de l'accélération moyenne est inconditionnellement stable ce qui explique sa popularité pour la simulation des structures du génie civil sous séisme compte tenu des durées d'observation relativement longues (quelques dizaines de secondes). Les autres schémas sont conditionnellement stables. Dans la suite, on s'intéresse particulièrement au schéma des différences centrée qui, bien que conditionnellement stable, exhibe des propriétés très intéressantes dans le cas des impacts et de la propagation d'ondes.

Table 2.1: Caractéristiques des différents schémas d'intégration temporelle

Algorithme	Type	γ	β	Limite de stabilité (Δt_{crit})
Purement explicite	Explicite	0	0	0
Différence centrée	Explicite	$\frac{1}{2}$	0	$2/\omega_{max}$
Fox-Goodwin	Implicite	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{12}$	$\sqrt{6}/\omega_{max}$
Accélération linéaire	Implicite	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	$2\sqrt{3}/\omega_{max}$
Accélération moyenne constante	Implicite	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	∞

2.2.1 Schéma des Différences Centrées

En substituant $\beta = 0$ et $\gamma = 1/2$ dans l'équation d'équilibre Eq. (2.33), les accélérations en fin de pas de temps t_{n+1} s'expriment par :

$$\begin{aligned}\left[\boldsymbol{M} + \tfrac{1}{2}\Delta t\boldsymbol{C}\right]\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \boldsymbol{F}_{ext,n+1} - \boldsymbol{C}\left[\dot{\boldsymbol{U}}_n + \tfrac{1}{2}\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n\right] \\ -\boldsymbol{K}\left[\boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_n + \tfrac{1}{2}\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n\right]\end{aligned} \tag{2.36}$$

A partir des quantités cinématiques connues en fin de pas de temps précédent, on calcule les termes dans le second membre de l'Eq. (2.36). On note que le terme multiplié par la matrice de raideur correspond au déplacement actualisé au pas de temps $n+1$:

$$\boldsymbol{U}_{n+1} = \boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_n + \frac{1}{2}\Delta t^2\ddot{\boldsymbol{U}}_n \tag{2.37}$$

On introduit la vitesse au demi pas de temps $\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}}$ et on écrit la vitesse en fin de pas de temps comme :

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \frac{1}{2}\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} \tag{2.38a}$$

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{\boldsymbol{U}}_n + \frac{1}{2}\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n \tag{2.38b}$$

Les accélérations sont ensuite obtenues au pas de temps $n+1$:

$$\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = (\boldsymbol{M} + \frac{1}{2}\Delta t\boldsymbol{C})^{-1}(\boldsymbol{F}_{ext,n+1} - \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} - \boldsymbol{K}\boldsymbol{U}_{n+1}) \tag{2.39}$$

Finalement, les accélérations $\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1}$ étant connues, il est possible d'actualiser le prédicteur de la vitesse $\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}}$ pour trouver la vitesse $\dot{\boldsymbol{U}}_{n+1}$ au pas de temps $n+1$:

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \frac{1}{2}\Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} \tag{2.40}$$

Les déplacements, vitesses et accélérations en t_{n+1} sont connues et on peut passer au pas de temps suivant.

Il est important de noter que l'équation du mouvement Eq. (2.39) pour l'obtention des accélérations au pas de temps $n+1$ fait apparaître une matrice $\left(\boldsymbol{M} + \frac{1}{2}\Delta t\boldsymbol{C}^{-1}\right)$ non diagonale ce qui oblige à résoudre un système linéaire. Pour que le calcul explicite soit plus performant, il est essentiel de diagonaliser la matrice et ainsi de ne plus avoir de système linéaire à résoudre.

Concernant la matrice de masse consistante $\boldsymbol{M}$, des techniques de diagonalisation sont couramment employées [10], [107]. Une procédure classique de diagonalisation pour des éléments qui ne présentent pas des degrés de liberté de rotation est la somme des lignes de la matrice :

$$M_{I,lump} = \sum_J M_{IJ} \tag{2.41}$$

avec $\boldsymbol{M}_{lump}$ la matrice de masse diagonale obtenue par cette technique.

Concernant le terme d'amortissement $\frac{1}{2}\Delta t\boldsymbol{C}$ dans l'Eq. (2.39), Belytschko *et al.* [10] propose de s'en débarrasser en écrivant simplement les forces visqueuses au demi-pas de temps dans l'équation du mouvement. La matrice de masse étant diagonalisée, les accélérations s'obtiennent alors en divisant les composantes des forces de second membre par les composantes de la diagonale de la matrice de masse, sans résolution de système.

Comme les vitesses au demi-pas de temps sont toujours calculées, une formulation du schéma des différences centrées, différente de celle présentée dans les Eqs. (2.37, 2.38a, 2.38b, 2.39 et 2.40), est souvent préférée.

La relation entre les vitesses au demi-pas de temps peut être calculée par :

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{\boldsymbol{U}}_{n-1/2} + \Delta t\ddot{\boldsymbol{U}}_n \tag{2.42}$$

Les déplacements en fin de pas de temps s'obtiennent par :

$$\boldsymbol{U}_{n+1} = \boldsymbol{U}_n + \Delta t\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} \tag{2.43}$$

avec $\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}}$ déjà connu au final du pas de temps précédent $n-1$ avec l'Eq. (2.42).

Les accélérations sont finalement calculées par :

$$\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \boldsymbol{M}_{lump}^{-1}(\boldsymbol{F}_{ext,n+1} - \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} - \boldsymbol{K}\boldsymbol{U}_{n+1}) \tag{2.44}$$

avec $\boldsymbol{M}_{lump}$ la matrice de masse diagonale.

Pour terminer le calcul sur le pas de temps, les vitesses au demi-pas de temps sont actualisées, de façon équivalente à l'Eq. (2.42) :

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2} = \dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \Delta t \ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} \tag{2.45}$$

Au premier pas de temps, l'initialisation de la vitesse au demi pas de temps est donnée par :

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{1/2} = \dot{\boldsymbol{U}}_0 + \frac{1}{2}\Delta t \ddot{\boldsymbol{U}}_0 \tag{2.46}$$

L'implémentation de cette écriture du schéma de la différence centrée est résumée dans l'algorithme 0.

Algorithm 1 Schéma de la différence centrée implémentée

Données d'entrée : $\boldsymbol{M}_{lump}, \boldsymbol{C}, \boldsymbol{K}, \boldsymbol{U}_0, \dot{\boldsymbol{U}}_0, \Delta t, T_f$
Initialiser $\dot{\boldsymbol{U}}_{1/2}$ et $\ddot{\boldsymbol{U}}_0$ ▷ Eq. (2.46, 2.44)
$n \leftarrow 0$
$nbDt \leftarrow int(\frac{T_f}{\Delta t})$
while $n \leq nbDt$ **do**
  $n \leftarrow n + 1$
  Calculer $\boldsymbol{U}_{n+1}$ ▷ Eq. (2.43)
  Calculer $\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1}$ ▷ Eq. (2.44)
  Calculer $\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2}$ ▷ Eq. (2.45)
end while

2.3 Application des efforts sismiques

Les Eqs. (2.43, 2.44 et 2.45) correspondent à un système libre pour lequel aucune condition de Dirichlet n'est imposée. Dans cette section, est présentée la méthode suivant laquelle les efforts du séisme sont appliqués sur les structures. Tout d'abord, la façon la plus courante d'imposer un séisme à la base de la structure est rappelée [88]. Puis la méthode d'imposition du séisme utilisée dans ce travail, basée sur les multiplicateurs de Lagrange, plus générale que la méthode précédente, est présentée.

2.3.1 Force externe induit par un chargement sismique pour une structure encastrée à la base

Pour le calcul sismique de structures du génie civil, l'excitation sismique est classiquement prise en compte via le calcul de forces externes, produites par la multiplication des masses avec l'accélération imposée, en supposant la structure encastrée en tous les noeuds de sa base. Les quantités cinématiques obtenues, déplacements, vitesses et accélérations, sont alors exprimées dans un repère relatif associé au sol. La Figure 2.5 schématise une structure encastrée à la base, le repère relatif $(\overrightarrow{x_2}, \overrightarrow{y_2})$ est associé au sol, mobile, par rapport au repère absolu $(\overrightarrow{x_1}, \overrightarrow{y_1})$, fixe.

On note $y(t)$ le déplacement du repère du sol par rapport au repère absolu $(\overrightarrow{x_1}, \overrightarrow{y_1})$ tandis que $u_i(t)$ est le déplacement relatif du noeud i, de masse m_i, par rapport au repère relatif $(\overrightarrow{x_2}, \overrightarrow{y_2})$.

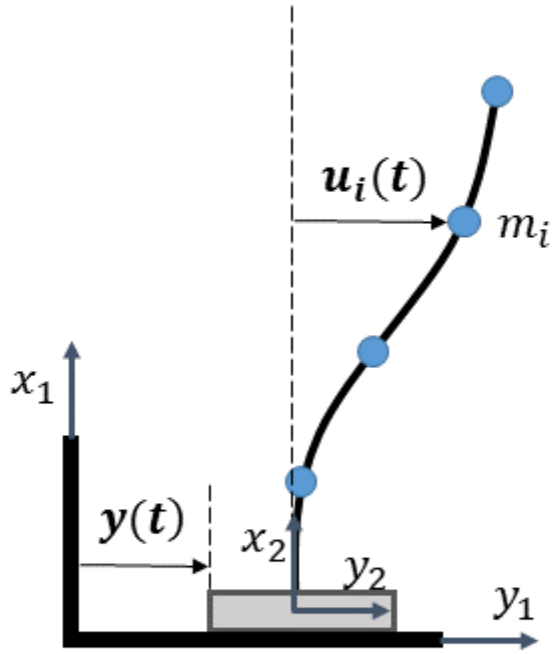


Figure 2.5: Repères relatifs et absolus du système

Considérant l'élasticité linéaire et un amortissement visqueux modélisé par une matrice de Rayleigh, l'équation du système représenté par la Figure 2.5 est écrite comme suit :

$$\begin{gathered}\boldsymbol{M}(\ddot{\boldsymbol{U}}(t)+\ddot{\boldsymbol{y}}(t))+\boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}(t)+\boldsymbol{K}\boldsymbol{U}(t)=\boldsymbol{F}_{ext}(t)-\boldsymbol{M}\mathbf{1}_{x_2}g \quad \forall t\in[t_0,t_f] \\ \boldsymbol{U}(t_0)=\boldsymbol{U}_0,\dot{\boldsymbol{U}}(t_0)=\dot{\boldsymbol{U}}_0\end{gathered} \tag{2.47}$$

Les forces de gravité sont représentées par le terme $\boldsymbol{M}\mathbf{1}_{x_2}g$, avec $\mathbf{1}_{x_2}$ le vecteur des degrés de liberté de la structure dans la direction verticale. Les forces externes au temps t sont représentées par $\boldsymbol{F}_{ext}(t)$. Les conditions initiales de déplacement et vitesse sont données par $\boldsymbol{U}_0$ et $\dot{\boldsymbol{U}}_0$, respectivement.

L'Eq. (2.47) peut être réécrite comme :

$$\begin{gathered}\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{U}}(t)+\boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}(t)+\boldsymbol{K}\boldsymbol{U}(t)=\boldsymbol{F}_{ext}(t)-\boldsymbol{M}\mathbf{1}_{x_2}g-\boldsymbol{M}\mathbf{1}_{y_2}\,acc^D(t) \quad \forall t\in[t_0,t_f] \\ \boldsymbol{U}(t_0)=\boldsymbol{U}_0,\dot{\boldsymbol{U}}(t_0)=\dot{\boldsymbol{U}}_0\end{gathered} \tag{2.48}$$

avec $\mathbf{1}_{y_2}$ le vecteur des degrés de liberté de la structure dans la direction horizontale et $acc^D(t)=\ddot{\boldsymbol{y}}(t)$ l'accélération de la base à l'instant t. L'Eq. (2.48) décrit le problème d'une structure encastrée à sa base, soumise à la gravité et une excitation horizontale. Les quantités cinématiques intervenant dans le membre de gauche de l'équation sont exprimées dans un repère relatif. Pour les structures multi-supportées, des approches existent [72]. Dans la suite, une approche basée sur les multiplicateurs de Lagrange est proposée.

2.3.2 Multiplicateurs de Lagrange pour l'imposition du séisme

Cette méthode, plus générale que la précédente, consiste à utiliser des multiplicateurs de Lagrange pour appliquer aux structures les efforts du séisme. Les expressions des Eqs. (2.43, 2.44, 2.45) ne prennent pas en compte les conditions de Dirichlet, donc les vitesses et accélérations sont notées $\dot{\boldsymbol{U}}_{free,n+\frac{3}{2}}$ et $\ddot{\boldsymbol{U}}_{free,n+1}$, respectivement. L'imposition du séisme est faite en vitesse à l'instant $n+\frac{3}{2}$. Dans un premier temps, la vitesse sans les conditions de Dirichlet est obtenue :

$$\dot{\boldsymbol{U}}_{free,n+\frac{3}{2}} = \dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \Delta t \ddot{\boldsymbol{U}}_{free,n+1} \tag{2.49}$$

On cherche alors à déterminer les forces qui doivent être appliquées à la base de façon à reproduire la vitesse du séisme pour les noeuds de la base de la structure.

On écrit tout d'abord la condition cinématique en vitesse :

$$\boldsymbol{L}_D \dot{\boldsymbol{U}}(t) = \boldsymbol{vit}^s(t) \quad \text{à} \quad t = t_{n+\frac{3}{2}} \tag{2.50}$$

avec $\boldsymbol{L}_D$ la matrice booléenne qui sélectionne les degrés de liberté à la base de la structure, $\dot{\boldsymbol{U}}(t)$ la vitesse de tous les degrés de liberté à l'instant t et $\boldsymbol{vit}^s(t)$ la vitesse du séisme aussi à l'instant t. La vitesse $\dot{\boldsymbol{U}}(t)$ peut être séparée en deux termes différents, un terme indicé par $free$, connu, qui est obtenu avec l'Eq. (2.49), et un terme à déterminer, indicé par $link$:

$$\boldsymbol{L}_D(\dot{\boldsymbol{U}}_{free,n+\frac{3}{2}} + \dot{\boldsymbol{U}}_{link,n+\frac{3}{2}}) = \boldsymbol{vit}^s_{n+\frac{3}{2}} \tag{2.51}$$

avec $n+\frac{3}{2}$ l'indice du pas de temps, $\dot{\boldsymbol{U}}_{free,n+\frac{3}{2}}$ la vitesse de tous les degrés de liberté de la structure (connue à partir de l'Eq. (2.49)) et $\dot{\boldsymbol{U}}_{link,n+\frac{3}{2}}$, le seul terme non connu, correspondant à la vitesse à appliquer sur la structure pour simuler le séisme. Ce dernier terme peut être écrit en fonction du multiplicateur de Lagrange :

$$\begin{aligned} & \boldsymbol{M}\dot{\boldsymbol{U}}_{link,n+\frac{3}{2}} = \boldsymbol{L}_D^T \boldsymbol{\lambda}^D_{n+\frac{3}{2}} \\ \Leftrightarrow \quad & \dot{\boldsymbol{U}}_{link,n+\frac{3}{2}} = \boldsymbol{M}^{-1}\boldsymbol{L}_D^T \boldsymbol{\lambda}^D_{n+\frac{3}{2}} \end{aligned} \tag{2.52}$$

avec $\boldsymbol{M}$ la matrice de masse diagonale et $\boldsymbol{\lambda}^D_{n+\frac{3}{2}}$ les multiplicateurs de Lagrange. On substitue l'expression trouvée $\dot{\boldsymbol{U}}_{link,n+\frac{3}{2}}$ dans l'Eq. (2.51) et, en réarrangeant les termes, on a :

$$\boldsymbol{L}_D\boldsymbol{M}^{-1}\boldsymbol{L}_D^T\boldsymbol{\lambda}^D_{n+\frac{3}{2}} = \boldsymbol{vit}^s_{n+\frac{3}{2}} - \boldsymbol{L}_D\dot{\boldsymbol{U}}_{free,n+\frac{3}{2}} \tag{2.53}$$

ce qui, finalement, nous permet d'écrire:

$$\boldsymbol{H}_D\boldsymbol{\lambda}^D_{n+\frac{3}{2}} = \boldsymbol{b}_{D,n+\frac{3}{2}} \tag{2.54}$$

avec la matrice $\boldsymbol{H}_D$ et le vecteur du second membre $\boldsymbol{b}_{D,n+\frac{3}{2}}$ définis ci-dessous :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{H}_D &= \boldsymbol{L}_D\boldsymbol{M}^{-1}\boldsymbol{L}_D^T \\ \boldsymbol{b}_{D,n+\frac{3}{2}} &= \boldsymbol{vit}^s_{n+\frac{3}{2}} - \boldsymbol{L}_D\dot{\boldsymbol{U}}_{free,n+\frac{3}{2}} \end{aligned} \tag{2.55}$$

Bien que les deux façons d'appliquer le séisme soient équivalentes, il est important de noter les avantages des multiplicateurs de Lagrange. En appliquant une force externe à

tous les noeuds, on considère que tous les points de la base de la structure sont excités par une accélération homogène en espace. Au contraire, l'application du séisme par les multiplicateurs de Lagrange donne la liberté d'appliquer une vitesse différente pour chaque pied de la structure.

L'application d'une excitation sismique différente à la base des structures peut être intéressante pour des structures de grande taille, comme un pont [81], [108] ou bien des bâtiments de grande dimension [51], [97]. Cette possibilité de traiter le séisme via des multiplicateurs de Lagrange permet de prendre en compte des excitations déphasées du fait de la propagation des ondes dans le sol.

2.4 Imposition du contact par la méthode CD-Lagrange

Les Eqs. (2.43, 2.44 et 2.45) ne prennent pas en compte les conditions de contact. Dans cette section, l'imposition des conditions du contact est détaillée via le schéma CD-Lagrange [37].

En écrivant les forces d'amortissement au demi-pas de temps, l'équation du mouvement semi-discrétisée en fin de pas de temps est :

$$\boldsymbol{M}_{lump}\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} + \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{U}_{n+1} = \boldsymbol{F}_{ext,n+1} + \boldsymbol{F}_{cont,n+1} \tag{2.56}$$

avec $\boldsymbol{F}_{cont,n+1}$ les forces de contact sujettes aux conditions HSM.

Pour gérer le contact, on utilise le schéma CD-Lagrange, basé sur la formulation en vitesse-impulsion, écrite à l'instant $t_{n+3/2}$. Cette approche est inspirée des travaux de Moreau et Jean [56], [78], [79]. On multiplie tout d'abord l'Eq. (2.56) par le pas de temps Δt et on écrit l'accélération sous la forme d'une différence centrée : $\ddot{\boldsymbol{U}}_{n+1} = \frac{\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2} - \dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}}}{\Delta t}$. L'expression suivante est alors obtenue :

$$\boldsymbol{M}_{lump}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2} = \boldsymbol{M}_{lump}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \Delta t\left(\boldsymbol{F}_{ext,n+1} - \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} - \boldsymbol{K}\boldsymbol{U}_{n+1}\right) + \boldsymbol{I}_{n+1} \tag{2.57}$$

avec $\boldsymbol{I}_{n+1}$ l'impulsion définie par : $\boldsymbol{I}_{n+1} = \Delta t \boldsymbol{F}_{cont,n+1}$. Cette formulation permet de traiter les sauts de vitesse lors du premier impact ainsi que les contacts prolongés.

L'impulsion d'impact $\boldsymbol{I}_{n+1}$ peut être réécrite de la façon suivante :

$$\boldsymbol{I}_{n+1} = (\boldsymbol{L}_{N,n+1})^T \boldsymbol{\lambda}_{N,n+3/2} \tag{2.58}$$

avec $\boldsymbol{\lambda}_{N,n+3/2}$ les multiplicateurs de Lagrange définis à l'instant $t_{n+3/2}$ et $\boldsymbol{L}_{N,n+1}$ l'opérateur de restriction repérant les degrés de libertés impliqués dans le contact selon la direction normale à l'interface de contact. Cet opérateur dépend de la discrétisation des surfaces en contact. Par exemple, les cas des maillages conformes ou non-conformes seront adressés dans la section 2.5, avec un traitement des conditions de contact géré noeud à noeud, noeud à segment ou par des méthodes de *mortar*.

On multiplie l'équation (2.57) par $\boldsymbol{L}_{N,n+1}\boldsymbol{M}^{-1}$ pour finalement obtenir le problème dual à l'interface dont les inconnues sont les multiplicateurs de Lagrange :

$$\boldsymbol{H}_N \boldsymbol{\lambda}_{N,n+3/2} = \boldsymbol{b}_{N,n+3/2} \tag{2.59}$$

avec l'opérateur d'interface noté $\boldsymbol{H}_N$ et le vecteur du second membre $\boldsymbol{b}_{N,n+3/2}$ définis ci-dessous :

$$\begin{cases} \boldsymbol{H}_N = \boldsymbol{L}_{N,n+1}\boldsymbol{M}_{lump}^{-1}(\boldsymbol{L}_{N,n+1})^T \\ \boldsymbol{b}_{N,n+3/2} = \boldsymbol{L}_{N,n+1}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2} \\ \qquad\qquad - \boldsymbol{L}_{N,n+1}\left[\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} + \Delta t \boldsymbol{M}_{lump}^{-1}\left(\boldsymbol{F}_{ext,n+1} - \boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+\frac{1}{2}} - \boldsymbol{K}\boldsymbol{U}_{n+1}\right)\right] \end{cases} \tag{2.60}$$

La matrice de masse $\boldsymbol{M}_{lump}$ étant diagonale, si les mailles en contact sont conformes, l'opérateur $\boldsymbol{H}_N$, appelé encore opérateur Steklov-Poincaré ou opérateur de Delassus, est diagonal. Dans ce cas, la solution de l'Eq. (2.59) ne nécessite pas de résolution de système linéaire et les multiplicateurs sont déterminés directement.

Les vitesses relatives des noeuds impliqués au contact $\boldsymbol{L}_{N,n+1}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2}$ peuvent être écrites comme $\boldsymbol{L}_{N,n+1}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+3/2} = -e\,\boldsymbol{L}_{N,n+1}\dot{\boldsymbol{U}}_{n+1/2}$, avec e le coefficient de restitution. Pour respecter les conditions HSM, on considère $e = 0$ ce qui signifie que les surfaces restent collées pendant l'impact et le contact [38].

2.5 Méthodes de discrétisation du contact

Dans cette section, on adresse le problème de la prise en compte des discrétisations, potentiellement différentes, des corps en contact. Les premières applications de la méthode des éléments finis aux problèmes du contact étaient conduites noeud à noeud [106], voir par exemple [41].

Par la suite, les problèmes de contact pour des maillages non conformes ont été investigués et plusieurs méthodes ont été développées comme les méthodes dites de mortar [8], [9], [77], [103]. On pourra se reporter au travail de synthèse de Wohlmuth [104] concernant ces méthodes.

Dans cette section, deux types de contact sont présentés : le contact noeud à noeud et la méthode de mortar. Ces deux méthodes sont utilisées dans ce travail. Un contact noeud à noeud est adopté pour le problème du chapitre 3.1 et l'approche de mortar est adoptée pour assurer les conditions de contact pour le problème du chapitre 4.1. Le but ici est de donner une idée de base sur le sujet et non de couvrir le cas le plus général. Les références [33], [87], [89], [90] détaillent les approches de mortar.

L'opérateur de restrictions $\boldsymbol{L}$ qui est introduit dans la forme faible du problème de contact (Eqs. (2.17 et 2.14)) est explicité pour chacune des approches présentées.

2.5.1 Contact noeud à noeud

La façon la plus simple d'assurer les conditions de contact est de vérifier l'interpénétration et d'imposer les contraintes du contact uniquement pour les noeuds concernés. Ce type de contact est appelé noeud à noeud. La Figure 2.6 montre un exemple de maillages conformes au contact. Cet exemple est issu des deux structures du chapitre 3.1. Les deux structures peuvent se déplacer transversalement l'une par rapport à l'autre ce qui crée un désalignement des noeuds. Néanmoins, sous l'hypothèse des petits déplacements, on considère que les maillages restent conformes au cours du temps.

La condition de non-interpénétration des corps est facilement vérifiée pour un pair, d'indice i, de noeuds en contact :

$$(\boldsymbol{U}_i^{(1)} - \boldsymbol{U}_i^{(2)})\,\boldsymbol{n}_i^{(1)} + \boldsymbol{gap} \geq 0 \tag{2.61}$$

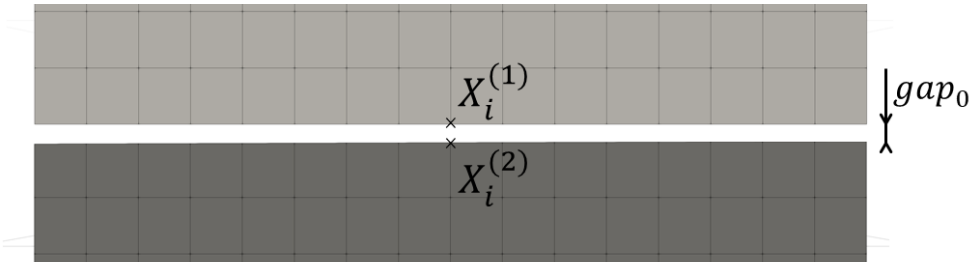


Figure 2.6: Configuration de deux corps en contact (vue de dessus). Le corps en gris clair, noté avec le super-script (1), est le corps esclave et le corps en gris foncé, noté avec le super-script (2), est le corps maître

avec $\boldsymbol{U}^{(1)}$ et $\boldsymbol{U}^{(2)}$ les déplacements des corps 1 et 2, $\boldsymbol{n}^{(1)}$ le vecteur normal à la surface de contact du corps 1 et $\boldsymbol{gap}_0$ le vecteur donnant la distance initiale (instant t_0) entre les deux noeuds. On a utilisé précédemment les termes de *gap* précédemment et de *gap rate*. Avec la mise à jour des quantités au cours du temps. Ici, $\boldsymbol{gap}_0$ est constant.

L'inéquation (2.61) peut être réécrite sous la forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{n}_i^{(1)} & -\boldsymbol{n}_i^{(1)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boldsymbol{U}_i^{(1)} \\ \boldsymbol{U}_i^{(2)} \end{bmatrix} + \boldsymbol{gap}_0 \geq 0 \tag{2.62}$$

La condition de collage en vitesse au contact s'écrit alors sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{n}_i^{(1)} & -\boldsymbol{n}_i^{(1)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\boldsymbol{U}}_i^{(1)} \\ \dot{\boldsymbol{U}}_i^{(2)} \end{bmatrix} = 0 \tag{2.63}$$

Il est facile de voir, en comparant avec l'Eq. (2.17), que l'opérateur des restrictions $\boldsymbol{L}$ est donné par :

$$\boldsymbol{L} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{n}_i^{(1)} & -\boldsymbol{n}_i^{(1)} \end{bmatrix} \tag{2.64}$$

2.5.2 Méthode de mortar

Le champ des multiplicateurs de Lagrange peut être discrétisé sous différents formes [103], [104].

Dans le cadre de la thèse, on choisit d'adopter la méthode de mortar classique, c'est-à-dire que l'on considère que la discrétisation du champ des multiplicateurs de Lagrange suit la discrétisation spatiale du corps esclave.

La Figure 2.7 montre un exemple de surfaces discrétisées de contact non conformes : le corps gris clair est considéré comme l'esclave et celui en gris foncé le maître. Cet exemple est issu des deux bâtiments du chapitre 4.1.

Si l'on reprend la définition du champ des multiplicateurs de Lagrange et des

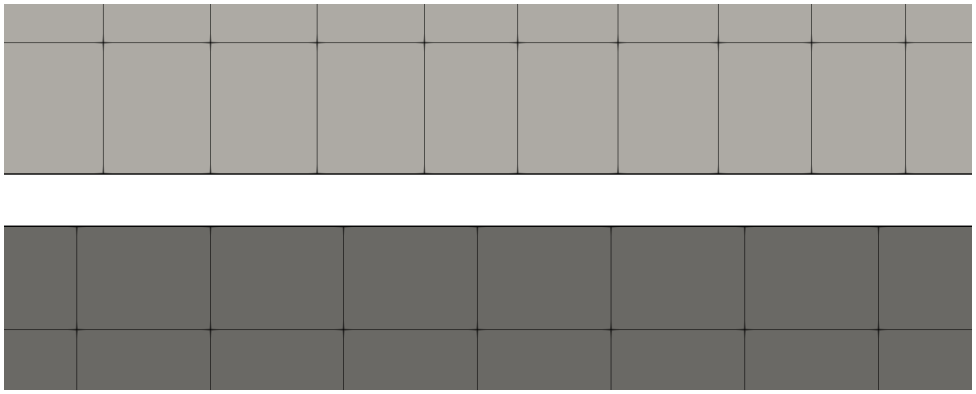


Figure 2.7: Configuration de deux corps en contact. Le corps en gris clair est le corps esclave et le corps en gris foncé est le corps maître.

déplacements discrétisés à la surface de contact de l'Eq. (2.12), on peut écrire :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{U}_i^{h(1)} &= \sum_{i=1}^{n_1} \boldsymbol{N}_i^{(1)} \boldsymbol{U}_i^{(1)} \qquad \text{en } \Gamma_C^{(1)} \\ \boldsymbol{\lambda}_i^h &= \sum_{i=1}^{n_1} \boldsymbol{\Lambda}_i \boldsymbol{\lambda}_i \qquad \text{en } \Gamma_C^{(1)} \\ \boldsymbol{\Lambda}_i &= \boldsymbol{N}_i^{(1)} \qquad \text{en } \Gamma_C^{(1)} \end{aligned} \tag{2.65}$$

avec $\boldsymbol{U}^{h(1)}$ et $\boldsymbol{N}_i^{(1)}$ le champ des déplacements discrétisés et ses fonction de forme, respectivement, à la surface de contact du corps esclave. $\boldsymbol{\lambda}_i$ et $\boldsymbol{\Lambda}_i$ désignent le champ des multiplicateurs de Lagrange discrétisé et ses fonctions de forme, respectivement. n_1 est le nombre de noeuds en contact du corps esclave. Concernant le corps maître, son champ de déplacement discrétisé $\boldsymbol{U}^{h(1)}$ est écrit comme suit :

$$\boldsymbol{U}_i^{h(2)} = \sum_{i=1}^{n_2} \boldsymbol{N}_i^{(2)} \boldsymbol{U}_i^{(2)} \qquad \text{en } \Gamma_C^{(2)} \tag{2.66}$$

avec $\boldsymbol{N}_i^{(2)}$ la fonction de forme à la surface de contact du corps maître ayant n_2 noeuds.

Les matrices de restriction des surfaces des corps esclave $\boldsymbol{P}$ et maître $\boldsymbol{Q}$ sont données :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{P}_{i,j} &= \int_{\Gamma_C^{(1)}} \boldsymbol{\Lambda}_i \boldsymbol{N}_j^{(1)} dS, \quad \text{avec } 1 \leq i \leq n_1 \text{ et } 1 \leq j \leq n_1 \\ \boldsymbol{Q}_{i,k} &= \int_{\Gamma_C^{(1)}} \boldsymbol{\Lambda}_i \boldsymbol{N}_k^{(2)} dS, \quad \text{avec } 1 \leq i \leq n_1 \text{ et } 1 \leq k \leq n_2 \end{aligned} \tag{2.67}$$

avec $\boldsymbol{N}^{(2)}$ la fonction de forme de la surface de contact du corps maître écrite sur la surface esclave par projection.

Pour une question de simplicité, on va considérer que tous degrés de liberté des noeuds des deux corps sont organisés en trois groupes. Les déplacements $\boldsymbol{U}_P$ et $\boldsymbol{U}_Q$ ne correspondent qu'aux déplacements des degrés de liberté des surfaces de contact des corps esclave et

maître, respectivement. Le déplacement de tous les autres degrés de liberté est noté $\boldsymbol{U}_O$. Si l'on écrit le vecteur des déplacements total comme $\boldsymbol{U} = [\boldsymbol{U}_O \;\; \boldsymbol{U}_P \;\; \boldsymbol{U}_Q]$, l'opérateur des restrictions $\boldsymbol{L}$ s'écrit :

$$\boldsymbol{L} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{P} & -\boldsymbol{Q} \end{bmatrix} \tag{2.68}$$

Donc la condition de collage en vitesse au contact des corps peut être écrite comme suit :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{L}\dot{\boldsymbol{U}} &= \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{P} & -\boldsymbol{Q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\boldsymbol{U}}_0 \\ \dot{\boldsymbol{U}}_P \\ \dot{\boldsymbol{U}}_Q \end{bmatrix} \\ &= \boldsymbol{P}\dot{\boldsymbol{U}}_P - \boldsymbol{Q}\dot{\boldsymbol{U}}_Q \\ &= \boldsymbol{0} \end{aligned} \tag{2.69}$$

2.6 Amortissement de Rayleigh et pas de temps de stabilité pour le schéma CD-Lagrange

L'amortissement adopté pour la simulation des structures sous séisme est l'amortissement de Rayleigh. En effet, pour les calculs dynamiques concernant des bâtiments réels, l'amortissement de Rayleigh est classiquement utilisé dans les bureaux d'études du fait de sa simplicité d'implémentation et de son efficacité à amortir les fréquences parasites, en particulier lorsque des phénomènes de contact sont pris en compte. Il est de plus facile à caler en choisissant un taux d'amortissement donné pour deux fréquences. L'amortissement des hautes fréquences nécessite que la matrice de viscosité de Rayleigh intègre un terme proportionnel à la matrice de raideur. En termes de temps de calcul, une matrice de Rayleigh dépendante de la matrice de raideur ne pénalise pas une approche d'intégration temporelle de type implicite. Autrement dit, le pas de temps choisi pour une analyse transitoire avec un schéma implicite n'est pas influencé par le choix de la matrice de Rayleigh puisque le schéma implicite est inconditionnellement stable. Le pas de temps adopté est alors le pas de temps permettant de décrire les phénomènes que l'on souhaite explorer, ce qui correspondrait ici à des pas de temps fins puisque l'objectif est de s'intéresser à la propagation des ondes hautes fréquences au travers des structures adjacentes au cours de l'entrechoquement. La situation est très différente lorsqu'on adopte une approche explicite avec un schéma des différences centrées ou CD-Lagrange pour prendre en compte le contact. Dans ce cas, la matrice de Rayleigh présentant un terme proportionnel à la raideur a pour conséquence de réduire le pas de temps de stabilité du schéma explicite et ainsi d'augmenter significativement les temps de calcul [10], [80]. Enfin, il est important de noter que l'amortissement de Rayleigh, même avec ce désavantage relatif à la réduction du pas de temps critique, reste très efficace pour filtrer les hautes fréquences parasites qui polluent la simulation. En particulier, dans les cas explorés dans ce travail impliquant des maillages détaillés et des algorithmes de contact basés sur les multiplicateurs de Lagrange, des fréquences parasites de fortes amplitudes sont générées nécessitant un filtrage afin d'étudier les fréquences d'intérêt du problème.

La matrice d'amortissement de Rayleigh, notée $\boldsymbol{C}$, s'exprime en fonction de la matrice de masse et de raideur :

$$\boldsymbol{C} = \alpha\boldsymbol{M} + \beta\boldsymbol{K} \tag{2.70}$$

avec $\boldsymbol{M}$ la matrice de masse et $\boldsymbol{K}$ la matrice de raideur.

Les coefficients α et β sont choisis de façon à introduire un certain taux d'amortissement ξ_1 et ξ_2 pour deux pulsations ω_1 et ω_2 selon les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_1} + \beta\omega_1\right) \\ \xi_2 &= \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_2} + \beta\omega_2\right) \end{aligned} \tag{2.71}$$

En considérant un même taux d'amortissement ξ pour les deux pulsations ω_1 et ω_2, le système précédent conduit à l'identification des coefficients α et β :

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1+\omega_2} \\ \beta &= \frac{2\xi}{\omega_1+\omega_2} \end{aligned} \tag{2.72}$$

La Figure 2.8 montre les courbes du taux d'amortissement en fonction des coefficients α et β ainsi que de la pulsation ω. La courbe bleue correspond au taux d'amortissement du terme proportionnel à la matrice de masse, la courbe orange au taux d'amortissement du terme proportionnel à la matrice de raideur et la courbe noire au taux d'amortissement total.

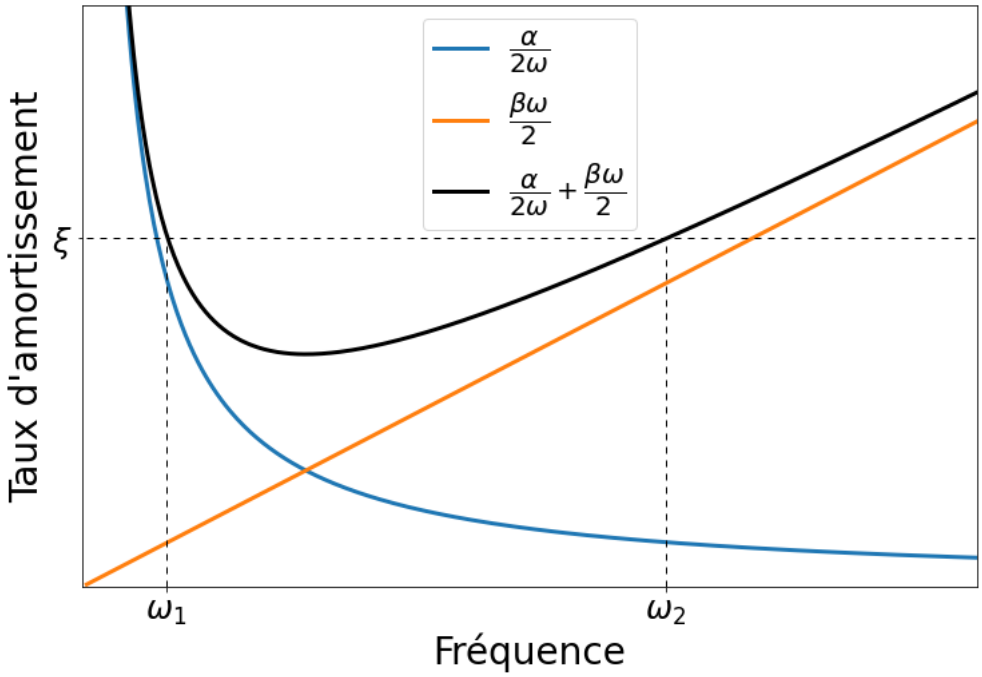


Figure 2.8: Taux d'amortissement en fonction des paramètres α et β et de la pulsation ω

Le pas de temps critique de la simulation est calculé de la façon suivante [10] :

$$\Delta t_{crit} = \frac{2}{\omega_{max}} \tag{2.73}$$

avec ω_{max} la pulsation maximale du modèle. Cette pulsation maximale peut être obtenue par la résolution du problème aux valeurs propres : $det(\mathbf{K}-\omega^2\mathbf{M}) = 0$. Il est important de noter que la solution du problème est très coûteuse pour des modèles fins. C'est pourquoi, en dynamique explicite, une borne supérieure est généralement préférée, calculée comme le rapport entre la longueur du plus petit élément contenu dans le maillage et la vitesse des ondes de traction-compression, correspondant aux ondes P. Cette règle est connue comme la condition CFL (Courant-Friedrichs-Lewy [26]). Pour les simulations dans les études des chapitres suivants, il est calculé un pas de temps critique plus précis en résolvant le problème aux valeurs propres pour les plus hautes fréquences et en calculant ainsi la pulsation maximale. Étant donné que le comportement matériau et géométrique est supposé linéaire (seule la non linéarité des contacts est prise en compte), ce calcul n'est effectué qu'en phase d'initialisation, avant la boucle temporelle sur les pas de temps explicites.

Avec l'amortissement de Rayleigh, le pas de temps critique pour le schéma d'intégration en temps explicite devient [10] :

$$\Delta t_{crit} = \frac{2}{\omega_{max}} \left(\sqrt{1+\xi_{max}^2} - \xi_{max} \right), \qquad \text{avec} \quad \xi_{max} = \frac{\alpha}{2\omega_{max}} + \frac{\beta\omega_{max}}{2} \tag{2.74}$$

2.7 Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de présenter les équations qui modélisent la réponse dynamique de corps déformables soumis à des efforts de contact, traités par le schéma CD-Lagrange. Les équations sous la forme forte sont tout d'abord présentées avec les conditions de contact de Hertz-Signorini-Moreau. La forme faible du problème nous permet d'introduire la discrétisation spatiale sous la forme d'un problème d'optimisation sous contraintes, imposées via des multiplicateurs de Lagrange sous le format vitesse-impulsion dans le schéma CD-Lagrange.

La discrétisation spatiale est réalisée via la méthode des éléments finis. La discrétisation temporelle du problème est faite par le schéma des différences centrées. Le chargement sismique est pris en compte par la technique des multiplicateurs de Lagrange, en imposant une condition de vitesse pour les noeuds à la base des structures. Le choix du schéma CD-Lagrange dans les simulations nous permet dans les chapitres suivants de prendre en compte de façon efficace les contacts provenant de l'entrechoquement entre les bâtiments. Les pas de temps de stabilité doivent être obtenus précisément pour tous calculs explicites. Les conséquences de l'introduction dans le schéma CD-Lagrange d'une matrice d'amortissement incluant une contribution de la matrice de raideur, sont soulignées en termes de réduction du pas de temps de stabilité.

Chapitre 3

Interaction Bâtiment-Bâtiment (IBB)

3.1 Introduction

L'entrechoquement entre des structures suite à un tremblement de terre est un phénomène à prendre en compte lorsque l'espacement entre les bâtiments n'est pas suffisant. Des observations post-sismiques ont identifié que l'entrechoquement peut conduire à un endommagement significatif voire même à l'effondrement des structures concernées [61]. Même dans les cas où les dommages structurels sont faibles, le fonctionnement des équipements mécaniques et électriques internes aux bâtiments peut être impacté du fait de l'entrechoquement [60]. Dans ce chapitre, des bâtiments de deux-étages, testés dynamiquement par Crozet *et al.* [28]–[30], sont modélisés afin de prédire les accélérations aux planchers dues aux entrechoquements et les confronter aux résultats expérimentaux. La validation de notre approche de modélisation vis-à-vis de l'expérience nous permettra de considérer des bâtiments à l'échelle réelle au sein du dernier chapitre de ce travail de thèse et d'étudier les spectres de réponse au niveau de l'ancrage des armoires électriques à l'intérieur de deux bâtiments.

Parmi les travaux expérimentaux réalisés sur l'entrechoquement, la majorité d'entre eux ont été réalisés sur des structures à l'échelle réduite. Chau *et al.* [20] réalisent des essais d'entrechoquement entre deux structures en acier avec des valeurs différentes de fréquences propres, de taux d'amortissement et de jeux entre les structures. L'entrechoquement réduit la réponse de la structure la plus souple et amplifie celle de la structure la plus rigide. Rezavandi *et al.* [92] conduisent des essais sur des portiques en acier à petite échelle soumis à une excitation harmonique et sismique. Des techniques de réduction de l'entrechoquement sont présentées comme l'augmentation du jeu, l'introduction d'un matériau absorbant ou d'une connexion rigide entre les portiques. Jankowski [53] montre que le coefficient de restitution dépend de la vitesse pré-impact ainsi que du matériau de la structure via des essais avec des boules constituées de matériaux différents.

Papadrakakis *et al.* [85] étudient les effets de l'entrechoquement entre deux structures en béton armé de 2 étages. Les essais montrent une amplification du déplacement maximal de la structure la plus rigide tandis que le déplacement de la structure la moins rigide a diminué. Les impacts génèrent des pics d'accélération de courte durée et grande amplitude qui atteignent six fois l'accélération maximale des cas sans entrechoquement. Filiatrault

et al. [40] réalisent des essais sur deux structures de 3 et 8 étages avec, respectivement, 1,5 et 4 mètres de hauteur. Cette étude confirme également l'amplification de l'accélération due aux pics générés par l'impact entre les structures pour la configuration d'impact dalle contre dalle. Des essais sur la configuration d'entrechoquement dalle contre colonne, très défavorable pour les structures, ont aussi été explorés.

Les travaux de Crozet *et al.* [28]–[30] portent sur les tests dynamiques et la simulation de structures s'entrechoquant au niveau de leurs dalles. La richesse de l'instrumentation et des résultats issus de cette campagne d'essais a permis d'établir une base de données expérimentales employée dans ce travail. Cette campagne expérimentale a été réalisée sur la table vibrante AZALEE du Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Renouvelables (CEA Saclay). Parmi le grand nombre de configurations explorées dans cette campagne, nous nous intéressons à l'entrechoquement induit par différentes excitations sismiques entre deux structures mixtes acier-béton de deux étages. La Figure 3.1 montre la configuration des deux structures. La Structure 1 est moins rigide (poteaux en acier de profil HEA100) et plus lourde (9200 Kg) tandis que la Structure 2 est plus rigide (poteaux en acier de profil HEA140) et plus légère (7000 Kg). Les espacements prospectés entre les deux structures sont de 5 cm, 2 cm et 0 cm. Néanmoins, quelques millimètres de différence entre les faces parallèles des dalles en vis-à-vis, ont été notés après le montage de la maquette. Ce point, essentiel pour reproduire les phénomènes hautes fréquences provenant de l'entrechoquement, sera présent tout au long de ce chapitre.

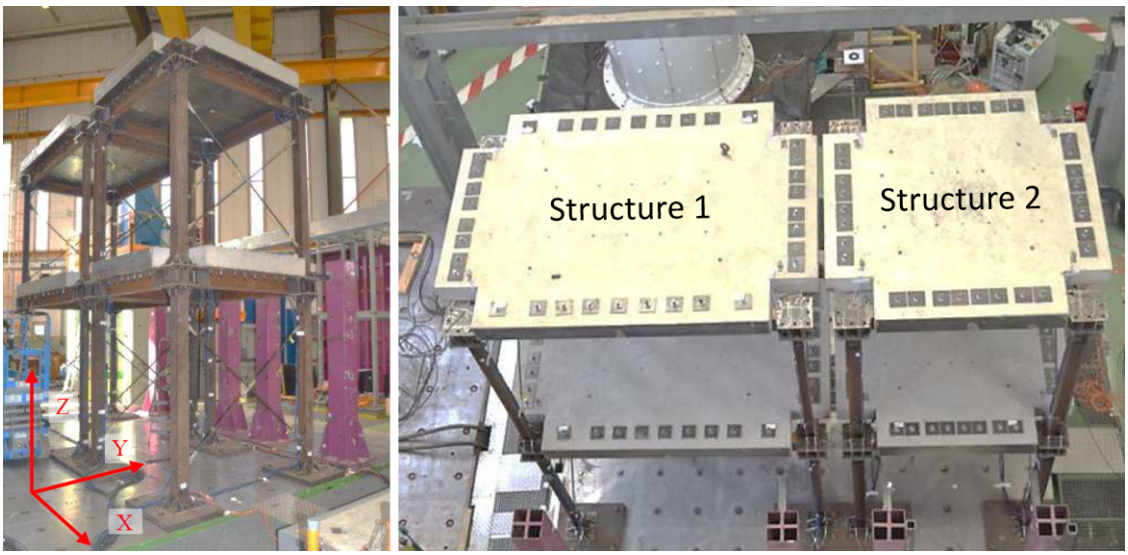


Figure 3.1: Configuration des structures mixtes acier-béton testées sur la table vibrante AZALEE

L'entrechoquement entre des structures est classiquement modélisé via des modèles simplifiés de type masse-ressort avec un nombre réduit de degrés de liberté (SDOF : *Single Degree Of Freedom*) ou des modèles un peu plus complexes incorporant un certain nombre de degrés de liberté (MDOF : *Multi Degree Of Freedom*). Dans les références [20], [53], [92], les auteurs utilisent des systèmes SDOF pour représenter le problème. Dans [20], [53], le modèle d'impact utilise le modèle d'Hertz [44] et dans [92], les auteurs utilisent un élément linéaire pour l'impact. Papadrakakis *et al.* ont utilisé un système MDOF un peu plus complexe, incluant des dalles rigides, avec un contact géré par des multiplicateurs de Lagrange [85]. Filiatrault *et al.* ont utilisé un système MDOF et un

élément linéaire pour le contact [40]. Langlade *et al.* [69] mettent en place un modèle MDOF avec des éléments de type poutre et une gestion numérique du contact empruntée à la dynamique irrégulière [2] pour la simulation des tests de la campagne expérimentale de Crozet *et al.* [29], et plus généralement pour l'analyse de risque.

Bien que les approches simplifiées avec des modèles SDOF ou des modèles MDOF peu complexes permettent de dégager les paramètres essentiels de l'entrechoquement, elles ne permettent pas de modéliser les modes de vibration supérieurs des bâtiments, comme des modes de dalle qui peuvent être significativement amplifiés par l'entrechoquement [29], [67]. Crozet *et al.* [29] proposent un modèle full-FEM 3D avec les poutres et poteaux représentés par des éléments finis de type poutre, avec des dalles modélisées avec des éléments finis de type coque et un contact imposé par la méthode de pénalité. Le modèle mis en place permet de reproduire le spectre de réponse des deux étages des deux structures. Ambiel *et al.* [67] crée un modèle full-FEM 3D avec une intégration temporelle des équations du mouvement qui suit le schéma CD-Lagrange, caractérisé par une intégration explicite en temps et l'imposition de l'impact/contact via des multiplicateurs de Lagrange.

Le modèle CD-Lagrange proposé dans ce travail permet de reproduire finement les spectres de réponse issus de l'expérience. Cette approche a aussi l'avantage de ne pas avoir de paramètres à calibrer pour le contact, comme la raideur et l'amortissement, qui vont influencer l'intensité du contact ainsi que sa durée. De plus, Jankowski *et al.* [53] montrent dans leurs essais que le contact dépend aussi de la vitesse pré-impact, ce qui complique encore davantage la procédure de calibration des paramètres. Cette dépendance de la vitesse pré-impact a également été constatée par Crozet *et al.* [28]. Enfin, le schéma CD-Lagrange adopté dans ce travail s'est avéré robuste vis-à-vis de la finesse de maillage et de la taille des pas de temps pour la prédiction des grandeurs d'intérêt dans le problème d'entrechoquement.

3.2 Modèle numérique

La Figure 3.2 montre les Structures 1 (à gauche) et 2 (à droite) ainsi que le repère (X, Y, Z), l'axe X correspondant à la direction où les impacts ont lieu.

A partir de cette géométrie, deux modèles sont créés à l'aide du logiciel Cast3m [18]. Dans le premier modèle, appelé Modèle A dans la suite, les dalles des structures sont représentées par des éléments finis 3D hexaédriques alors que dans le deuxième modèle, appelé Modèle B dans la suite, les dalles sont représentées par des éléments coques.

3.2.1 Modèle A

Géométrie

Comme les poutres et poteaux sont représentés par des éléments 1D, la géométrie ne peut pas être parfaitement reproduite (principalement du fait des poutres). Quelques choix de modélisation ont donc été nécessaires pour représenter les deux structures à l'aide d'éléments finis de type poutre, barre, coque ou hexaédrique. Les Figures 3.3 et 3.4 montrent la distance entre les Structures 1 et 2 dans les plans (X, Z) et (Y, Z), respectivement.

Les parties rouges aux coins des structures représentent les joints, modélisés par des éléments de type poutre, dont les paramètres sont calés afin de reproduire les fréquences

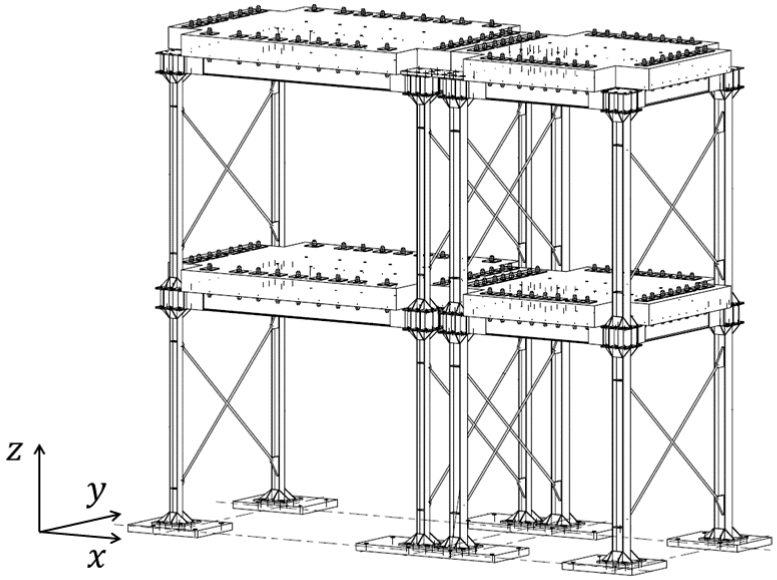


Figure 3.2: Les deux structures testées lors des tests IBB

propres des deux structures mesurées au cours des tests IBB (voir sous-section 3.2.1). La longueur des éléments joints est égale à $0,19\,m$.

Matériaux et caractéristiques géométriques

Les structures comportent quatre composantes :

- dalles,
- barres de contreventement,
- poutres et poteaux,
- joints.

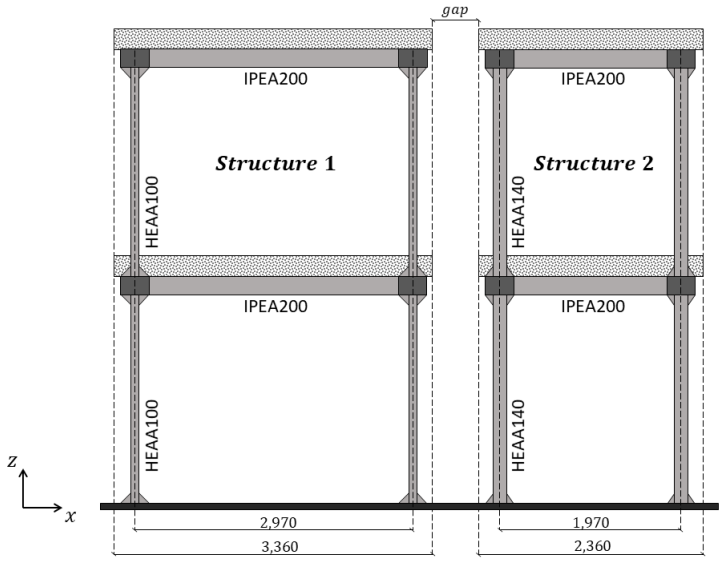
Pour chacune de ces composantes, les caractéristiques des matériaux et la géométrie sont données dans la suite.

D'après la note technique [27], le béton est de type $C35/45$ avec une résistance à la compression $f_{ck} = 35\,MPa$. Pour avoir le module de Young du béton, on calcule d'abord la résistance moyenne à la compression du béton f_{cm}:

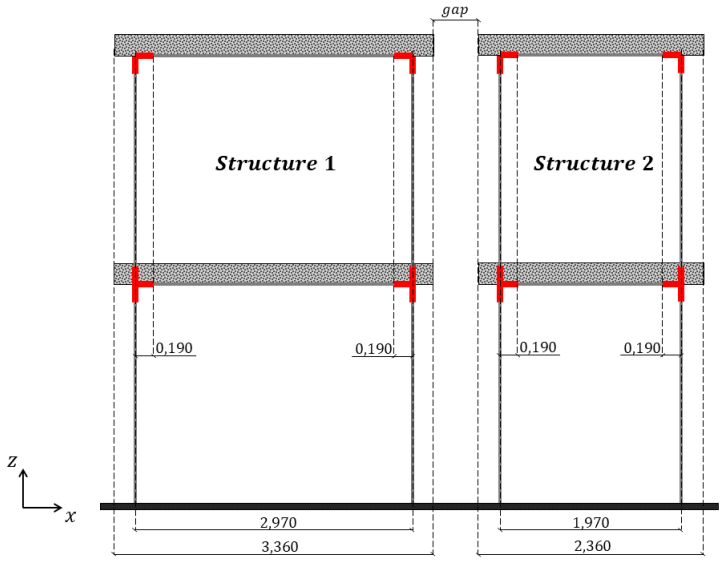
$$\begin{aligned} f_{cm} &= f_{ck} + 8 \\ \Rightarrow \quad f_{cm} &= 43\,MPa \end{aligned} \tag{3.1}$$

On en déduit le module d'élasticité moyen du béton:

$$\begin{aligned} E_{cm} &= 22000\left(\tfrac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \\ \Rightarrow \quad E_{cm} &= 34\,GPa \end{aligned} \tag{3.2}$$



(a)



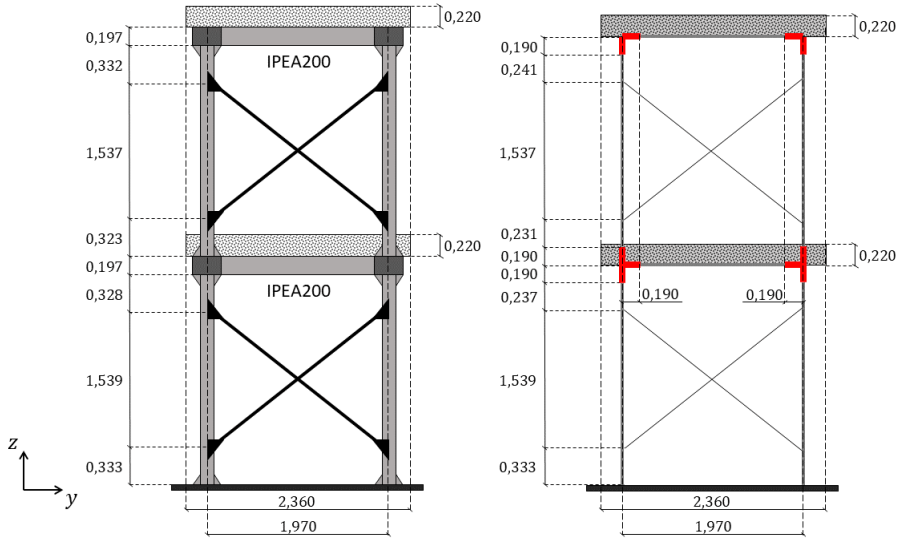
(b)

Figure 3.3: Géométrie : (a) de la maquette expérimentale; (b) du modèle dans le plan (X,Z)

La masse volumique des deux dalles est déterminée de façon à obtenir le poids total de chaque structure. Le coefficient de Poisson pour le béton armé vaut $0,2$. Les valeurs des paramètres du béton des dalles des Structures 1 et 2 figurent dans le Tableau 3.1.

Les dalles, notées dans le Tableau 3.1 Dalles_str1 et Dalles_str2, sont les dalles de la Structure 1 et 2, respectivement. Les caractéristiques matérielles sont notées YOUN, NU et RHO pour le module de Young, le coefficient de Poisson et la masse volumique du béton armé, respectivement.

Les barres de contreventement sont des barres de Saint-André en acier pour rigidifier les structures dans la direction Y, perpendiculaire à la direction des impacts, et éviter l'amplification des mouvements de torsion des structures. Le module de Young et le



(a) (b)

Figure 3.4: Géométrie : (a) de la maquette expérimentale; (b) du modèle dans le plan (Y,Z)

Table 3.1: Caractéristiques géométriques et propriétés matériaux des dalles en béton armé

	YOUN	RHO	NU
	$[GPa]$	$[kg/m^3]$	$[-]$
Dalles_str1	$34,0$	$2615,0$	$0,2$
Dalles_str2	$34,0$	$2840,0$	$0,2$

coefficient de Poisson ainsi que la masse volumique sont ceux de l'acier, donnés dans le Tableau 3.2. La section de la barre (SECT) a été modifiée pour caler les fréquences propres des structures. Dans le Tableau 3.2, les barres des structures 1 et 2 sont nommées Barres_str1 et Barres_str2.

Table 3.2: Caractéristiques géométriques et propriétés géométriques et matérielles des barres de contreventement

	SECT	YOUN	RHO	NU
	$[cm^2]$	$[GPa]$	$[kg/m^3]$	$[-]$
Barres_str1	$2,80$	210	7800	$0,3$
Barres_str2	$2,65$	210	7800	$0,3$

Les poutres des deux structures sont identiques, correspondant à des profilés métalliques de type IPEA200. Les poutres de la Structure 1 sont des profilés HEAA100 tandis que ceux de la Structure 2 sont des profilés HEAA140, comme montrés dans les

Figures 3.3(a) et 3.4(a)). Les caractéristiques des profilés en acier des poutres et poteaux sont données dans le Tableau 3.3.

Table 3.3: Caractéristiques géométriques et propriétés matérielles des poutres et poteaux (INRY, INRZ et TORS désignent les moments d'inertie des poutres/poteaux dans leur repère local à l'élément POUTRE)

	SECT	INRY	INRZ	TORS	YOUN	RHO	NU
	$[cm^2]$	$[cm^4]$	$[cm^4]$	$[cm^4]$	$[GPa]$	$[kg/m^3]$	$[-]$
IPEA200	$2,347$	$1590,00$	$117,00$	$4,11$	210	$0,3$	7800
HEAA100	$1,560$	$236,50$	$92,10$	$2,51$	210	$0,3$	7800
HEAA140	$2,300$	$7195,00$	$274,80$	$3,54$	210	$0,3$	7800

Les joints, représentées en rouge sur les Figures 3.3(b) et 3.4(b), sont modélisés par des éléments de type poutres, en ajustant les propriétés géométriques et matérielles de façon à ce que les fréquences propres des structures soient les plus près possibles de celles calculées expérimentalement. Il y a trois différents types de joints dans chaque structure : les joints dans la direction X (JNT_X), les joints dans la direction Y (JNT_Y) et les joints dans la direction Z (JNT_Z). Les notations JNT_X1, JNT_Y1 et JNT_Z1 désignent les joints de la Structure 1 tandis ques les notations JNT_X2, JNT_Y2 et JNT_Z2 sont relatives à la Structure 2. Les paramètres des joints sont reportés dans le Tableau 3.4.

Table 3.4: Caractéristiques géométriques et propriétés matérielles des joints

	SECT	INRY	INRZ	TORS	YOUN	RHO	NU
	$[cm^2]$	$[cm^4]$	$[cm^4]$	$[cm^4]$	$[GPa]$	$[-]$	$[Kg/m^3]$
JNT_X1	5	1900	1900	1900	210	10000	$0,3$
JNT_Y1	5	1000	1000	1000	210	10000	$0,3$
JNT_Z1	5	540	420	600	210	10000	$0,3$
JNT_X2	5	1500	1500	1500	210	10000	$0,3$
JNT_Y2	5	1500	1500	1500	210	10000	$0,3$
JNT_Z2	5	950	700	1000	210	10000	$0,3$

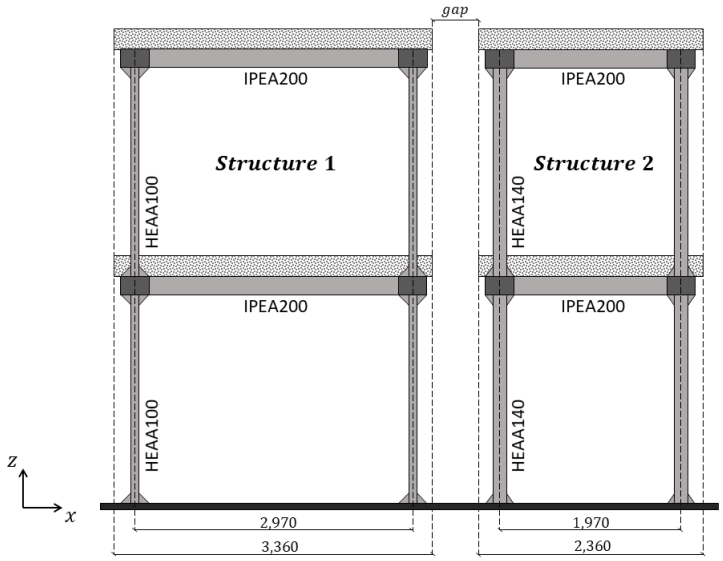
Dans le Tableau 3.4, le module de Young et le coefficient de Poisson des joints sont ceux de l'acier. Par contre la masse volumique a été augmentée de façon à ce que les joints ne fassent pas chuter le pas de temps de stabilité du schéma explicite.

3.2.2 Modèle B

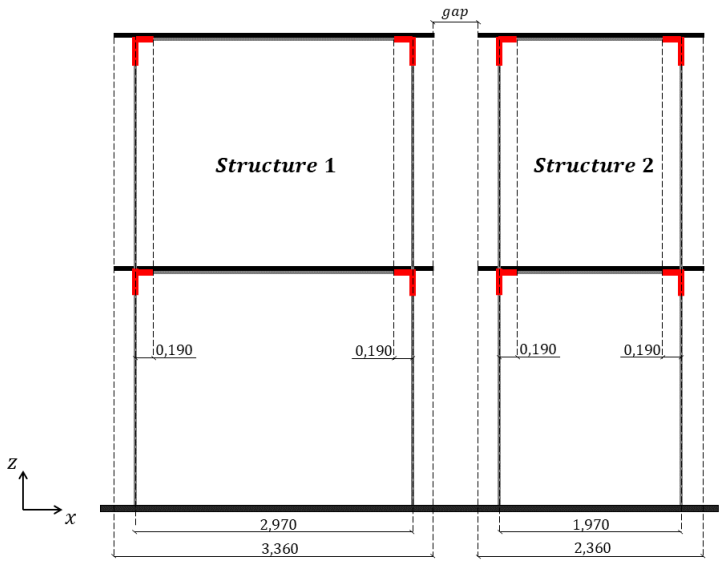
Géométrie

De même que pour le modèle IBB précédent, le modèle avec des EFs de type coque induit des simplifications géométriques pour la modélisation éléments finis.

Les poteaux et poutres sont modélisés selon leur fibre moyenne, avec des éléments de type poutre, et la dalle selon son plan moyen, avec des éléments de type coque. Les Figures 3.5 et 3.6 montrent la distance entre les Structures 1 et 2 dans les plans (X, Z) et (Y, Z), respectivement.



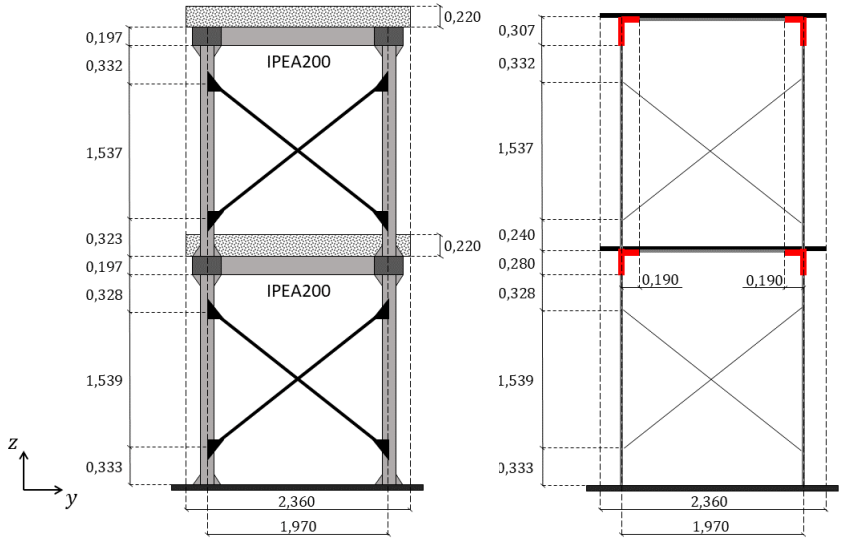
(a)



(b)

Figure 3.5: Géométrie : (a) de la maquette expérimentale ; (b) du modèle dans le plan (X,Z)

Comme pour le Modèle A, les parties rouges sont les joints dont les paramètres sont explicités dans la suite (voir section 3.2.2). Pour le cas de la dalle modélisée par des éléments de type coque, la longueur selon l'axe Z des joints est de $0,28$ m au lieu de $0,19$ m dans le cas du Modèle A, comme montré dans la Figure 3.3. Dans les autres directions, X et Y, la longueur des joints reste égale à 0.19 m.



(a) (b)

Figure 3.6: Géométrie: (a) de la maquette expérimentale; (b) du modèle dans le plan (Y,Z)

Matériaux et caractéristiques géométriques

De même que dans la section précédente, les structures sont constituées de quatre groupes d'éléments qui modélisent les dalles, les barres de contreventement, les poutres/poteaux et les joints.

La raideur et le coefficient de Poisson des dalles restent inchangés par rapport au Modèle A, par contre la masse volumique est légèrement modifiée pour retrouver la masse totale des deux structures. L'épaisseur relative aux éléments coques qui représentent la dalle est de $0,22\,m$. Le Tableau 3.5 donne les paramètres du béton armé de la dalle pour ce modèle.

Table 3.5: Caractéristiques géométriques et propriétés des dalles

	YOUN	RHO	NU
	$[GPa]$	$[kg/m^3]$	$[-]$
Dalles_str1	34	2570	$0,2$
Dalles_str2	34	2770	$0,2$

Pour les éléments de contreventement, les caractéristiques géométriques et matérielles sont reportées dans le Tableau 3.6. Le module de Young et le coefficient de Poisson ainsi que la masse volumique sont ceux de l'acier. Le seul changement qui a été fait concerne l'aire de la section transversale.

Les caractéristiques des poutres et poteaux restent inchangées par rapport au Modèle A précédent : les paramètres utilisés sont synthétisés dans le Tableau 3.3.

On conserve la façon d'identifier les joints, c'est-à-dire JNT_X1, JNT_Y1 et JNT_Z1

Table 3.6: Caractéristiques géométriques et propriétés matérielles des barres de contreventement

	SECT	YOUN	RHO	NU
	$[cm^2]$	$[GPa]$	$[Kg/m^3]$	$[-]$
Barres_str1	$3,4$	210	7800	$0,3$
Barres_str2	$3,2$	210	7800	$0,3$

pour les joints de la Structure 1 et JNT_X2, JNT_Y2 et JNT_Z2 les joints de la Structure 2. Les paramètres des joints pour ce modèle sont donnés dans le Tableau 3.7.

Table 3.7: Caractéristiques géométriques et propriétés des joints

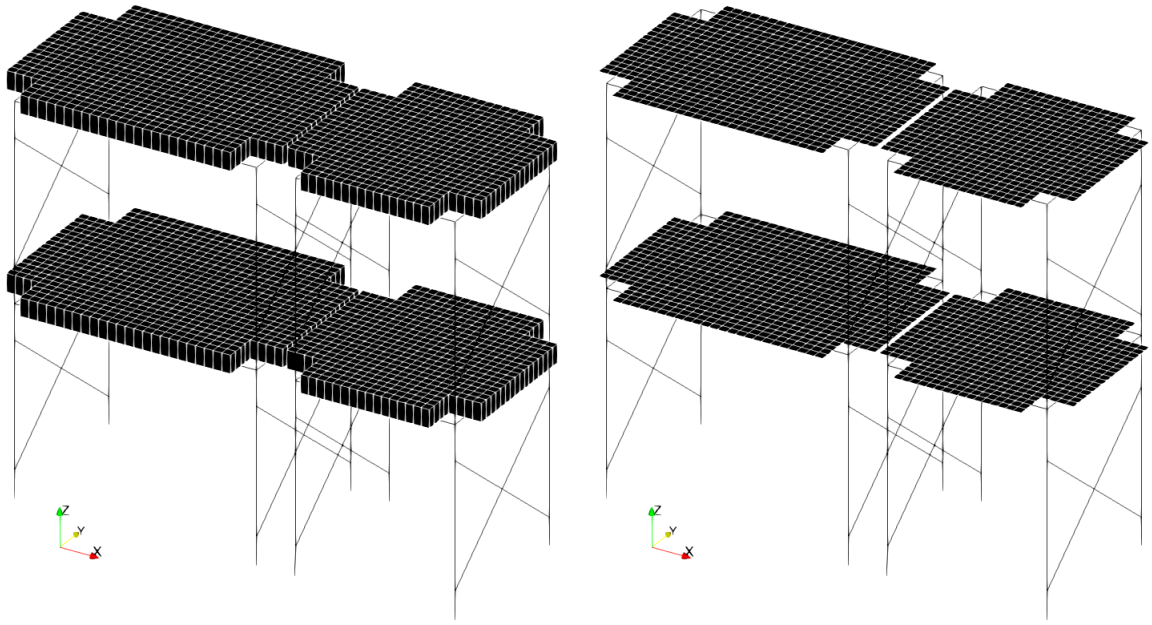
	SECT	INRY	INRZ	TORS	YOUN	NU	RHO
	$[cm^2]$	$[cm^4]$	$[cm^4]$	$[cm^4]$	$[GPa]$	$[Kg/m^3]$	$[-]$
JNT_X1	5	3000	3000	3000	210	$0,3$	15000
JNT_Y1	5	3000	3000	3000	210	$0,3$	15000
JNT_Z1	5	2000	2000	2000	210	$0,3$	15000
JNT_X2	5	5000	5000	5000	210	$0,3$	15000
JNT_Y2	5	3000	3000	3000	210	$0,3$	15000
JNT_Z2	5	1500	1350	1500	210	$0,3$	15000

3.2.3 Maillage des modèles

Pour la bonne représentation des fréquences propres des structures, il est important de s'assurer que la taille des éléments finis soit suffisamment petite. Les analyses considèrent des spectres de pseudo-accélération jusqu'à la fréquence $f_{max} = 400$ Hz. La vitesse des ondes de traction-compression, dites ondes P, est donnée par : $c_p = \sqrt{(\lambda + 2\mu)/\rho}$ avec λ et μ les coefficients de Lamé. Pour les paramètres matériaux utilisés pour la dalle en béton armé, on obtient une vitesse des ondes $c_p \approx 3300m/s$. La longueur d'onde la plus petite, notée λ_{min}, est estimé par : $\lambda_{min} = c_p/f_{max}$, ce qui donne une longueur d'onde minimale $\lambda_{min} \approx 11m$. Pour représenter la propagation des ondes, il est conseillé d'avoir au moins 10 éléments dans la longueur d'onde minimale [112]. Dans le cas présent, pour la dalle en béton armé, cela correspond à des éléments finis de taille maximale $1,1$ mètres.

Les maillages des structures pour les deux Modèles A et B sont montrés dans la Figure 3.7. Les éléments finis de la dalle des deux modèles ont une taille approximative de 12 cm dans les deux directions du plan de la dalle. Dans le Modèle A, il n'y a qu'un seul élément dans l'épaisseur. Une analyse de convergence des résultats en termes de spectre de pseudo-accélération a montré que ce maillage relativement grossier était suffisant. Dans le Modèle A, les Structures 1 et 2 comportent un total de 10260 et 7764 degrés de liberté, respectivement. Pour le Modèle B, les Structures 1 et 2 comportent un total de 9732 and

7332 degrés de liberté, respectivement. Comme représenté dans la Figure 3.7, la direction principale est la direction X, relative à l'entrechoquement entre les deux bâtiments, la direction transversale est selon l'axe Y et l'axe vertical est l'axe Z.



(a) Modèle A (b) Modèle B

Figure 3.7: Maillages des Structures 1 et 2 pour les Modèles A et B

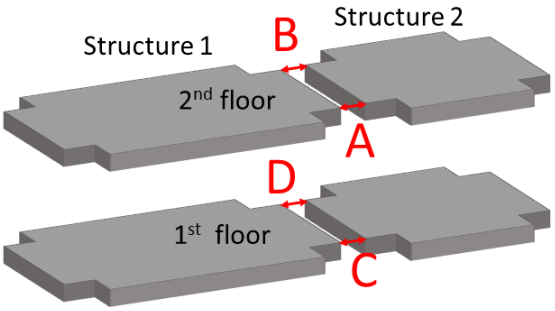
3.2.4 Asymétrie entre les faces impactées des dalles

Les faces des dalles en béton armé concernées par l'entrechoquement ne sont pas strictement parallèles dans leur configuration initiale [28]. Ce détail géométrique revêt une grande importance dans les résultats des tests d'entrechoquement car ces légères asymétries amplifient l'entrechoquement excentrique et les modes de rotations induits. Les test IBB incluent trois configurations initiales différentes, définies par l'espacement entre les structures, noté dans la suite par *gap*. Pour les trois configurations, $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$, les distances entre les points extrêmes des faces des dalles qui s'entrechoquent ont été mesurées, comme illustrées dans la Figure 3.8. Les distances mesurées sont synthétisées dans le Tableau accompagnant la Figure 3.8.

Dans la suite, les effets de ces asymétries sont investigués en comparant systématiquement les résultats numériques et expérimentaux, pour les modèles sans asymétrie et les modèles prenant en compte ces asymétries.

3.3 Analyse modale

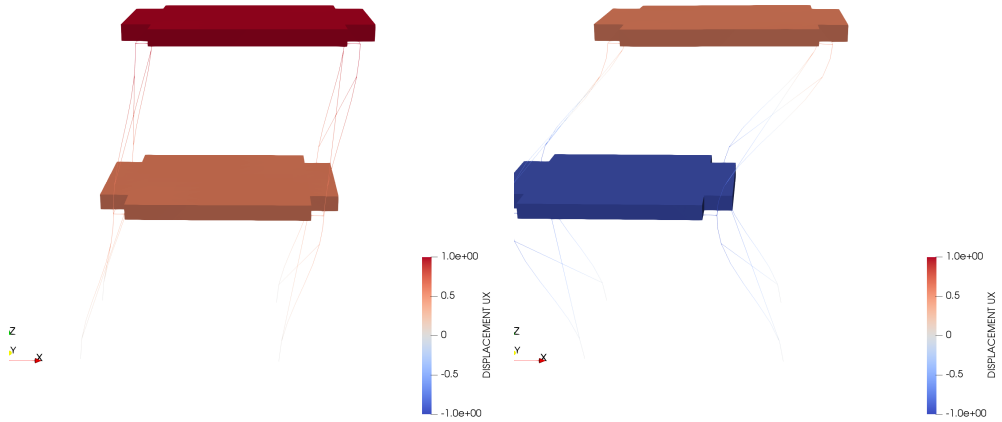
Pour le calage des modèles A et B vis-à-vis des fréquences propres expérimentales, les paramètres d'ajustement sont les raideurs des joints et l'aire de la section transversale des barres de contreventement. L'analyse modale est faite à l'aide du logiciel Cast3m [18].



	gap = 5cm	gap = 2cm	gap = 0cm
A (cm)	5.5	2.5	0.0
B (cm)	5.0	2.0	0.7
C (cm)	4.7	1.9	1.7
D (cm)	5.0	2.1	1.6

Figure 3.8: Distances entre les structures mesurées aux coins des dalles pour chaque configuration

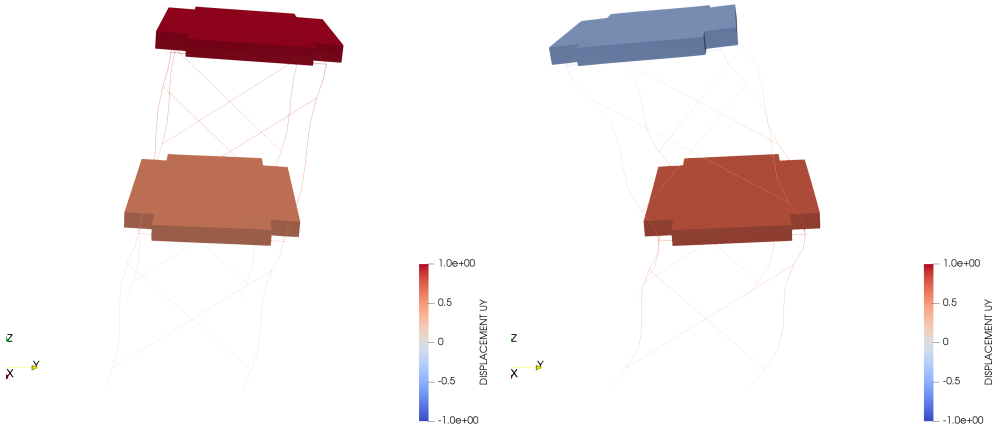
Les deux premiers modes de vibration dans chaque direction, pour chaque structure, sont décrits dans la suite.
Les modes de vibration sont donnés pour la Structure 1 du Modèle A. La Figure 3.9 montre les deux premiers modes de flexion longitudinale, dans la direction X, c'est-à-dire la direction principale. La Figure 3.10 montre les deux premiers modes propres dans la direction Y (direction transversale), correspondant à la flexion transversale. Enfin, la Figure 3.11 montre les deux premiers modes propres de rotation, autour de l'axe Z.
Les modes de la Structure 2 pour le Modèle A sont très semblables et ne sont pas donnés dans le manuscrit, de même que les modes obtenus pour le Modèle B qui sont quasiment identiques au Modèle A.



(a) UX $f = 2.08\ Hz$ (b) UX $f = 5.63\ Hz$

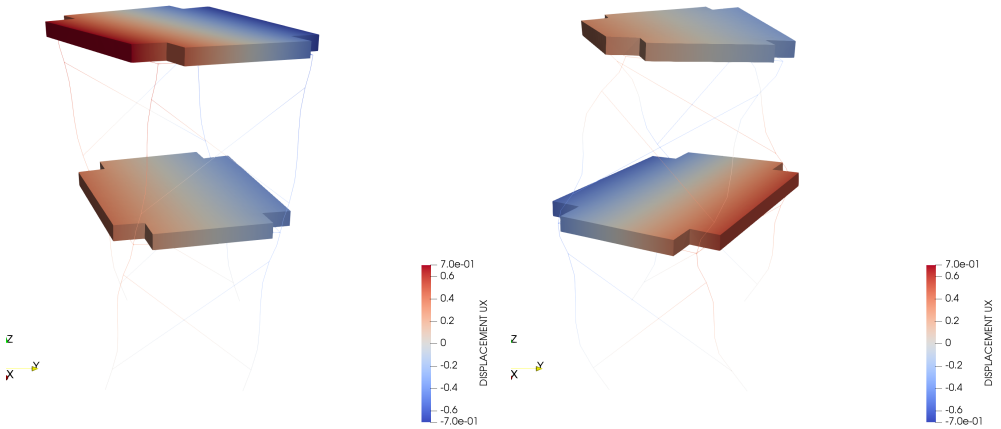
Figure 3.9: Modes propres de la Structure 1 dans la direction X (Modèle A)

Le Tableau 3.8 permet de comparer les fréquences propres du Modèle A avec l'expérience. Dans ce tableau, on distingue les résultats du modèle "numérique initial" du "numérique modifié" : pour le modèle "numérique initial", les joints ont les mêmes propriétés matérielles que les poutres (JNT_X et JNT_Y) et les poteaux (JNT_Z) tandis que pour le modèle "numérique modifié", les propriétés des joints ont été calées et correspondent aux valeurs données dans le Tableau 3.4. Après calage, on peut constater que les fréquences propres du Modèle A sont en très bon accord avec l'expérience.



(a) UX $f = 2.08\ Hz$ (b) UX $f = 5.63\ Hz$

Figure 3.10: Modes propres de la Structure 1 dans la direction Y (Modèle A)



(a) UX $f = 2.08\ Hz$ (b) UX $f = 5.63\ Hz$

Figure 3.11: Modes propres de la Structure 1 autour de l'axe Z (Modèle A)

De même, le Tableau 3.9 compare les fréquences propres du Modèle B, dans ses versions initiale et modifiée (paramètres ajustés dans le Tableau 3.7), avec l'expérience. De nouveau, on constate que l'accord entre les fréquences du Modèle B et les fréquences mesurées sur la table vibrante est très satisfaisant.

3.4 Amortissement et pas de temps de stabilité

Les tests au marteau de choc réalisés au cours des essais IBB ont permis d'identifier un taux d'amortissement de $0,5\%$ et $1,0\%$ pour les premiers modes de vibration et pour les deux structures. Des modes hautes fréquences artificiels sont présents dans le modèle du fait de la discrétisation spatiale. Ces modes peuvent êtres amplifiés par les impacts qui se produisent au cours de la simulation. Il est donc nécessaire d'amortir ces hautes fréquences parasites en prévoyant un amortissement qui filtre les hautes fréquences, comme l'amortissement de Rayleigh qui est mis en œuvre dans les simulations présentées dans ce

Table 3.8: Comparaison numérique/expérience des fréquences propres du Modèle A

		Direction principale		Direction transversale		Autour de l'axe Z	
Structure 1	Numérique initial	1,9	5,0	5,7	15,7	7,9	21,0
	Numérique modifié	2,1	5,6	6,3	18,5	8,6	24,4
	Expérimental	2,1	5,6	6,1	17,5	8,6	24,4
Structure 2	Numérique initial	3,6	9,9	8,4	23,5	10,2	27,5
	Numérique modifié	3,7	10,3	8,5	24,4	10,2	28,2
	Expérimental	3,7	10,3	8,2	25,2	10,2	28

Table 3.9: Comparaison numérique/expérience des fréquences propres du Modèle B

		Direction principale		Direction transversale		Autour de l'axe Z	
Structure 1	Numérique initial	1,8	4,8	4,7	12,7	6,4	17,0
	Numérique modifié	2,1	5,6	6,4	18,4	8,6	24,3
	Expérimental	2,1	5,6	6,1	17,5	8,6	24,4
Structure 2	Numérique initial	3,4	9,5	7,4	20,3	8,9	24,0
	Numérique modifié	3,7	10,3	8,5	24,3	10,2	28,0
	Expérimental	3,7	10,3	8,2	25,2	10,2	28

travail.

Dans le contexte du problème étudié, l'avantage de cet amortissement est d'amortir efficacement les très hautes fréquences, en choisissant des paramètres adéquats. En revanche, l'amortissement de Rayleigh, avec un terme proportionnel à la matrice de raideur, et introduit dans un schéma explicite des différences centrées au demi-pas de temps, a pour conséquence de réduire le pas de temps de stabilité [80]. Plus de détails ont été donnés dans la section 2.6.

La valeur du taux d'amortissement ξ adoptée pour l'ensemble des simulations présentées dans ce rapport, est donnée pour les deux structures dans le Tableau 3.10.

Table 3.10: Taux d'amortissement ξ pour les pulsations ω_1 et ω_2 de l'amortissement de Rayleigh

	ξ (%)	$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi}$ (Hz)	$f_2 = \frac{\omega_2}{2\pi}$ (Hz)
Structure 1	$0,6$	$2,1$	200
Structure 2	$0,6$	$3,7$	200

Les critères de choix pour les paramètres adoptés dans le Tableau 3.10 sont :

1. La pulsation ω_1 pour chacune des deux structures correspond au mode fondamental

2. Comme le fait d'avoir dans la matrice de Rayleigh un terme dépendant de la matrice de raideur ($C = \alpha M + \beta K$) fait chuter le pas de temps de stabilité du schéma des différences centrées, le coefficient β ne doit pas être trop grand pour ne pas trop réduire le pas de temps de stabilité. Il y a un compromis à trouver entre le pas de temps et l'amortissement des hautes fréquences : la fréquence f_2, pour les deux structures, a été fixée à 200 Hz

3. Après avoir fixé les fréquences f_1 et f_2, le taux d'amortissement ξ a été choisi de façon à ce que les courbes numérique et expérimentale soient le plus proche possible avant le premier impact. Un premier cas a été considéré qui nous a permis d'identifier un taux d'amortissement $\xi = 0,6\%$. Ce taux d'amortissement a été utilisé pour tous les autres cas.

Le taux d'amortissement ξ et les fréquences f_1 et f_2 étant calées pour les deux structures, les coefficients α_1, β_1 de la Structure 1 et α_2, β_2 de la Structure 2 sont donnés dans le Tableau 3.11.

Table 3.11: Coefficients α et β définissant l'amortissement de Rayleigh pour les Structures 1 et 2

	α	β
Structure 1	$0,1567$	$9,4501 \times 10^{-6}$
Structure 2	$0,2739$	$9,3758 \times 10^{-6}$

Table 3.12: Pas de temps utilisé pour chaque modèle

	Modèle A		Modèle B	
	Str 1	Str 2	Str 1	Str 2
pas de temps (sans Rayleigh)	$6,44 \times 10^{-6}$ s	6.44×10^{-6} s	$1,19 \times 10^{-5}$ s	$1,10 \times 10^{-6}$ s
pas de temps (avec Rayleigh)	$1,99 \times 10^{-6}$ s	$2,00 \times 10^{-6}$ s	$5,76 \times 10^{-6}$ s	$5,10 \times 10^{-6}$ s
Ratio	0.308	0.311	0.483	0.462

La Figure 3.12 montre le taux d'amortissement utilisé en fonction de la fréquence pour les Structures 1 et 2. La courbe bleue correspond au taux d'amortissement de la Structure 1 et la courbe orange au taux d'amortissement de la Structure 2.

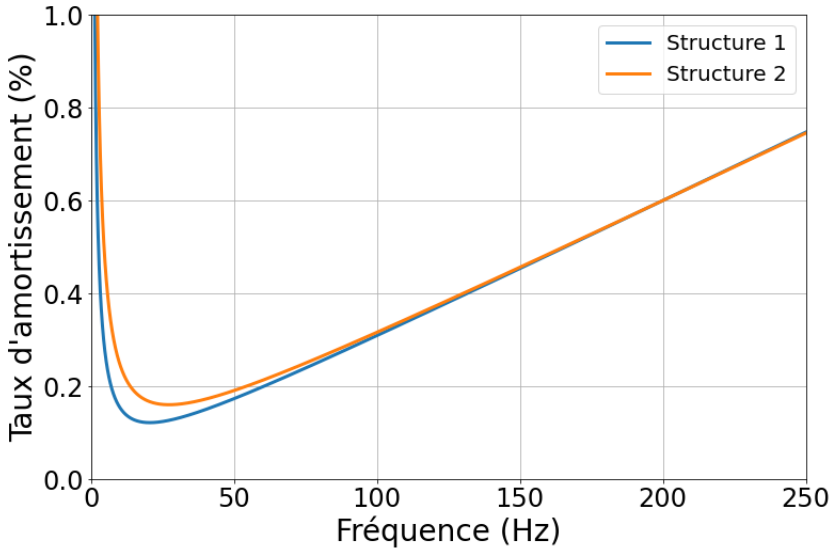


Figure 3.12: Taux d'amortissement utilisé en fonction de la fréquence pour les deux structures

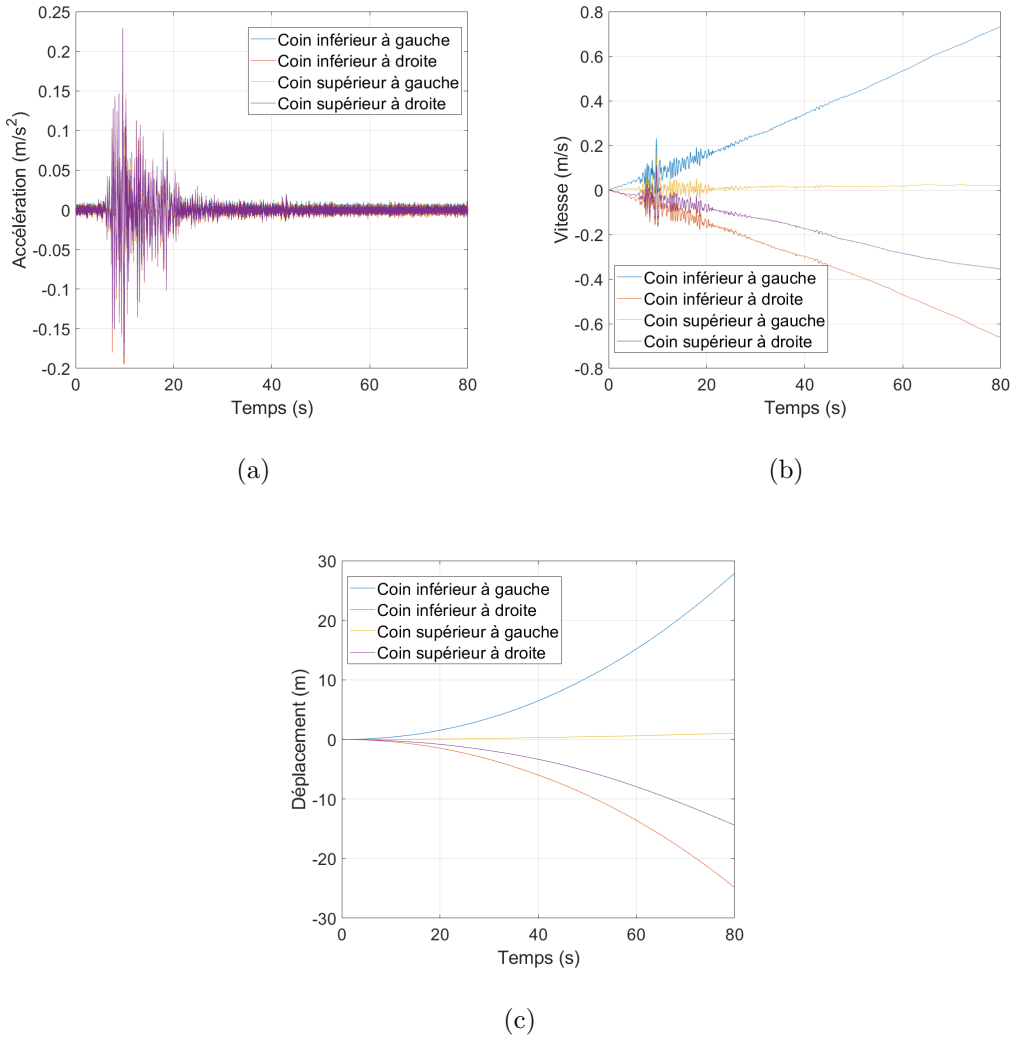
Le pas de temps de stabilité des Structures 1 et 2, pour les modèles A et B, est donné dans le Tableau 3.12. Le pas de temps critique avant et après la considération de l'amortissement de Rayleigh sont calculés à partir des Eqs. (2.73 et 2.74), respectivement.

Le pas de temps le plus petit entre les deux structures de chaque modèle est pris en compte pour le calcul temporel explicite d'entrechoquement : le pas de temps pour le Modèle A est de $\Delta t = 1,99 \times 10^{-6} s$ et pour le Modèle B $\Delta t = 5,10 \times 10^{-6} s$. Comme souligné dans le Tableau 3.12, l'introduction d'un amortissement de Rayleigh pour les hautes fréquences, c'est-à-dire prenant en compte une contribution de la matrice de raideur, induit une réduction importante du pas de temps de stabilité par rapport au cas sans amortissement : pour le Modèle A, le pas de temps est réduit de près de 70%

tandis que celui du Modèle B est réduit d'un peu plus que 50%.

3.5 Excitation sismique

Lors de la campagne expérimentale IBB, des accéléromètres aux quatre coins de la table vibrante AZALEE ont été installés pour enregistrer les accélérations appliquées à la table. Les accélérations aux pieds des structures sont obtenues par interpolation des accélérations aux coins de la table. La Figure 3.13 montre les données brutes, sans traitement, de l'accélération, de la vitesse et du déplacement aux quatre coins de la table. Les vitesses et déplacements sont obtenus par intégration et double intégration dans le temps du signal de l'accélération. L'accélération prise comme exemple dans la Figure 3.13 est celle de Kobe, avec un niveau d'accélération (PGA *Peak Ground Acceleration*) de 0,2g.



(a) (b)

(c)

Figure 3.13: (a) Accélération, (b) Vitesse et (c) Déplacement aux quatre coins de la table vibrante

Des dérives en vitesse et déplacement au cours du temps sont exhibées sur la Figure 3.13. Ces dérives mettent en lumière la nécessité de traiter numériquement les signaux

d'accélération, en particulier si l'on souhaite imposer le signal sismique via les vitesses plutôt que via les accélérations comme expliqué précédemment. Par conséquent, les signaux d'accélération doivent être traités de sorte que les déplacements et vitesses obtenus par intégration dans le temps ne comportent plus ces dérives.

3.5.1 Traitement du signal

Il existe plusieurs techniques pour la correction des signaux afin d'annuler la dérive au cours du temps [14], [83], [109].

Le traitement des signaux sismiques mis en place dans ce travail se décompose en plusieurs étapes :

- Intégration de l'accélération pour l'obtention de la vitesse,
- Correction linéaire sur la vitesse,
- Intégration de la vitesse pour l'obtention du déplacement,
- Application d'un filtre passe-haut sur le déplacement à une fréquence de coupure de 0,5 Hz,
- Dérivée simple et double pour l'obtention de la vitesse et de l'accélération corrigées, respectivement.

Cette méthode de traitement de signal est illustrée dans la Figure 3.14.

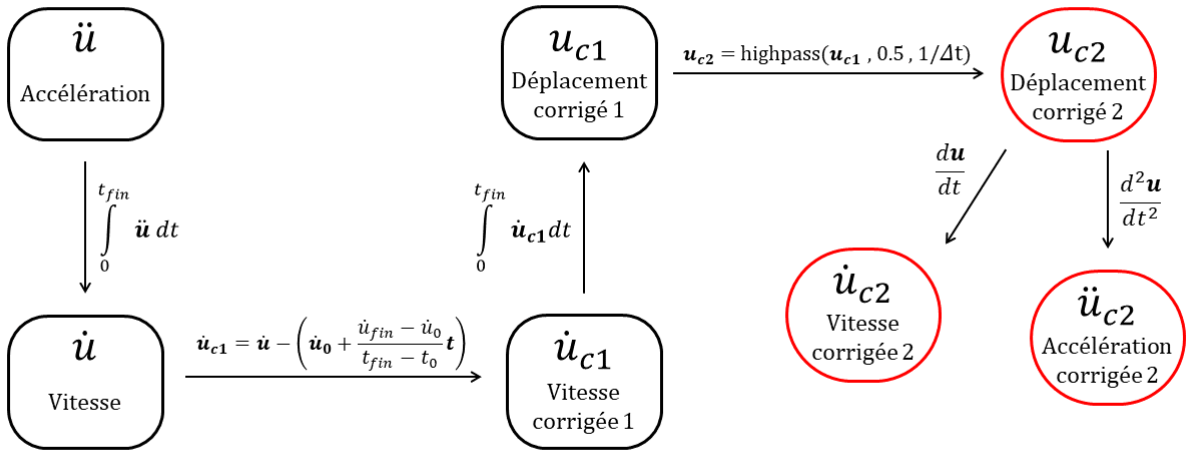
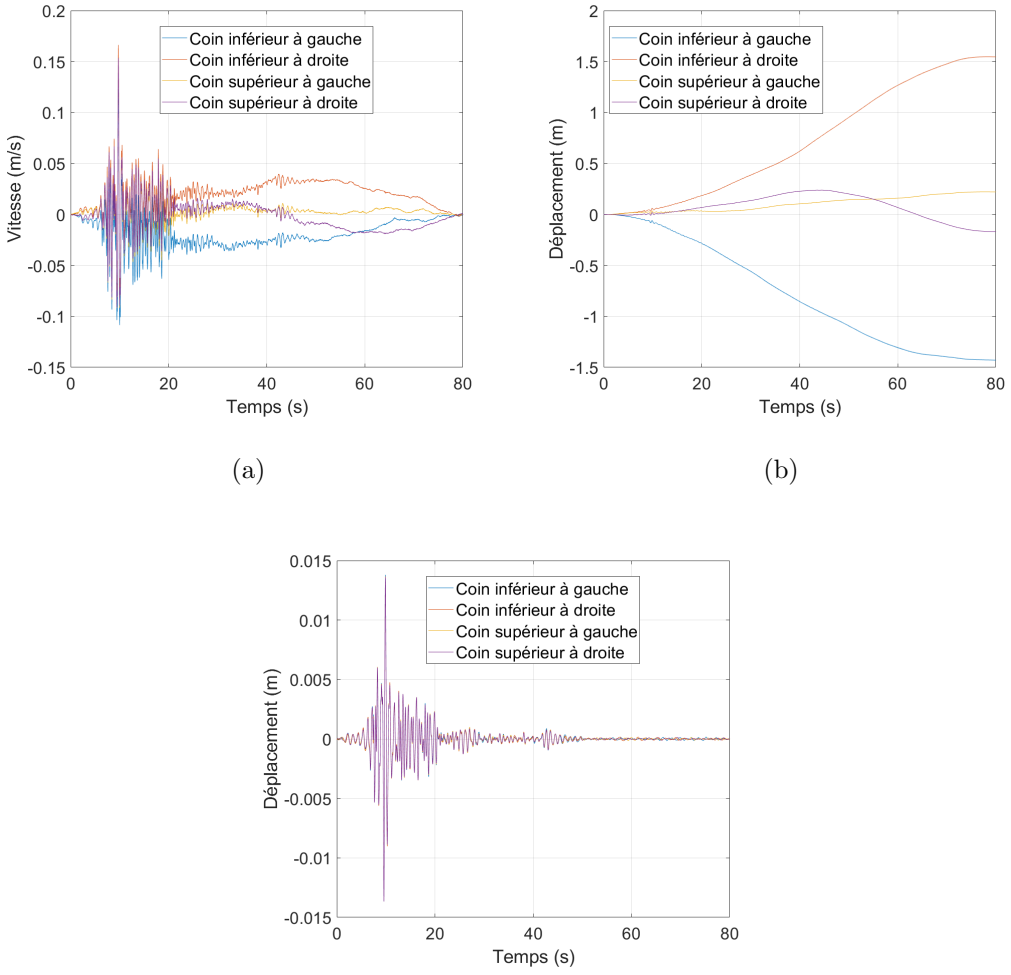


Figure 3.14: Schéma du traitement du signal

A des fins de comparaison avec le cas sans traitement des signaux sismiques de la Figure 3.13, la vitesse corrigée par la correction linéaire (vitesse corrigée 1) et le déplacement obtenu par l'intégrale de la vitesse corrigée (déplacement corrigé 1) sont tracés sur la Figure 3.15. Le déplacement obtenu après l'application du filtre passe-haut (déplacement corrigé 2) est également tracé. Les nomenclatures utilisées sont les mêmes que sur la Figure 3.14. On vérifie que le déplacement final obtenu par la procédure de traitement des signaux sismiques permet de retrouver les déplacements nuls en fin de signal sismique aux quatre coins de la table.



(a) (b)

(c)

Figure 3.15: (a) Vitesse corrigée 1, (b) Déplacement corrigé 1 et (c) Déplacement corrigé 2 aux quatre coins de la table vibrante

3.5.2 Excitations sismiques utilisées

Trois différentes configurations avec des espacements (gaps) différents entre les deux structures et quatre excitations sismiques différentes ont été considérées pour l'analyse de l'entrechoquement. Cela correspond à un total de 12 cas. Les différents espacements entre les deux structures sont de 5 cm, 2 cm et 0 cm. Les excitations considérées sont celles de Cadarache, El centro, Northridge et Kobe. La Table 3.13 donne l'intensité des quatre excitations (PGA) pour chaque configuration considérée.

Les quatre signaux appliqués en vitesse dans la direction X ainsi que leur spectre de réponse sont tracés dans la Figure 3.16. Les signaux ont été normalisés pour une accélération maximale (PGA) de 1g. Les composantes dans les autres directions sont très faibles et donc ne sont pas montrées.

Les signaux montrés sont enregistrés aux coins de la table vibrante AZALEE lors de l'expérience. Sur les spectres de réponse, il est montré que les pseudo-accélérations des quatre coins de la table diffèrent au-delà de 100 Hz. Les vitesses aux quatre pieds des

Table 3.13: PGA des excitations pour selon les configurations

	Cadarache	El centro	Northridge	Kobe
5 cm	0,45g	0,35g	0,2g	0,2g
2 cm	0,2g	0,15g	0,1g	0,2g
0 cm	0,15g	0,15g	0,1g	0,15

deux structures sont obtenues par interpolation linéaire des vitesses aux coins de la table vibrante. Les histoires en temps des vitesses sont ensuite imposées aux noeuds de la base des modèles via l'approche par multiplicateur de Lagrange présentée précédemment.

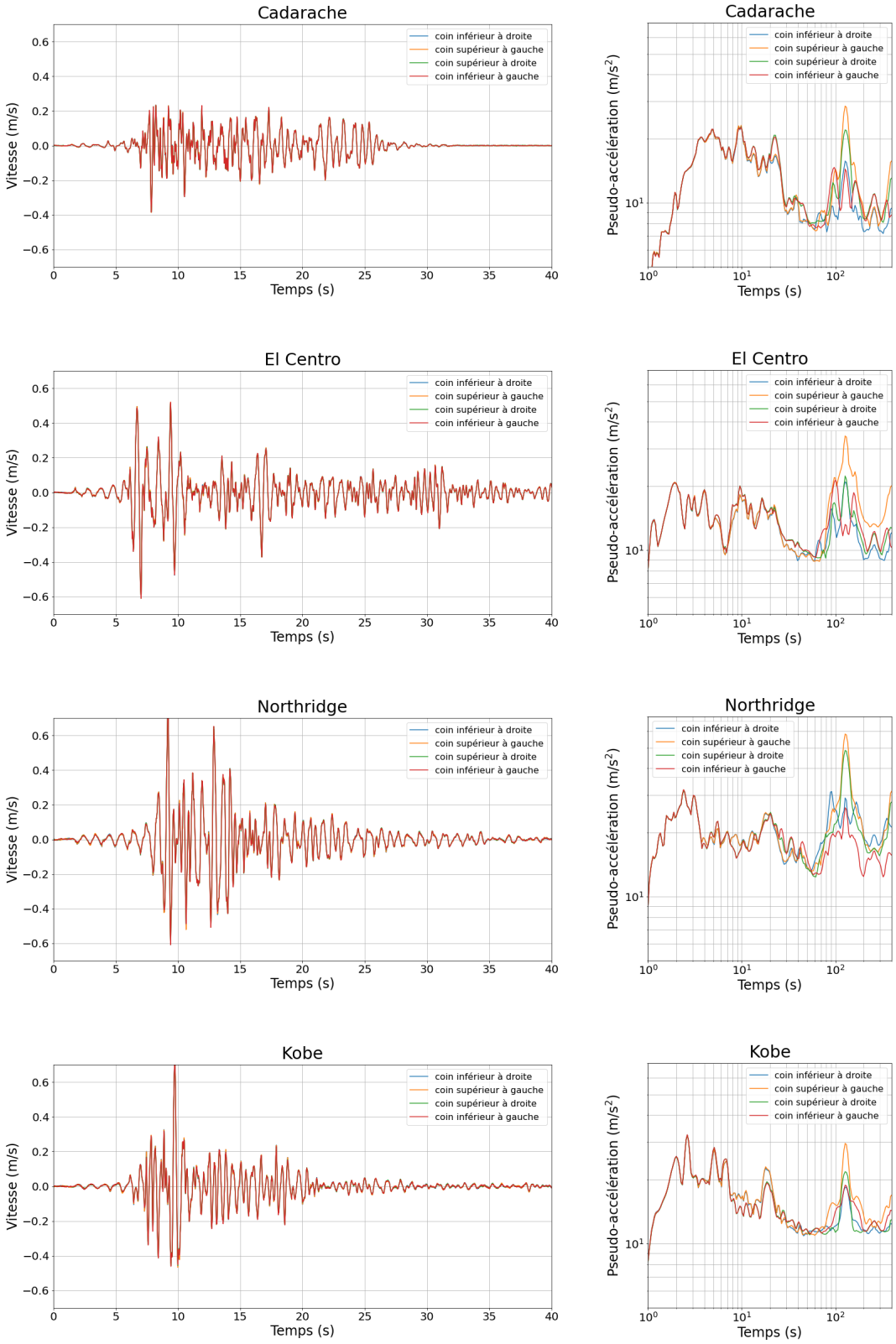


Figure 3.16: Excitations sismiques enregistrées aux quatre coins de la table AZALEE

3.6 Analyse des résultats

Cette section est dédiée à l'analyse et la comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux obtenus lors de la campagne IBB [28]. La localisation des noeuds où l'accélération est mesurée est indiqué dans la Figure 3.17 par les billes rouges. Ces noeuds ce sont les plus proches de la position des accéléromètres installés lors de la campagne expérimentale.

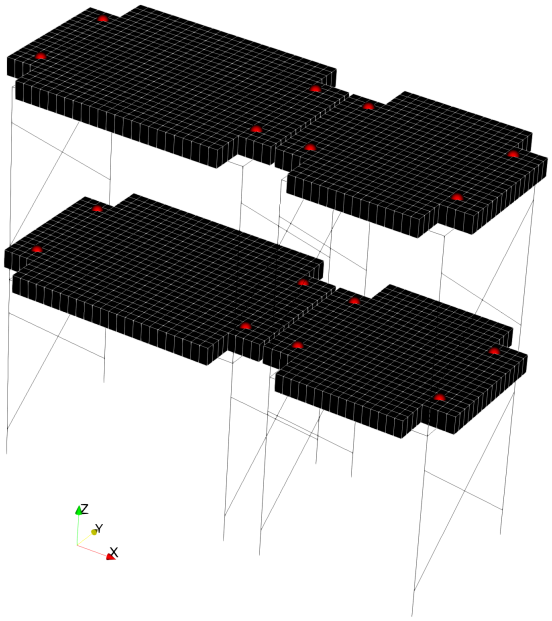
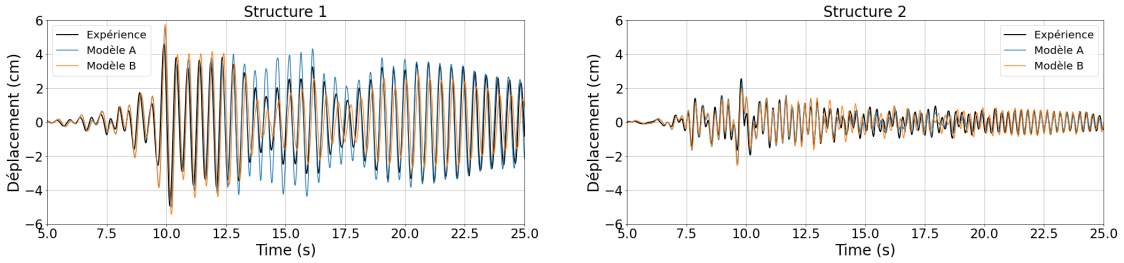


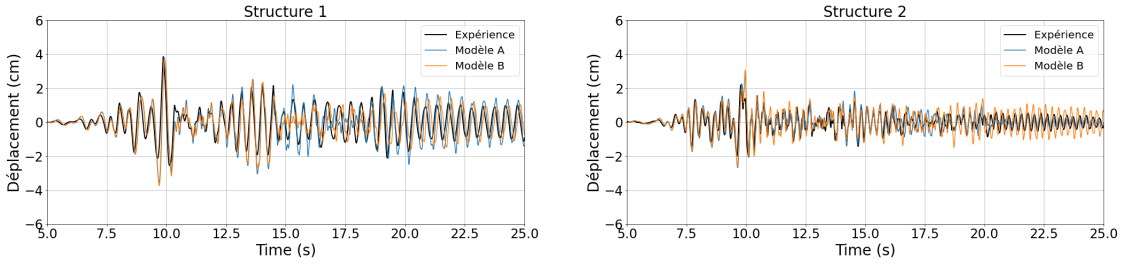
Figure 3.17: Localisation des noeuds pour le post-traitement

3.6.1 Déplacement et accélération

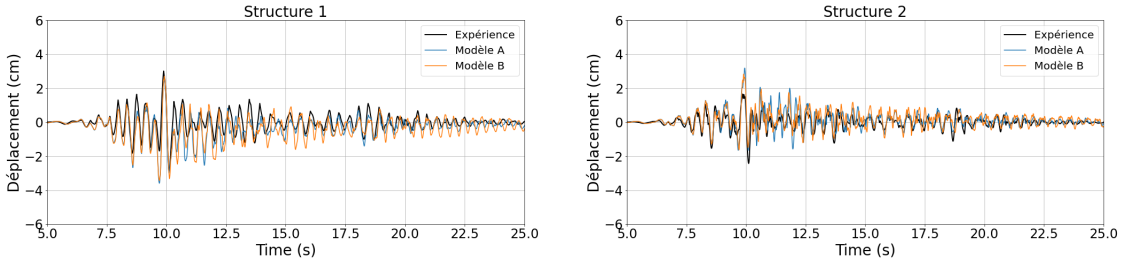
Les Figures 3.18(a), (b) et (c) montrent la comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux au deuxième étage des structures en termes de déplacement pour l'excitation Kobe et les configurations $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$, respectivement. Le déplacement dans la Figure est moyenné entre les quatre points de chaque dalle, les points de post-traitement étant indiqués dans la Figure 3.17. Il est possible de voir que le déplacement au deuxième étage est en accord avec l'expérience pour les trois configurations. Les Modèles A et B donnent des résultats proches et sont cohérents avec l'expérience. Les déplacements tracés dans la Figure 3.18 correspondent aux modèles prenant en compte les asymétrie. Les résultats pour les modèles symétriques ne sont pas montrés car ils sont très proches des déplacements obtenus avec les asymétries. Cette comparaison est réalisée par la suite pour les accélérations pour lesquelles les différences entre les modèles avec les défauts de symétrie et les modèles symétriques sont beaucoup plus notables.



(a) $gap = 5cm$



(b) $gap = 2cm$

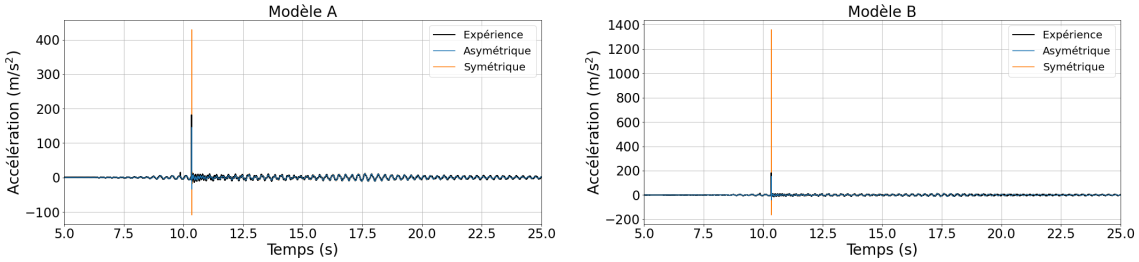


(c) $gap = 0cm$

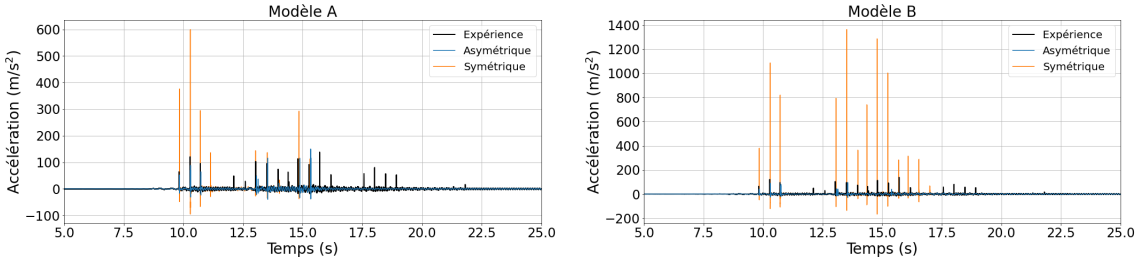
Figure 3.18: Déplacement moyen au deuxième étage des structures soumises à l'excitation sismique Kobe pour les trois configurations d'espacement $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$

Les Figures 3.19(a), (b) et (c) montrent la comparaison entre l'accélération des modèles numériques avec et sans asymétrie et l'accélération mesurée. L'accélération tracée est moyennée sur la dalle et est relative au deuxième étage de la Structure 1 soumise à l'excitation sismique de Northridge pour les configurations $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$. Les résultats numériques sont présentés pour les Modèles A (à gauche de la Figure) et B (à droite de la Figure). On constate que les Modèles A et B qui prennent en compte les asymétries (courbes bleus) représentent bien l'amplitude des pics d'accélération enregistrés au cours de l'entrechoquement. Le nombre d'impacts au cours du temps est très bien reproduit par les deux modèles ainsi que les accélérations maximales. Par contre, les modèles symétriques ont clairement une tendance à surestimer cette accélération maximale. Pour le cas gap du $gap = 0cm$, le nombre d'impacts entre les deux structures est bien plus important que pour les deux autres configurations $gap = 5cm$ et $gap = 2cm$. Dans ce cas précis d'un grand nombre d'impacts, certaines approches pour la dynamique du contact deviennent moins performantes car il y a une recherche systématique des instants d'impact. Dans le cas du schéma CD-Lagrange adopté dans ce travail, les instants précis des impacts ne sont pas recherchés. Autrement dit, le schéma CD-Lagrange prend

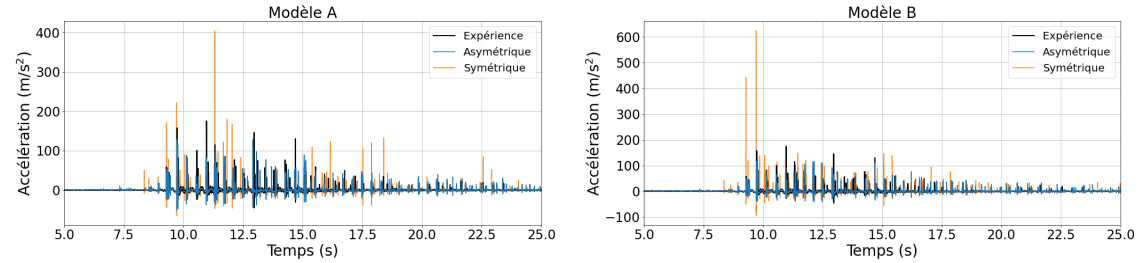
en compte au sein d'un pas de temps explicite un nombre indéfini d'impacts ce qui lui permet de conserver sa performance dans des cas tels que le cas $gap = 0cm$ où les nombres de contact se multiplient.



(a) $gap = 5cm$



(b) $gap = 2cm$



(c) $gap = 0cm$

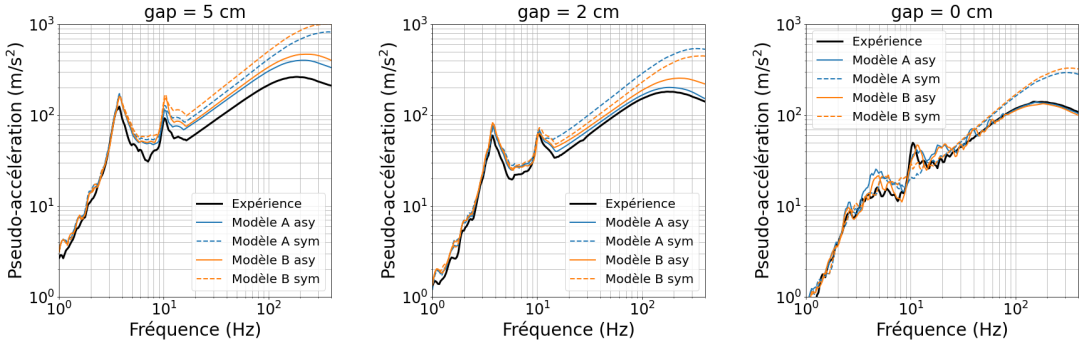
Figure 3.19: Accélération moyenne au deuxième étage de la Structure 1 pour l'excitation sismique de Northridge et les trois configurations d'espacement $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$

3.6.2 Pseudo-accélération au deuxième étage

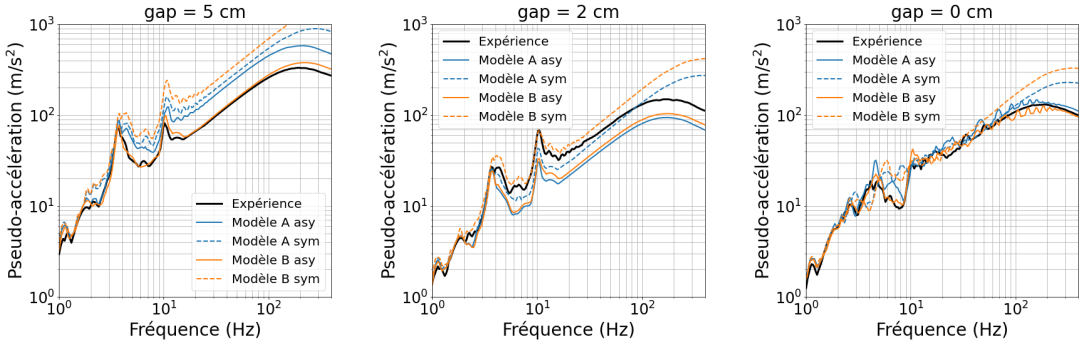
La Figure 3.20 montre le spectre de réponse du deuxième étage de la Structure 2 des modèles numériques et de l'expérience. Sont tracés les résultats du Modèle A symétrique et asymétrique ainsi que ceux du Modèle B symétrique et asymétrique. La pseudo-accélération est calculée à partir de l'accélération moyennée aux quatre noeuds aux coins de la dalle, comme illustrés dans la Figure 3.17. Les spectres de réponse par rapport au deuxième étage de la Structure 1 sont reportés en Annexe A.

Sur la Figure 3.20, on observe tout d'abord deux pics aux alentours de $3,7$ Hz et $10,3$ Hz, qui correspondent aux deux premiers modes de flexion dans la direction X de la Structure 2. Il est important de remarquer que les modes de torsion n'apparaissent pas dans cette Figure car les résultats sont par rapport à une moyenne aux quatre coins

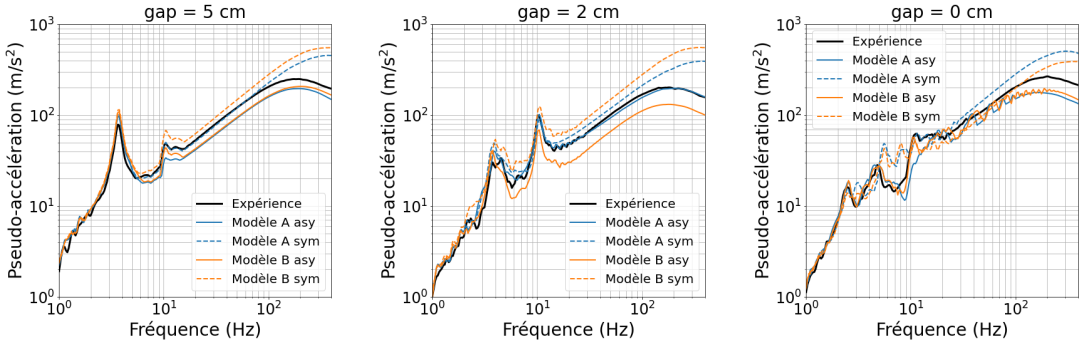
de la dalle et donc les mouvements de rotation se compensent dans la direction X. Pour la configuration $gap = 0cm$, étant donné que l'espacement entre les deux structures est faible, les deux modes de flexion apparaissent moins nettement car la vibration selon ces deux modes de flexion est perturbée par les nombreux impacts entre les dalles. Si on regarde à présent les fréquences au-delà de 20 Hz, on constate que tous les spectres de réponse ont une branche en hautes fréquences similaires, composée d'une partie droite et d'une bosse aux alentours de 100 Hz. En regardant de plus près cette bosse en hautes fréquences, il est très clair que les Modèles A et B symétriques ont tendance à surestimer les accélérations en hautes fréquences. En revanche, l'adéquation de la branche du spectre hautes fréquences entre les Modèles A et B asymétriques et les résultats expérimentaux est nettement meilleure, voire excellente dans certains cas. Par exemple, le cas du $gap = 0cm$, cas sans doute le plus délicat à reproduire numériquement compte tenu du grand nombre d'impacts, est parfaitement reproduit pour plusieurs excitations avec une branche du spectre en hautes fréquences très proche de la branche expérimentale. Il est attendu que la branche hautes fréquences soit fortement liée au pic d'accélération dû à l'entrechoquement entre les dalles, comme souligné par Crozet [28]. Cet aspect sera prospecté plus en détail dans la suite.



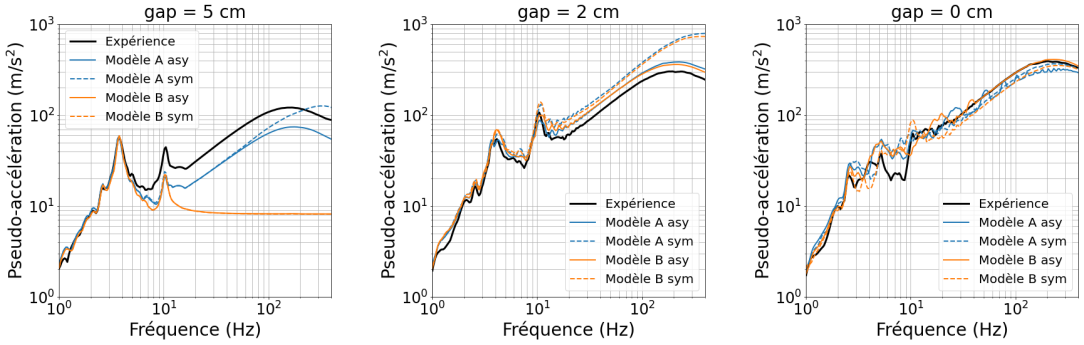
(a) Cadarache



(b) El Centro



(c) Northridge



(d) Kobe

Figure 3.20: Comparaison de la pseudo-accélération au deuxième étage de la Structure 2 entre les résultats des modèles numériques (Modèles A et B, asymétriques et symétriques) et expérimentaux

3.6.3 Influence des pics d'accélération de courte durée sur le spectre de réponse

Afin d'évaluer l'influence des pics d'accélération sur la forme de le branche hautes fréquences du spectre de réponse, quatre différents traitements de l'accélération sont considérés avant le calcul des spectres de réponse. Dans la Figure 3.21, on considère une accélération issue du calcul d'entrechoquement du Modèle A pour la Structure 2, l'accélération étant moyennée aux 4 points d'enregistrement de la dalle.

Le premier traitement est la courbe d'accélération originale, sans aucune modification, ce cas est appelé "Original". Pour le deuxième traitement, montré dans la Figure 3.21(a), il s'agit de la courbe d'accélération dans laquelle seuls les pics d'accélération sont conservés et le reste de l'accélération est annulé. Ce cas est appelé "Pics" dans la nomenclature qui suit. Dans le troisième traitement, montré dans la Figure 3.21(b), seul le pic relatif à l'impulsion la plus importante au cours du temps est conservé et le reste de l'accélération est mis à zéro. Ce cas correspondant à un unique pic en accélération associé à l'impulsion maximale, est appelé simplement "Le pic". Enfin, pour le quatrième traitement, montré dans la Figure 3.21(c), c'est l'inverse du deuxième cas, c'est-à-dire que l'accélération est conservée et tous les pics ont été enlevés. Ce dernier cas est appelé "Sans pics". Notons que les pics enlevés sont simplement remplacés par une droite qui relie l'accélération avant et après le pic.

Les différents traitements sont appliqués aux signaux d'accélération et, pour chacun des 12 cas, les résultats sont montrés dans la Figure 3.22. L'accélération adoptée pour cette analyse est l'accélération numérique, moyennée aux quatre coins de la dalle, au deuxième étage de la Structure 2 du Modèle A asymétrique, pour le signal sismique El Centro et la configuration $gap = 5cm$. Sur la Figure 3.21, on constate que le spectre de réponse du signal "Original" est superposé avec celui du signal "Pics". Cela nous permet de conclure que le spectre de réponse en hautes fréquences est essentiellement gouverné par les impacts entre les dalles, générant des pics d'accélération exhibés précédemment. Par ailleurs, même le signal qui ne comporte plus que le pic d'impulsion maximale, notée "Le pic" dans la Figure, reproduit très correctement la branche hautes fréquences. On en conclut que le pic d'impulsion maximale revêt une grande importance pour la description de la branche hautes fréquences du spectre de réponse. On peut tout de même noter que ceci est légèrement moins clair dans le cas du $gap = 0cm$ pour lequel on observe des petites ondulations entre 20 Hz et 100 Hz. Néanmoins la reproduction de la branche hautes fréquences par uniquement le pic d'accélération associé à l'impulsion maximale reste probant. Cette dépendance de la branche hautes fréquences par rapport au seul pic d'impulsion maximale a déjà été mise en lumière par Crozet *et al.* [30]. Après avoir souligné l'importance de ce pic sur la forme du spectre de réponse, quelques études paramétriques sont proposées dans la suite afin de mieux cerner l'influence des caractéristiques du pic d'accélération, comprenant sa forme, son intensité, sa durée, sur la branche hautes fréquences du spectre de réponse.

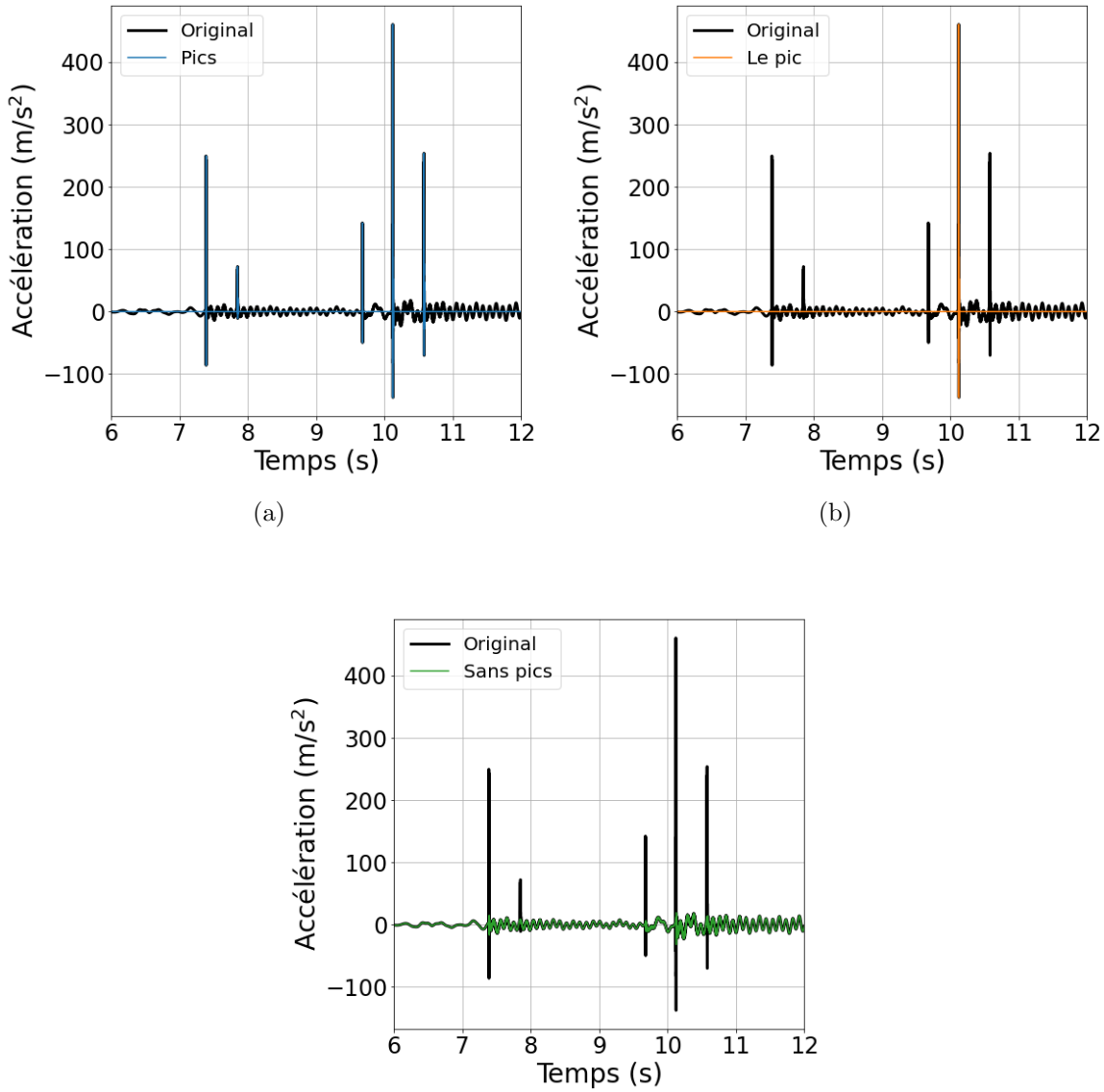
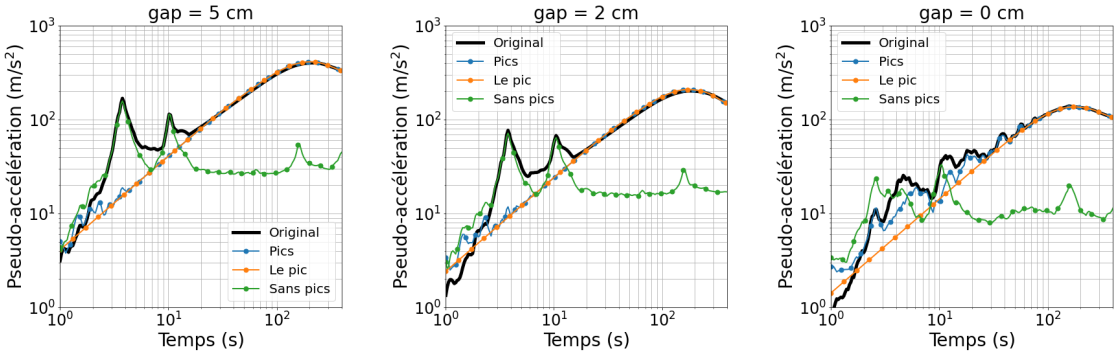
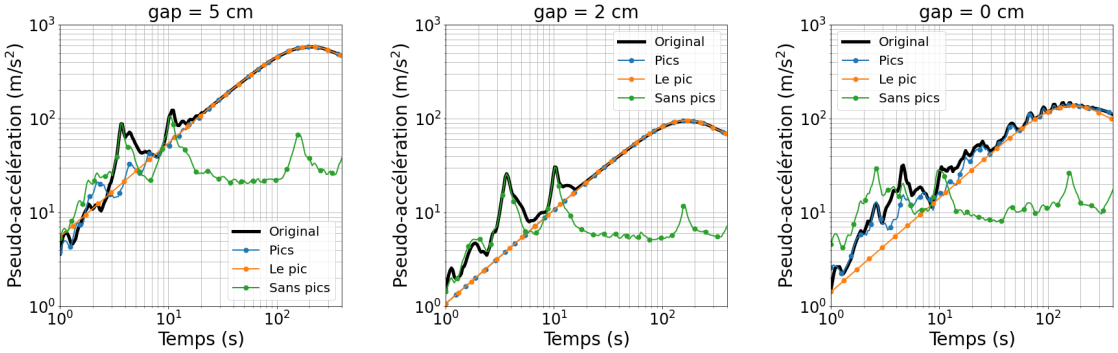


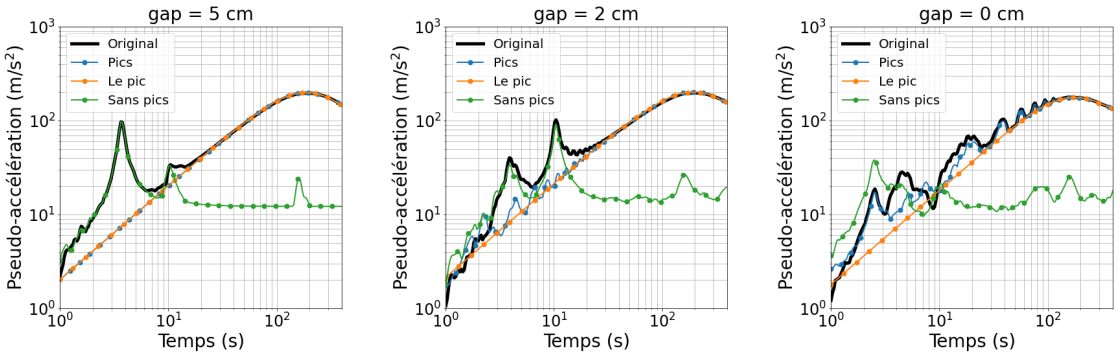
Figure 3.21: Quatre post-traitements différents pour l'accélération



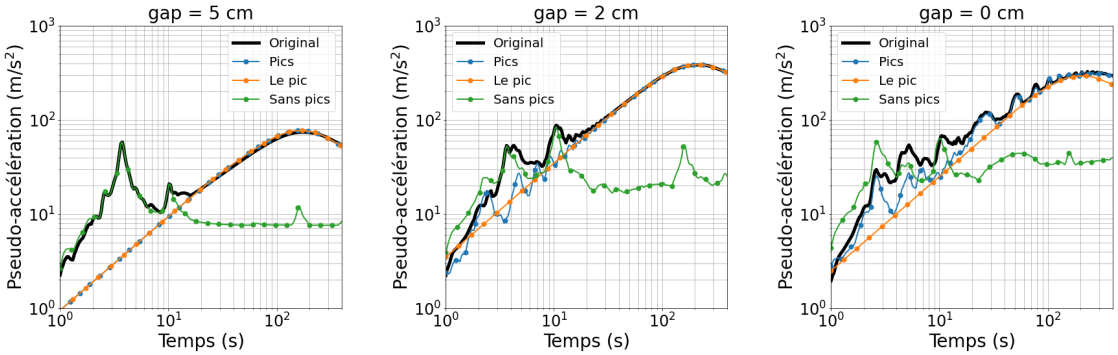
(a) Cadarache



(b) El Centro



(c) Northridge

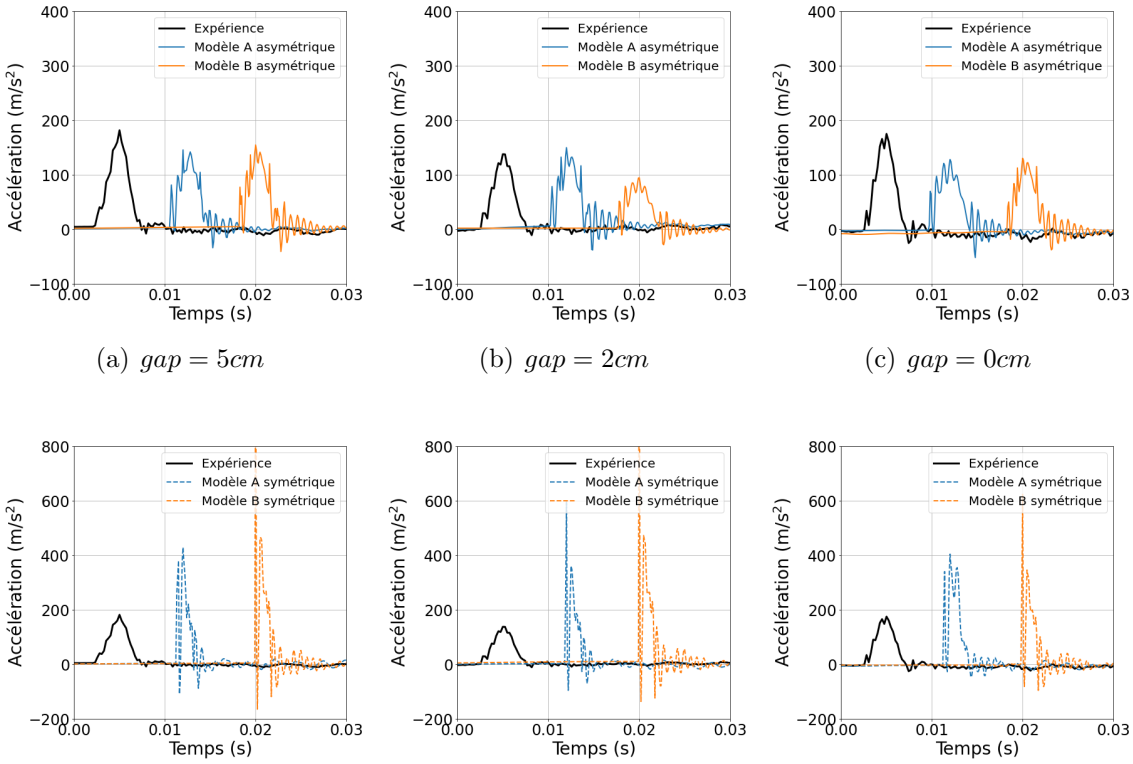


(d) Kobe

Figure 3.22: Comparaison entre les effets des quatre traitements de l'accélération sur les spectres de réponse calculés à partir du résultat numérique relatif à la Structure 2, Modèle A, asymétrique, Kobé et $gap = 5cm$

Afin de mieux analyser le pic d'accélération en temps, la Figure 3.23 montre un zoom sur le pic associé à l'impulsion maximale de chacune des courbes d'accélération de la Figure 3.19, pour les Modèles A et B, asymétriques, comparés au cas du pic de l'expérience tracé en noir.

Les Figures 3.23(a), (b) et (c) correspondent aux configurations $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$, respectivement. Les Figures 3.23(d), (e) et (f) donnent ces mêmes pics d'accélération pour les Modèles A et B symétriques. La comparaison entre les pics d'accélération pour les cas asymétrique et symétriques montre que la forme des pics d'accélération relatifs aux modèles asymétriques est bien plus en accord avec l'expérience. En effet, la forme temporelle des pics prédits par les modèles symétriques ne correspond pas à la forme temporelle du pic enregistré pendant les tests : la durée est nettement plus courte et l'amplitude du pic est plus importante. Lorsque l'entrechoquement est excentrique, prédit par les modèles asymétriques, la montée en amplitude du pic est plus progressive, l'intensité est moindre et le contact entre les dalles est plus long. Ces caractéristiques prédites pour le pic d'accélération associé à l'impulsion maximale expliquent pourquoi la branche hautes fréquences est nettement mieux prédite par les modèles asymétriques que les modèles symétriques.



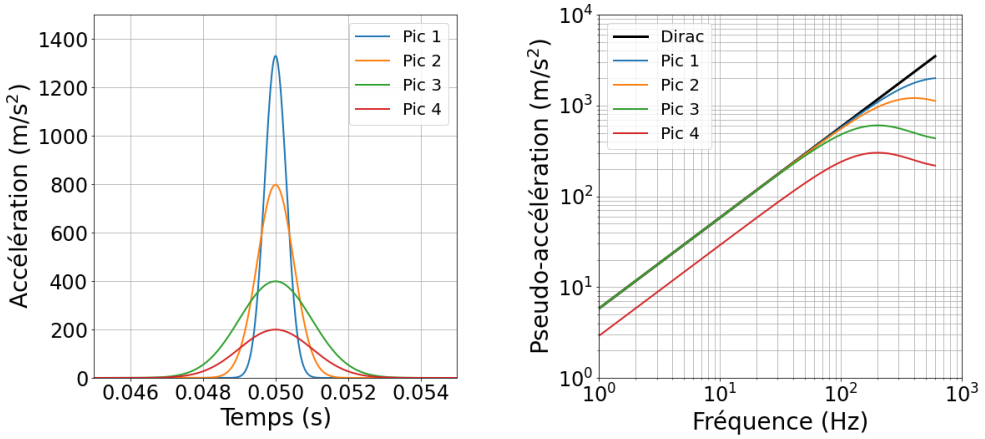
(a) $gap = 5cm$ (b) $gap = 2cm$ (c) $gap = 0cm$

(d) $gap = 5cm$ (e) $gap = 2cm$ (f) $gap = 0cm$

Figure 3.23: Pics d'accélération associés à l'impulsion maximale au cours du temps, au deuxième étage de la Structure 2, sous l'excitation de Northridge pour les trois configurations $gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$

En simplifiant encore davantage le problème, on se propose par la suite d'étudier les effets des caractéristiques d'un signal sismique artificiel, une gaussienne en temps, sur la

branche hautes fréquences du spectre de réponse. Les trois premiers signaux, tracés dans la Figure 3.24(a), sont notés "Pic 1", "Pic 2" et "Pic 3". Ils ont la même impulsion. Le signal noté "Pic 4" a la même durée que le signal "Pic 3" mais avec une impulsion divisée par deux. Un dernier signal est considéré, représentant un Dirac numérique, c'est-à-dire formé par une forme triangulaire très étroite en temps (durée du Dirac numérique égale à deux pas de temps). La comparaison des spectres obtenus à partir de ces différents signaux est donnée dans la Figure 3.24(b). On voit que les caractéristiques des signaux prospectés ont un effet marqué sur le spectre de réponse. En particulier, pour une même impulsion, ce qui concerne les signaux "Dirac", "Pic 1", "Pic 2" et "Pic 3", la durée du signal joue un rôle important sur la branche hautes fréquences du spectre : la forme de bosse, analogue à ce qui a été observé dans les résultats précédents des tests IBB, est retrouvée pour le signal "Pic 3" qui a une durée plus importante. Pour une forme de pic en temps plus étroite, la branche hautes fréquences du spectre tend vers la forme de la droite relative au signal "Dirac". Cette tendance se retrouvait bien dans la forme de la branche hautes fréquences prédite par les modèles symétriques. Enfin, le signal "Pic 4" relatif à une impulsion divisée par 2 produit une branche hautes fréquences réduites en amplitude par rapport au "Pic 3", de même durée, ce qui confirme que l'amplitude de la branche hautes fréquences en forme de bosse est pilotée par l'impulsion.



(a) (b)

Figure 3.24: Signaux artificiels de la forme d'une gaussienne avec des caractéristiques différentes (impulsion et durée du pic d'accélération) et effets de ces caractéristiques sur les spectres de réponse

Les relations entre la forme du pic d'accélération montrée dans la Figure 3.24(a) et la forme du spectre de réponse montrée en Figure 3.24(b) confirment les observations faites précédemment, dans les Figures 3.23 et 3.20. La durée du pic d'accélération des modèles asymétriques est plus proche de celle du pic expérimental que les modèles symétriques, ce qui se traduit par une bosse sur le spectre de réponse plus accentuée et plus proche de la bosse exhibée par le spectre expérimental. De même, il est possible de voir dans la Figure 3.23(b) qu'une durée proche mais de plus petite amplitude (donc plus petite impulsion), se traduit par une branche hautes fréquences du spectre de réponse de même forme mais plus basse. En se basant sur l'analyse de l'influence des caractéristiques du pic d'accélération, en termes d'impulsion et durée de contact, sur le spectre de réponse, on conclut qu'une bonne représentation de la branche hautes fréquences du spectre de

réponse passe par une prédiction correcte du pic avec l'impulsion maximale et de la durée de contact au cours de l'entrechoquement.

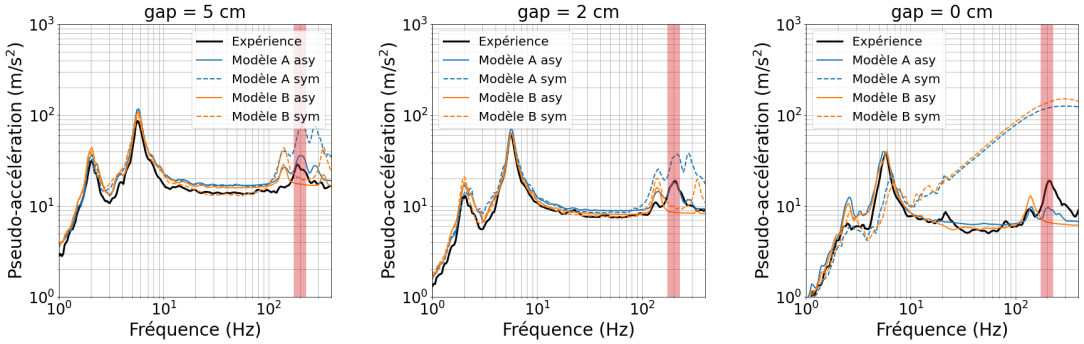
La bonne représentation des branches hautes fréquences par les modèles asymétriques met en évidence la capacité de l'algorithme CD-Lagrange à bien représenter non seulement l'impulsion à l'impact mais aussi la durée de contact entre les structures. Par ailleurs, il est important de rappeler qu'aucun réglage des paramètres au contact n'a été nécessaire, ce qui constitue un avantage déterminant par rapport à des algorithmes de contact nécessitant le calage de paramètres comme la raideur au contact, l'amortissement ou le coefficient de restitution.

3.6.4 Pseudo-accélération au premier étage

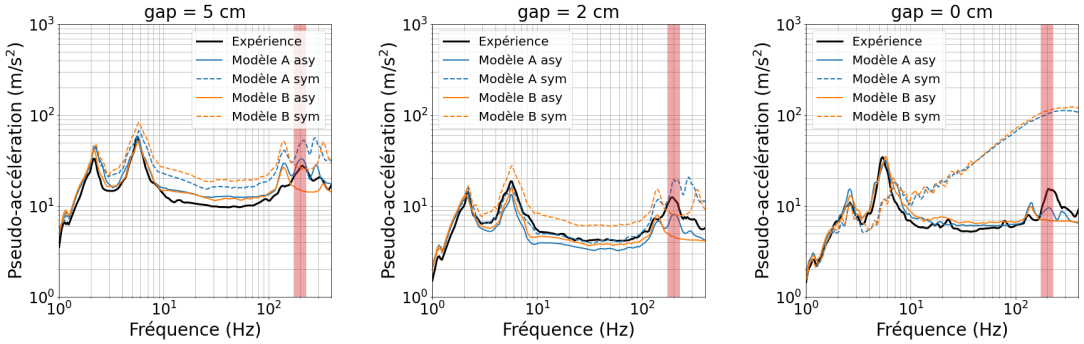
La Figure 3.25 montre les spectres de réponse du premier étage de la Structure 1 prédits par les modèles numériques (Modèles A et B, asymétriques et symétriques) et l'expérience. De nouveau, la pseudo-accélération est calculée à partir de l'accélération moyennée aux quatre coins de la dalle. Les spectres de réponse pour le premier étage de la Structure 2 sont donnés dans les Annexes A.

De façon générale, on constate que la branche hautes fréquences du spectre n'est pas présente, à l'exception du cas $gap = 2cm$ sous l'excitation sismique Kobe, car l'entrechoquement au premier étage n'a pas lieu. Les courbes des modèles symétriques montrent que l'entrechoquement est présent dans la configuration $gap = 0cm$ pour toutes les excitations. En effet, les dalles du premier étage dans les modèles symétriques n'ont aucun jeu alors qu'en réalité les dalles dans cette configuration ont un jeu d'à peu près 1,6 centimètres (Figure 3.8). La prise en compte de ce jeu au premier étage permet de ne pas détecter d'impact ce qui est conforme à ce qui a été observé expérimentalement (voir spectres de réponse relatifs à l'expérience).

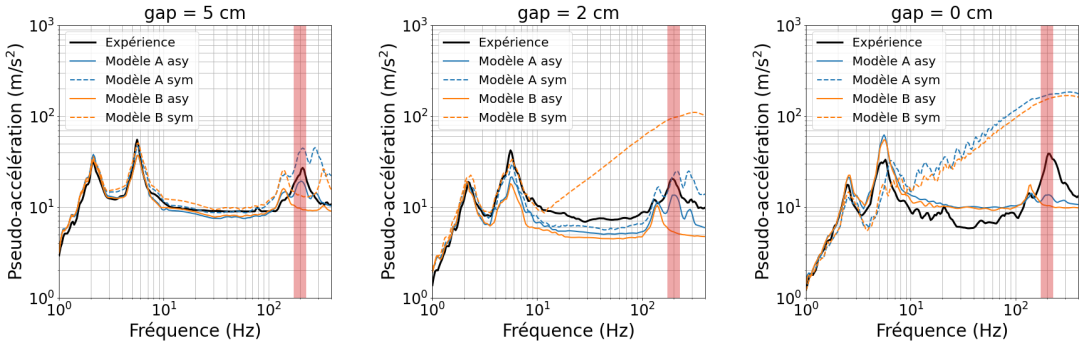
Le fait qu'il n'y ait pas d'entrechoquement au premier étage n'empêche pas la présence d'effets d'amplification dans la plage des hautes fréquences. Plus précisément, on observe des pics sur les spectres de réponse autour de 200 Hz, qui seront davantage analysés dans la suite. Globalement, trois pics principaux sont détectés. Le premier pic, autour de $2,1$ Hz, correspond à la première fréquence propre de la Structure 1 dans la direction analysée, c'est-à-dire la direction longitudinale X. Le deuxième pic, aux alentours de $5,6$ Hz, correspond à la deuxième fréquence propre de la structure. Par contre, le pic dans le domaine des hautes fréquences, autour de 200 Hz, est intéressant car on note que le Modèle A asymétrique peut le reproduire ce qui n'est pas le cas du Modèle B asymétrique. Il s'agit en fait d'un mode de vibration de plancher, dans la direction verticale, antisymétrique par rapport à l'axe transversal de la dalle (axe Y), visualisé dans la Figure 3.26. Les points noirs correspondent aux emplacements des noeuds où les quantités cinématiques sont mesurées. La Figure 3.26(a) montre le mode de vibration de plancher autour de 200 Hz, accompagné de déplacements selon X tandis que, sur la Figure 3.26(b), ce même mode pour le Modèle B n'est pas accompagné de déplacements selon X. Cela vient du fait que le mode de vibration de plancher est essentiellement selon Z et que la modélisation coque ne permet pas de visualiser les déplacements selon X dans les plans supérieur et inférieur de la dalle. Pour le Modèle A, la dalle est modélisée avec des éléments hexaédriques et les points d'enregistrement de l'accélération sont bien placés dans le plan supérieur de la dalle ce qui explique que des déplacements selon X apparaissent, même s'il s'agit essentiellement de modes de plancher verticaux.



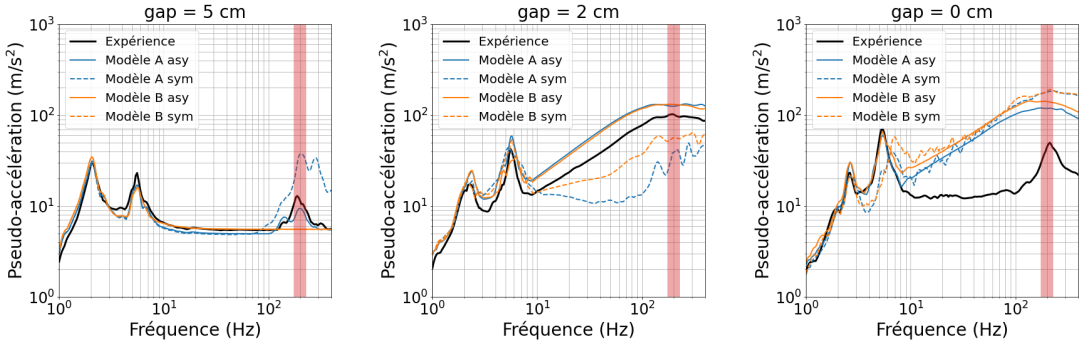
(a) Cadarache



(b) El Centro



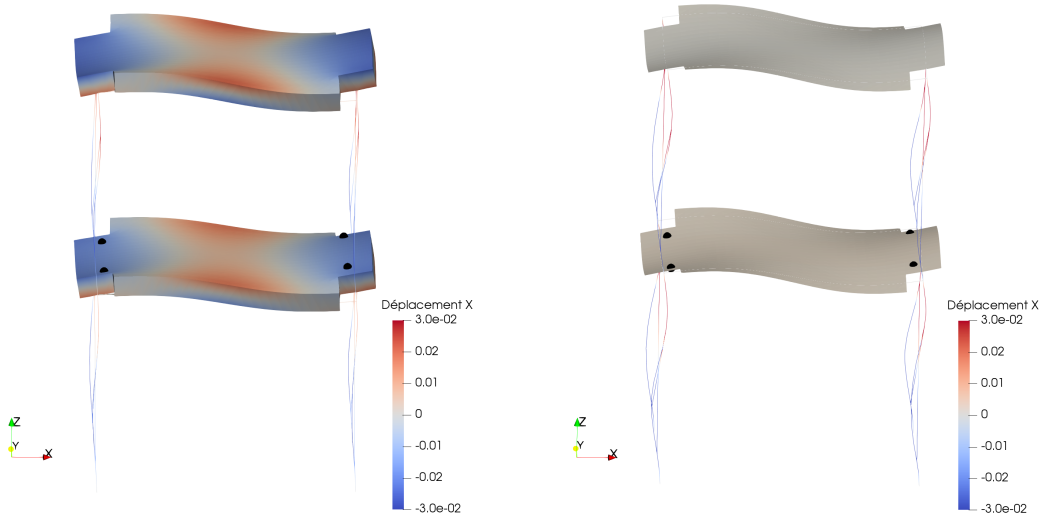
(c) Northridge



(d) Kobe

Figure 3.25: Comparaison de la pseudo-accélération en premier étage de la Structure 1 entre les résultats des modèles numériques et expérimentaux ; la zone verticale soulignée en rouge pâle permet de repérer un pic en hautes fréquences généré par un mode de vibration du plancher du premier étage

En conclusion, le Modèle A est capable de reproduire les pics hautes fréquences observées expérimentalement pour la dalle du premier étage. Une analyse analogue peut être conduite pour la dalle du premier étage de la Structure 2 avec les spectres reportés dans les Annexes A. Il est intéressant de noter que cette analyse de modes de plancher n'a pas été conduite pour le deuxième étage car l'occurrence des impacts au deuxième étage génère une branche hautes fréquences qui empêche la détection de ces modes de plancher.



(a) (b)

Figure 3.26: Mode de plancher antisymétrique de la Structure 1 autour de 200 Hz pour les Modèles (a) A et (b) B

3.6.5 Analyse de sensibilité

L'entrechoquement est un phénomène lié aux hautes fréquences, potentiellement très dépendant des paramètres de modélisation. Par conséquent, il est important de s'assurer que les résultats analysés au sein de ce chapitre, en particulier les spectres de pseudo-accélération, ne souffrent pas d'une trop grande sensibilité par rapport aux paramètres du calcul temporel avec le schéma explicite CD-Lagrange. Dans cette section, une analyse de sensibilité est donc menée pour montrer que l'algorithme utilisé est robuste vis-à-vis du pas de temps et de la finesse de maillage. Par ailleurs, la sensibilité des résultats vis-à-vis des choix relatifs à l'amortissement de Rayleigh introduit dans le calcul est aussi prospectée. Les résultats obtenus avec le Modèle B asymétrique, appelé "Modèle B", sont comparés avec les résultats de trois autres calculs temporels avec le schéma CD-Lagrange, listés ci-dessous :

- Calcul avec un pas de temps cinq fois plus petit. Ce cas est nommé dans la suite "$\Delta t/5$".
- Calcul avec un taux d'amortissement de $\xi = 0.6\%$ pour la première fréquence propre des structures et $f_2 = 100$ Hz, ce cas est appelé "plus amorti". On rappelle que le calcul précédent prenait en compte une fréquence $f_2 = 200$ Hz au lieu $f_2 = 100$ Hz.

- Cas avec un taux d'amortissement de $\xi = 0.6\%$ sur la première fréquence propre des structures et $f_2 = 400$ Hz, ce cas est appelé "moins amorti".

Comme souligné précédemment, le spectre de réponse en hautes fréquences dépend essentiellement du pic d'accélération avec l'impulsion la plus importante. La Figure 3.27 montre donc le pic d'accélération le plus important pour chacun des 4 calculs considérés. Pour chaque configuration ($gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$), les pics d'accélération en temps sont tracés sur la Figure 3.27 avec un décalage en temps de sorte que l'on puisse bien comparer les 4 cas de calcul. Ces pics d'accélération correspondent au deuxième étage de la Structure 2 pour les trois configurations de jeu entre les structures ($gap = 5cm$, $gap = 2cm$ et $gap = 0cm$), sous l'excitation sismique de Cadarache. La comparaison entre les pics montre que leur forme est préservée pour un pas de temps plus faible et pour les deux modifications d'amortissement en hautes fréquences.

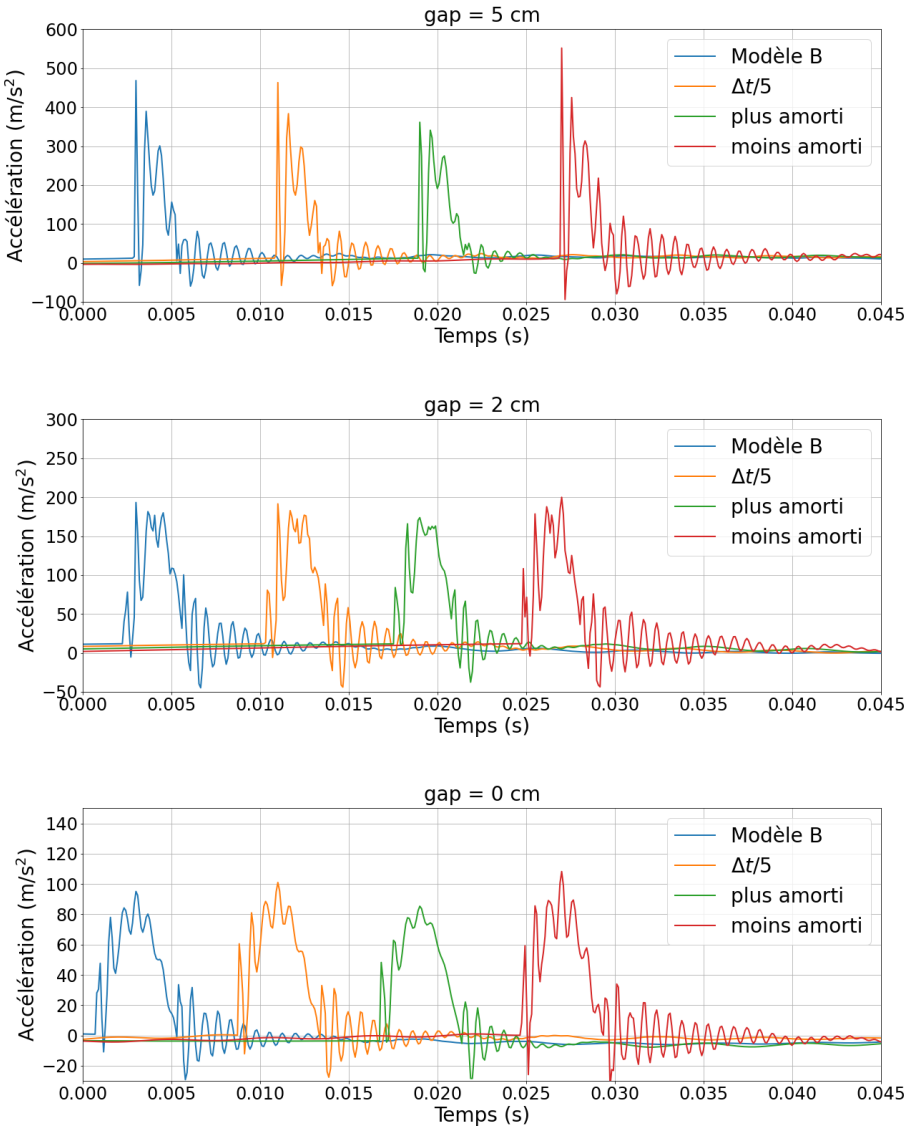
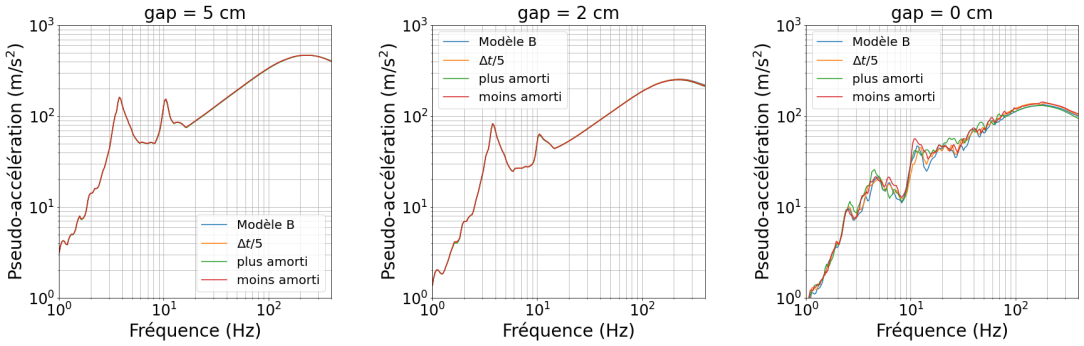


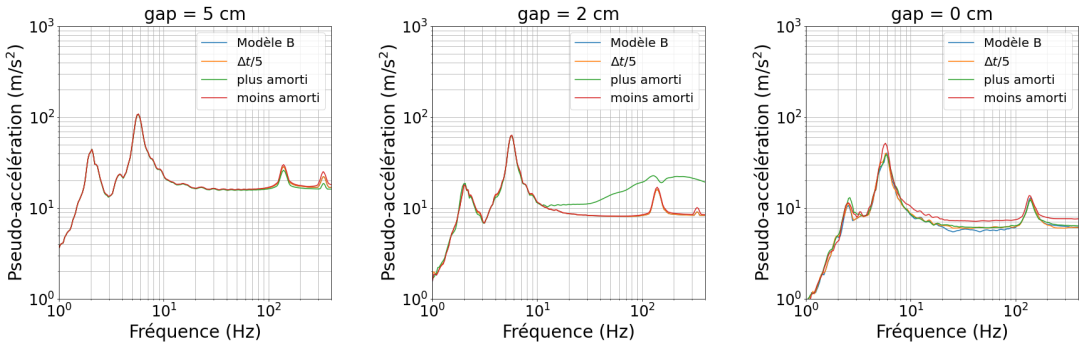
Figure 3.27: Comparaison entre les pics d'accélération des cas d'étude pour l'analyse de sensibilité

La Figure 3.28 compare les spectres de réponse issus des 4 cas de calculs pour

les différentes configurations. La Figure 3.28(a) correspond au deuxième étage de la Structure 2 et la Figure 3.28(b) correspond au premier étage de la Structure 1, avec l'excitation sismique Cadarache. La comparaison met en lumière une très faible dépendance des spectres de réponse prédits à la taille du pas de temps. De même, le choix de l'amortissement hautes fréquences joue peu sur le spectre de réponse. Dans la Figure 3.28(b), on peut observer que le cas "plus amorti" de la configuration $gap = 2cm$ présente une augmentation dans la partie haute fréquence, ce qui paraît contre intuitif. L'explication réside dans le fait que la modification d'amortissement a légèrement changé le comportement vibratoire de la structure qui expérimente un impact dans le cas "plus amorti" alors qu'il ne l'expérimente pas dans le cas "moins amorti". La conclusion de cette analyse de sensibilité nous permet de conclure que l'approche proposée via l'utilisation du schéma CD-Lagrange pour les problèmes d'entrechoquement entre les bâtiments est robuste pour la prédiction des quantités d'intérêt pour l'ingénieur, à savoir les déplacements et les spectres de pseudo-accélération.



(a)



(b)

Figure 3.28: Comparaison entre la pseudo-accélération de (a) l'étage 2 de la Structure 2 et de (b) l'étage 1 de la Structure 1 pour les 4 calculs d'analyse de sensibilité

Cette robustesse de la prédiction du schéma CD-Lagrange pour les spectres de pseudo-accélération jusqu'à des hautes fréquences de 400 Hz n'allait pas de soi. En effet, il est bien connu que ces schémas prédisent à l'impact des quantités non représentatives physiquement car dépendantes de la taille des pas de temps et donc aussi de la taille des éléments finis lorsque l'on utilise un schéma explicite [32], [37]. Ici, on constate que les quantités concernées sont très peu sujettes à cette sensibilité au pas de temps. Plusieurs

raisons peuvent expliquer ce constat :

- les accélérations sont moyennées aux quatre points d'enregistrement de chaque plancher
- les points d'enregistrement sont légèrement à l'intérieur de la dalle : ils ne sont pas situés au contact entre les dalles
- le spectre de réponse en hautes fréquences est très dépendant de l'impulsion et de la durée du contact du pic d'accélération ; le schéma CD-Lagrange est tout à fait capable de prédire ces deux caractéristiques ; enfin, une amplitude plus forte due au schéma temporel, uniquement sur le premier pas de temps du pic d'accélération, n'altère que très peu la branche hautes fréquences du spectre qui est essentiellement gouvernée par l'allure temporelle générale (impulsion et durée) du pic d'accélération associé à l'impulsion maximale.

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre, des modèles numériques sont mis en place afin de reproduire les résultats de la campagne expérimentale IBB, conduite par le CEA sur la table vibrante AZALEE [28]. Le Modèle A représente les dalles en béton armé avec des éléments hexaédriques, permettant de représenter plus fidèlement la géométrie des structures et de mieux prendre en compte les phénomènes d'entrechoquement. Le Modèle B modélise les dalles de façon plus classique dans le domaine du génie parasismique, avec des éléments coques.

Les caractéristiques des éléments de connexion poteau-poutre sont ajustées de sorte que les six premiers modes propres de chaque structure soient fidèlement représentés. Pour les deux modèles, avec ou sans asymétries, les déplacements sont bien reproduits pour les tests d'entrechoquement, comprenant douze cas tests, avec trois configurations différentes caractérisées par l'espacement initial entre les dalles et quatre excitations sismiques. L'entrechoquement donne naissance à plusieurs pics d'accélération qui sont très bien reproduits par les modèles asymétriques tandis que les modèles symétriques prédisent des contacts entre les dalles de plus grande amplitude et de durée plus courte. Pour les deux modèles, l'importance des défauts de parallélisme entre les faces des dalles qui s'impactent a été soulignée. L'introduction des légères asymétries au niveau des dalles a permis de reproduire fidèlement des quantités d'intérêt pour l'ingénieur, comme les spectres de pseudo-accélération, pour une plage de fréquences allant jusqu'à 400 Hz. Il a été montré que la branche hautes fréquences des spectres de réponse est due à l'entrechoquement et qu'elle dépend essentiellement de la forme temporelle du pic d'accélération associé à l'impulsion maximale au cours du temps. Une fois isolée le pic d'accélération, l'importance de la durée de contact a aussi été mise en lumière pour expliquent la forme de bosse pour la branche hautes fréquences du spectre de réponse. Il est donc primordial de reproduire correctement ce pic d'accélération en temps pour obtenir des spectres de réponse cohérents avec les spectres de réponse issus de l'expérience. Par exemple, pour les modèles symétriques, le pic d'accélération est plus fort et plus court que le pic d'accélération enregistré lors des tests IBB, ce qui a conduit à une surestimation de la branche hautes fréquences du spectre. Pour les modèles asymétriques, le pic d'accélération associé à l'impulsion maximale est bien mieux prédit conduisant à des spectres de réponse en excellent accord avec les spectres de réponse

issus de l'expérience et ceci pour les douze cas envisagés.

Bien que les deux Modèles A et B asymétriques fournissent des résultats pertinents en termes de spectres de réponse au deuxième étage des structures, il a été noté que les résultats au premier étage de la Structure 1 issus du Modèle A sont meilleurs que ceux issus du Modèle B. Le Modèle A parvient à reproduire un pic à 200 Hz dans le spectre de réponse causé par un mode de plancher antisymétrique selon l'axe vertical Z, alors que le Modèle B n'y parvient pas. En effet, les éléments coque représentent le plan moyen de la dalle et l'accélération mesurée aux noeuds du plan moyen n'a pas de composante en X (direction de l'entrechoquement), ce qui explique que les spectres de réponse selon X issus du Modèle B ne prédisent pas le pic observé expérimentalement autour de 200 Hz. En revanche, pour le Modèle A, les points d'enregistrement se situent sur le plan supérieur de la dalle grâce à la modélisation avec des éléments hexaédriques, ce qui permet de prédire des accélérations selon X pour le mode de plancher autour de 200 Hz avec, par conséquent, un spectre de réponse selon X beaucoup proche du spectre de réponse de l'expérience.

Enfin, une analyse de sensibilité est menée pour évaluer la sensibilité des résultats numériques d'entrechoquement vis-à-vis de la taille du pas de temps ou des choix d'amortissement pour les hautes fréquences. La comparaison entre les différents cas de simulations montre que l'approche est performante et robuste pour la simulation de l'entrechoquement entre bâtiments.

En conclusion de ce chapitre, les modèles asymétriques mis en place et la méthode de résolution temporelle basée sur le schéma CD-Lagrange sont validés vis-à-vis de l'expérience. Le Modèle B, à base d'éléments coques pour les planchers, fournit des résultats pertinents pour les quantités d'intérêt dans le génie parasismique (déplacements, histoire des accélérations en temps, spectres de pseudo-accélération), même si des modes de vibration de plancher, en hautes fréquences, sont moins bien reproduits qu'avec des modèles purement tridimensionnels. Dans le chapitre suivant, ce type de modèle est adopté pour étudier un cas d'entrechoquement *in-situ* avec des bâtiments réels de la centrale du Bugey.

Chapitre 4

Entrechoquement entre les bâtiments BS et BMS de la centrale du Bugey

4.1 Introduction

L'entrechoquement entre des structures suite à un tremblement de terre est un phénomène à prendre en compte lorsque l'espacement entre les bâtiments n'est pas suffisant. Des observations post-sismiques ont identifié que l'entrechoquement peut conduire à un endommagement significatif voire même à l'effondrement des structures concernées [61]. Même dans les cas où les dommages structurels sont faibles, le fonctionnement des équipements mécaniques et électriques internes aux bâtiments peut être impacté du fait de l'entrechoquement [60]. Cet aspect est particulièrement important dans les centrales nucléaires où l'intégrité des systèmes et dispositifs des installations doit être assurée. Pour éviter les effets de l'entrechoquement sur les équipements, un espace entre les bâtiments est prévu, calculé à partir d'une excitation sismique de référence. Suite à l'accident majeur de Fukushima, l'augmentation des niveaux de sécurité, c'est-à-dire du niveau d'accélération des excitations sismiques de référence, a pour conséquence de placer les structures dans une situation où elles ne respectent plus l'espacement minimal, conduisant à la nécessité de prendre en compte l'entrechoquement [13]. Le but du travail présenté dans ce chapitre est donc de prédire l'accélération via la simulation, sous la forme de spectres de réponse, au niveau de l'ancrage des armoires électriques à l'intérieur de deux bâtiments. À la base de ces bâtiments, une excitation sismique est imposée conduisant à l'entrechoquement entre les structures. Le premier bâtiment, le Bloc Sud, nommé dans la suite par l'abréviation BS, a pour dimension $31.08m \times 12.40m \times 29.66m$ et a une masse d'environ 7000 tonnes. Le second bâtiment, le Bloc Médian Sud, nommé par l'abréviation BMS, est plus petit, de dimension $19.56m \times 12.40m \times 29.66m$ et une masse d'environ 4000 tonnes. Les deux bâtiments sont séparés de 4 cm.

L'entrechoquement entre des structures est classiquement modélisé via des modèles simplifiés de type masse-ressort avec un nombre réduit de degrés de liberté (SDOF : *Single Degree Of Freedom*) ou des modèles un peu plus complexes incorporant un certain nombre de degrés de liberté (MDOF : *Multi Degree Of Freedom*). Par exemple, Anagnostopoulos *et al.* utilisent plusieurs systèmes SDOF en série pour modéliser l'interaction entre plusieurs bâtiments d'un même quartier, permettant ainsi d'étudier aisément l'influence de plusieurs paramètres comme la configuration des bâtiments, la rigidité des bâtiments, le rapport entre les masses et l'espacement [4]. Jankowski *et al.*

[49] emploient aussi des SDOF et explorent plusieurs modèles non-linéaires de contact entre les masses pour reproduire des résultats expérimentaux entre différents types de structure. Bien que l'analyse paramétrique soit moins aisée que dans le cas de SDOF équivalents, des études paramétriques sur des systèmes MDOF sont conduites par Elwardany *et al.*, afin de déterminer les configurations les plus défavorables pour les bâtiments en termes d'espacement entre les structures, du nombre d'étages, de la rigidité des bâtiments et des fréquences propres relatives [34]. Auparavant, l'entrechoquement entre un bâtiment réacteur et une structure adjacente a également été exploré par Wolf *et al.* [105] en modélisant les deux structures comme des SDOF équivalents. Selon leurs résultats, l'entrechoquement peut engendrer des spectres de réponse plus importants pour des hautes fréquences, au-delà 50 Hz. Sarebanha *et al.* étudient l'impact entre la base d'une centrale nucléaire sismiquement isolée et le mur de soutènement adjacent avec des modèles MDOF. Les auteurs montrent que l'impact de la structure contre le mur amplifie jusqu'à 6 fois la pseudo-accélération aux étages où l'entrechoquement est présent [94].

Les approches simplifiées basées sur des SDOF ou MDOF équivalents ne permettent pas de modéliser les modes de vibration supérieurs des bâtiments, comme des modes de dalle qui peuvent être significativement amplifiés par l'entrechoquement [29], [67]. Jankowski étudie en détail l'entrechoquement entre des corps de bâtiments d'un hôpital suite à un événement sismique à l'origine de dommages significatifs [50]. L'auteur utilise des modèles 3D détaillés des bâtiments afin de mieux analyser les dommages (plastification et fissuration) dans certains endroits des structures, essentiellement causés par le mouvement de torsion dû à l'entrechoquement asymétrique. Crozet *et al.* mènent une campagne expérimentale où deux structures à deux étages sont soumises à des excitations sismiques et un modèle numérique est créé pour la comparaison des résultats [29]. Il s'agit d'un modèle éléments finis 3D avec des éléments poutres et coques qui est capable de représenter la torsion des structures ainsi que des modes de vibration supérieurs de dalle. Ambiel *et al.* reproduisent les résultats expérimentaux à l'aide de deux modèles numériques : pour le premier modèle, la dalle est représentée fidèlement avec des éléments finis hexaédriques, tandis que pour le second, la dalle est représentée par des éléments de type coque [67]. Les réponses des deux bâtiments sont reproduites de façon très satisfaisante en termes de déplacements, accélérations et spectres de pseudo-accélération sur une large bande de fréquences incluant les hautes fréquences générées par l'entrechoquement. Pour reproduire l'expérience, l'importance des détails de la modélisation est soulignée comme les défauts de parallélisme entre les faces des dalles qui s'entrechoquent. Par ailleurs, la méthode employée pour la prise en compte du contact, basée sur le schéma CD-Lagrange présenté dans le premier chapitre, est robuste vis-à-vis de la finesse du maillage et de la taille du pas de temps. Enfin, les paramètres de calage traditionnellement utilisés pour le contact ne sont plus nécessaires grâce à l'emploi des multiplicateurs de Lagrange sous le format vitesse-impulsion.

Compte tenu des avantages d'une modélisation plus détaillée des structures, l'étude présente adopte une approche de type éléments finis détaillée afin de reproduire les modes de vibration significatifs des deux structures. Le modèle peut alors comprendre un grand nombre de degrés de liberté nécessitant des temps de calcul importants pour reproduire les phénomènes hautes fréquences générés par les impacts entre les étages des bâtiments. L'intégration temporelle est faite en explicite afin de reproduire la propagation d'onde générée par l'entrechoquement. Cette même approche a été utilisée en [67].

Dans ce chapitre, l'approche utilisée pour la simulation des tests IBB est appliquée aux

structures réelles des bâtiments Bloc Sud (BS) et Bloc Médian Sud (BMS) de la centrale du Bugey. Le calcul s'appuie sur le schéma CD-Lagrange, avec un taux d'amortissement réglementaire conduisant à la réduction du pas de temps de stabilité pour le schéma d'intégration temporelle explicite. Pour l'entrechoquement entre les deux bâtiments, un traitement spécifique basé sur la méthode mortar a été mis en place afin de prendre en compte le contact entre des dalles dont les maillages de type coque ne coïncident pas (méthode présentée dans la section 2.5 de ce manuscrit). Les modèle éléments finis des deux bâtiments ont été réalisés par l'entreprise ATR dans le cadre d'une étude sur les effets de l'entrechoquement entre des bâtiments [99]–[101].

Une stratégie spécifique a été mise en place pour récupérer ces maillages, calculer les matrices de masse et de raideur des deux structures et enfin les intégrer dans un calcul temporel explicite avec contacts dans l'environnement Python. Le modèle a été construit dans le logiciel Code-Aster qui ne permet pas la récupération de la matrice de masse diagonalisée lorsque des degrés de liberté de rotation sont présents. La récupération de la matrice de masse consistante pour ensuite la diagonaliser dans l'environnement Python a été jugé délicate.

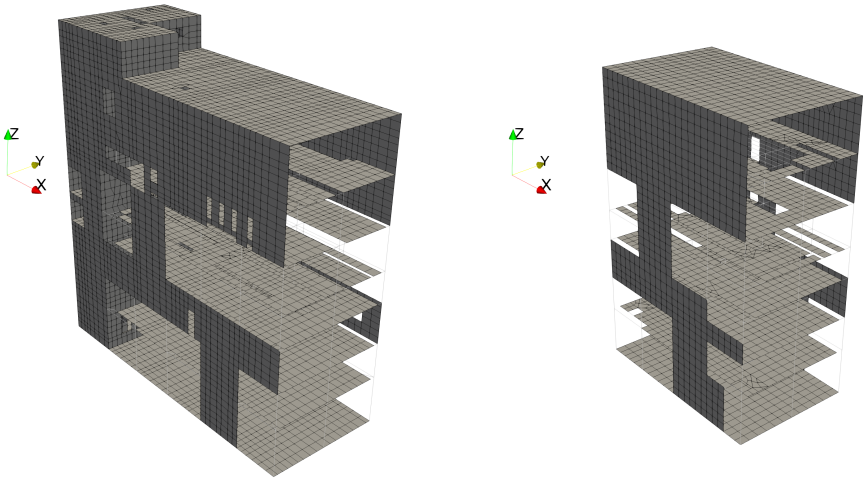
La solution trouvée a donc été, à l'aide de scripts Python, de lire les fichiers d'entrée du modèle Code-Aster (fichiers *.comm*) et de les introduire dans un fichier de commandes Cast3m (fichiers *.dgibi*). La lecture et la programmation des éléments finis dans le fichier Cast3m est réalisée élément finis par élément finis grâce aux scripts Python de transfert automatisé entre les codes Code-Aster et Cast3m. Le code Cast3m permet ensuite de diagonaliser les matrices de masse selon le type d'éléments présents (techniques de *lump* pour éléments coques épaisses, coques minces, poutres et barres) puis d'exporter les matrices assemblées de masse et de raideur, avec toutes les informations topologiques nécessaires pour faire le calcul temporel avec le schéma CD-Lagrange dans l'environnement Python.

4.2 Maillages des bâtiments BS et BMS

Les maillages éléments finis des bâtiments BS et BMS sont présentés dans les Figures 4.1(a) et 4.1(b), avec les directions X, Y et Z du repère global. Des masses concentrées sont rajoutées pour représenter des parois manquantes ainsi que des équipements internes.

Les parois et dalles sont modélisées par des éléments de type coque qui prennent en compte le cisaillement. La très grande majorité des éléments coques sont des éléments quadrangulaires à 4 noeuds, formulés selon la théorie de Mindlin-Reissner, tandis qu'un nombre réduit d'éléments coque correspond à des éléments triangulaires à 3 noeuds de type DKT, formulés selon la théorie de Love-Kirchhoff. Les poutres et poteaux sont représentés par des éléments poutre avec une cinématique de type Euler-Bernoulli. Il y a aussi quelques éléments de type barre dans les structures qui représentent les éléments de contreventement. Les nombres d'éléments, de noeuds et de degrés de liberté (DDL) de chaque structure sont donnés dans la Table 4.1. Le bâtiment BS comprend 66306 DDLs tandis que le bâtiment BMS est modélisé avec 27288 DDLs.

La Figure 4.2 montre les épaisseurs des éléments coque pour modéliser les planchers et les voiles des bâtiments BS et BMS. En général, les planchers ont 13 cm d'épaisseur avec quelques variations. La dalle supérieure est celle qui a l'épaisseur la plus forte, égale à 80 cm, ce qui permet de fournir une protection au bâtiment vis-à-vis de l'entrechoquement car les contacts les plus forts ont lieu au dernier étage comme cela sera exhibé par les simulations dans la suite de ce chapitre. Les voiles latéraux des deux bâtiments ont une



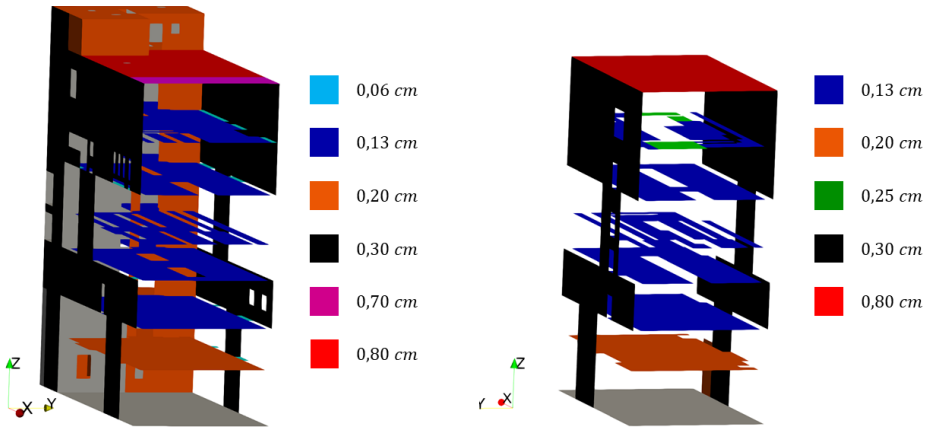
(a) BS (b) BMS

Figure 4.1: Maillages des bâtiments Bloc Sud (BS) et Bloc Médian Sud (BMS) de la centrale du Bugey

Table 4.1: Caractéristiques des maillages des bâtiments BS et BMS

	Éléments coque	Éléments poutre	Éléments barre	Nombre de noeuds	Nombre de DDLs
BS	10042	3225	6	11051	66306
BMS	3583	2271	9	4548	27288

épaisseur de 30 cm comme indiqué dans la Figure 4.2.

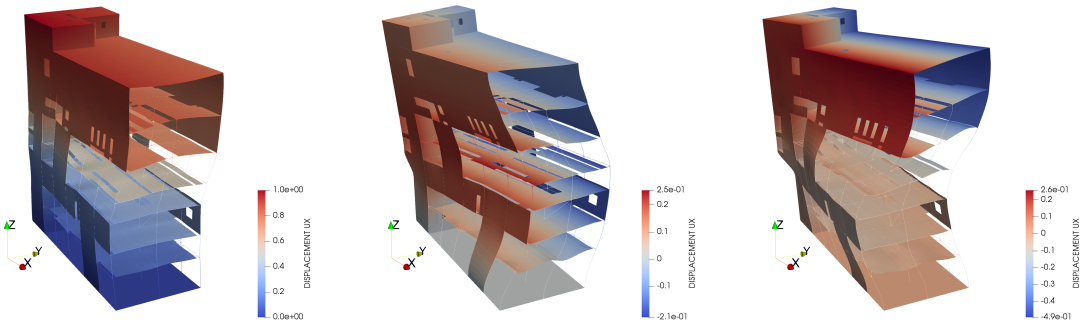


(a) BS (b) BMS

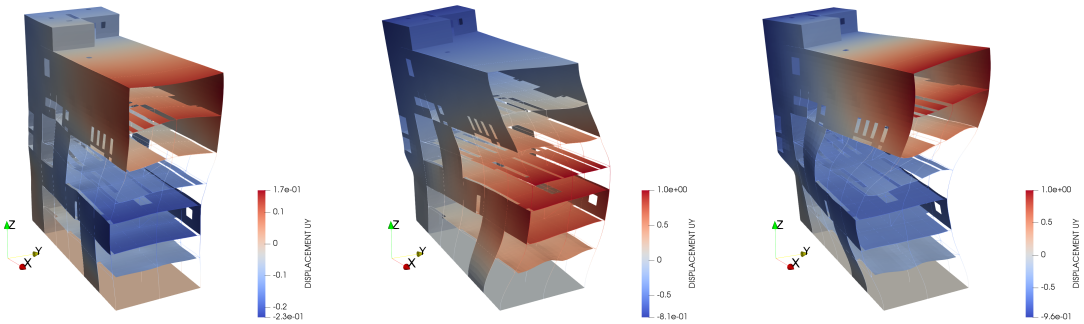
Figure 4.2: Épaisseurs des éléments coques selon les étages des bâtiments (a) BS et (b) BMS.

4.3 Analyse modale

L'analyse modale est faite à l'aide de Cast3m [18]. Les trois premiers modes propres, ainsi que leur fréquence propre, sont montrés dans la Figure 4.3 pour le bâtiment BS et la Figure 4.4 pour le bâtiment BMS.



(a) UX $f = 2.93\ Hz$ (b) UX $f = 3.15\ Hz$ (c) UX $f = 3.75\ Hz$



(d) UY $f = 2.93\ Hz$ (e) UY $f = 3.15\ Hz$ (f) UY $f = 3.75\ Hz$

Figure 4.3: Premiers modes et fréquences propres du bâtiment BS

La Table 4.2 résume les pourcentages des masse effectives de chacun des modes propres du bâtiment BS dans les trois directions. Les modes exhibés sont complexes. Schématiquement, on peut considérer que le premier mode est un mode de flexion selon la direction X, le second mode exhibé par l'analyse modale s'apparente à un mode de flexion selon Y et le troisième à un mode de torsion. Notons que l'analyse modale n'a pas permis d'identifier le premier mode de flexion selon Y qui apparaîtra clairement au travers des résultats du calcul dynamique explicite sous excitations sismiques.

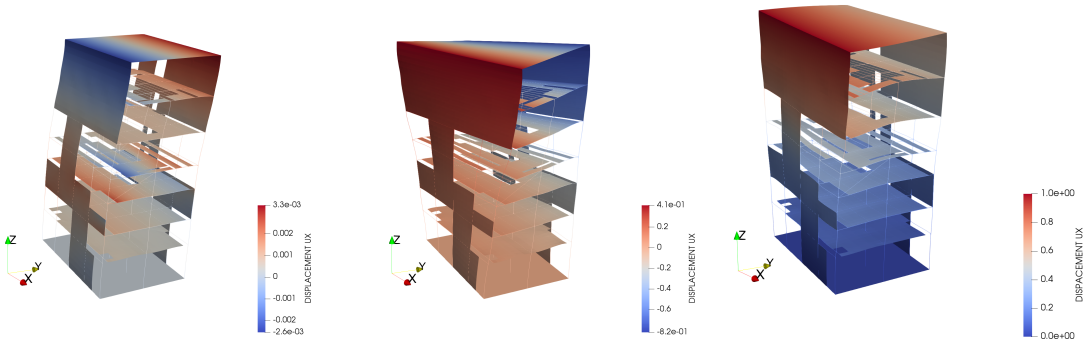
La Table 4.3 indique les pourcentages de masses effectives de chacun des modes propres du bâtiment BMS dans les trois directions. Les modes du bâtiment BMS sont plus faciles à caractériser que les modes du bâtiment BS. Le premier mode est un mode de flexion selon Y, le second mode correspond à un mode de flexion selon X et le troisième mode à un second mode de flexion selon X.

Table 4.2: Pourcentages de masses effectives des trois premiers modes propres du bâtiment BS

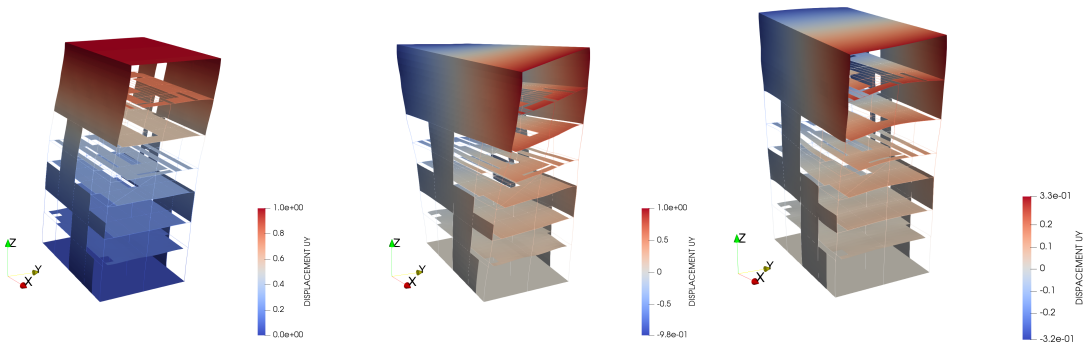
Fréquence (Hz)	Masse effective en X (en %)	Masse effective en Y (en %)	Masse effective en Z (en %)
2,93	54,7	0,7	0,4
3,15	0,1	0,0	0,0
3,75	13,8	20,2	0,0

Table 4.3: Pourcentages de masses effectives des trois premiers modes propres du bâtiment BMS

Fréquence (Hz)	Masse effective en X (en %)	Masse effective en Y (en %)	Masse effective en Z (en %)
0,62	0,0	48,6	0,0
2,00	40,3	0,0	0,0
2,22	46,7	0,0	0,0



(a) UX $f = 0.62\ Hz$ (b) UX $f = 2.00\ Hz$ (c) UX $f = 2.22\ Hz$



(d) UY $f = 0.62.\ Hz$ (e) UY $f = 2.00\ Hz$ (f) UY $f = 2.22\ Hz$

Figure 4.4: Premiers modes et fréquences propres du bâtiment BMS

4.4 Amortissement et pas de temps de stabilité

L'amortissement adopté pour la simulation des deux structures sous séisme est l'amortissement de Rayleigh, les paramètres et les formules pour le calcul du taux d'amortissement peuvent être consultés dans la section 2.6. Dans les simulations d'entrechoquement, la valeur du taux d'amortissement ξ adoptée pour les deux structures est de 4% pour les fréquences 1 Hz et 60 Hz, ce qui conduit à $\alpha = 0.5052$ et $\beta = 0.0002$. La Figure 4.5 montre le taux d'amortissement utilisé en fonction de la fréquence pour les bâtiments BS et BMS. La courbe bleue corresponde au taux d'amortissement du terme proportionnel à la matrice de masse, la courbe orange au taux d'amortissement du terme proportionnel à la matrice de raideur et la courbe noire au taux d'amortissement total.

Avec le pas de temps critique calculé à partir de l'Eq. (2.73) on obtient $\Delta t_{crit} = 3 \times 10^{-5} s$. Néanmoins, comme l'amortissement de Rayleigh est utilisé avec l'intégration temporelle de la différence centrée, le pas de temps de stabilité du problème se réduit à $2.39 \times 10^{-6} s$, c'est-à-dire 7.7% du pas de temps relatif au cas sans amortissement.

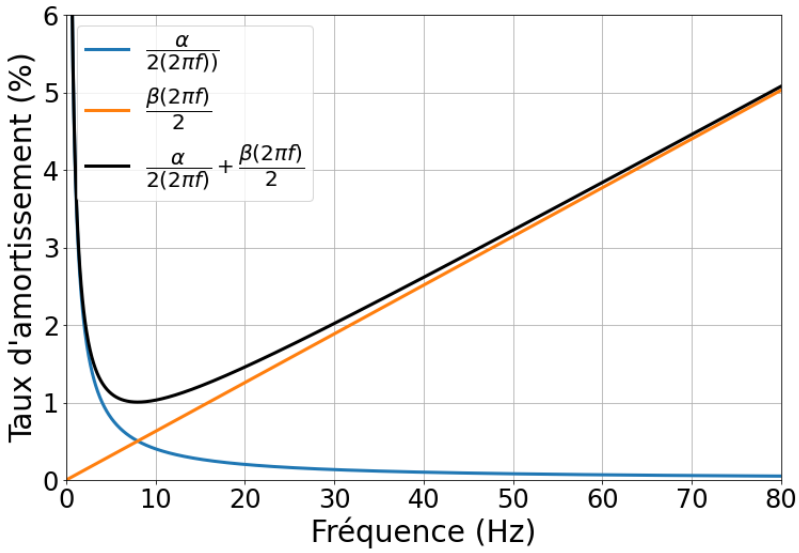
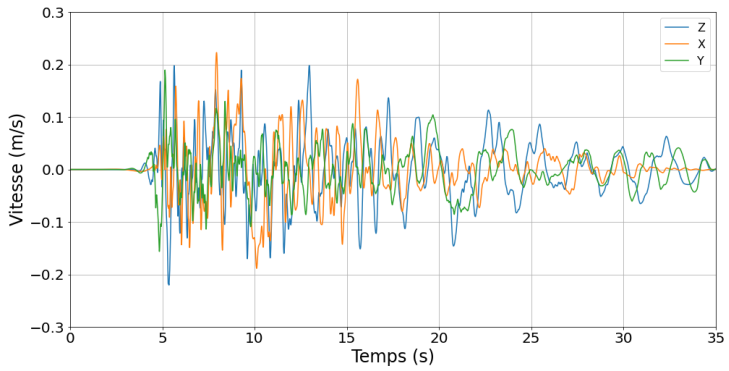


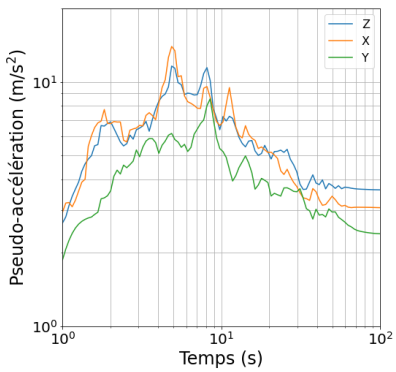
Figure 4.5: Taux d'amortissement utilisé en fonction de la fréquence pour les deux bâtiments

4.5 Excitation sismique

La Figure 4.6 montre l'excitation, appliquée en vitesse aux points de la base de la structure, dans les trois directions, ainsi que les spectres de réponse associés aux excitations. L'excitation sismique comporte une phase très faible de 0 à 4 secondes, puis une phase forte qui dure à peu près 6 secondes (de 4 à 10 secondes) et enfin une phase d'excitation qui décroît progressivement.



(a) Vitesses dans les trois directions X, Y et Z



(b) Spectres de réponse dans les trois directions

Figure 4.6: Excitation sismique appliquée en vitesse à la base de la structure via des Multiplicateurs de Lagrange

Il est important de remarquer que l'application du séisme via des multiplicateurs de Lagrange donne les quantités cinématiques absolues et non pas relatives à la base de la structure. Lorsque la base est excitée uniformément, il est facile d'accéder aux

déplacements relatifs :

$$\mathbf{u}(t)^{relatif} = \mathbf{u}(t)^{absolu} - \mathbf{dep}(t)^{s} \quad \forall t \in [t_0, t_f] \tag{4.1}$$

avec un déplacement du sol $\mathbf{dep}(t)^s$ indépendants des noeuds de la base. Lorsque l'excitation à la base n'est pas homogène, il faut sélectionner les déplacements des noeuds de référence (par exemple noeud central à la base de la pile de pont) pour déterminer les déplacements relatifs.

Enfin, il faut noter que la prise en compte du séisme via des multiplicateurs de Lagrange associés à des conditions cinématiques en vitesse impliquent l'intégration dans le temps des accélérations sismiques. Comme présenté dans le cas de l'IBB, des méthodes de filtre doivent alors être mises en place pour éviter des effets de dérive en déplacement ou vitesse (effets de *drift*).

4.6 Interaction Sol-Structure (ISS)

Des études menées par l'entreprise ATR ont identifié les paramètres du sol pour prendre en compte l'interaction sol-structure via un calcul d'impédances des fondations avec le logiciel Miss3D [99]–[101]. L'implémentation de l'ISS dans le code, détaillée dans la suite, est celle adoptée dans la documentation du Code-Aster [42].

Soient $\boldsymbol{K}$ et $\boldsymbol{M}$ les matrices de raideur et masse, respectivement, de taille $n \times n$. Tout d'abord, les noeuds de la base, comprenant nb degrés de liberté, sont dupliqués. Les matrices de raideur et masse avec les noeuds dupliqués, sont nommées $\boldsymbol{K_T}$ et $\boldsymbol{M_T}$, avec une taille actualisée $(n + nb) \times (n + nb)$. Les valeurs associées aux degrés de liberté ajoutés sont initialisées à zéro dans la matrice de raideur $\boldsymbol{K_T}$ tandis que, dans la matrice de masse $\boldsymbol{M_T}$, les masses des noeuds dupliqués prennent les mêmes valeurs que celles des noeuds de la base du maillage original (avant la duplication des noeuds).

Les noeuds de la base (paire de noeuds formée par le noeud dupliqué et le noeud original de la base de la structure) sont alors reliés par des ressorts linéaires dont les raideurs sont identifiées via des méthodes de calcul sol-structure.

La matrice de raideur relative aux degrés de liberté de chaque noeud est la suivante :

$$\boldsymbol{K_{ISS}} = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & R_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & R_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & R_z \end{bmatrix} \tag{4.2}$$

avec K_x, K_y et K_z les raideurs dans les directions X, Y et Z, respectivement, et R_x, R_y et R_z les raideurs de rotation autour des directions X, Y et Z, respectivement. Les valeurs des raideur sont indiquées dans la Table 4.4.

La matrice élémentaire pour chaque élément liant le noeud dupliqué au noeud original s'écrit sous la forme d'une simple matrice élémentaire associée à un élément de type ressort :

$$\boldsymbol{K_{ressort}} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{K_{ISS}} & -\boldsymbol{K_{ISS}} \\ -\boldsymbol{K_{ISS}} & \boldsymbol{K_{ISS}} \end{bmatrix} \tag{4.3}$$

Table 4.4: Raideurs ISS

	BS	BMS
K_x (MN/m)	31291	24492
K_y (MN/m)	38282	29505
K_z (MN/m)	53086	40675
R_x (MNm/rad)	2071118	1635375
R_y (MNm/rad)	7695851	2669613
R_z (MNm/rad)	3203600	1194400

avec $\boldsymbol{K_{ISS}}$ donnée dans l'Eq. (4.2).
La matrice de raideur finale qui prend en compte l'interaction sol-structure est donnée par :

$$\boldsymbol{L^T_{E,ress} K_T L_{E,ress}} = \boldsymbol{L^T_{E,ress} K_T L_{E,ress}} + \boldsymbol{K_{ressort}}, \quad \text{pour } E = 1...N_{base} \tag{4.4}$$

avec E l'indice des ressorts à la base du bâtiment (N_{base} est le nombre de ressorts), $\boldsymbol{L_{E,ress}}$ est la matrice de taille $(n + nb) \times 12$ qui indique la position des degrés de liberté de chaque élément ressort de l'ISS dans la matrice de raideur globale ; $\boldsymbol{K_{ressort}}$ est la matrice élémentaire des ressorts donnée dans l'Eq. (4.3). D'un point de vue calcul, au lieu d'imposer l'excitation sismique aux noeuds de la base des bâtiments, le séisme est imposé aux noeuds dupliqués.

Ayant la matrice de raideur et de masse, il est possible de calculer le pas de temps critique du problème avec l'Eq. (2.73), en ne considérant pas l'amortissement de Rayleigh. Il s'avère que le pas de temps critique calculé via cette formule, avec l'ISS, est de $\Delta t_{crit} = 7.21 \times 10^{-7}$ c'est-à-dire 41.6 fois plus petit que le problème sans l'ISS. Par conséquent, la prise en compte de l'ISS, avec les raideurs obtenues par le calcul MISS3D, conduit à des temps de calcul rédhibitoires dans le cadre d'un schéma explicite. Dans la suite, l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte. L'effet de l'ISS sur l'entrechoquement reste néanmoins un point important à évaluer. Ce point spécifique sera discuté dans les perspectives de ce travail.

4.7 Localisation des noeuds pour le post-traitement

Etant donné qu'il s'agît de deux bâtiments de grande échelle, il est intéressant de suivre la réponse, en termes de déplacement et accélération, en différents points de la structure, notamment sur les planchers des deux bâtiments. L'ensemble des points de post-traitement est montré sur une vue latérale dans la Figure 4.7(a). Les Figures 4.7(b) et 4.7(c) montrent la vue de face des bâtiments BS et BMS, respectivement. Le rez-de-chaussée des bâtiments, où il n'y a pas de point de post-traitement, est considéré comme l'étage 0. Le dernier étage est l'étage 7.

Comme pour les tests IBB, l'algorithme utilisé pour l'intégration temporelle des équations du mouvement et la gestion du contact entre les bâtiments est le schéma CD-

Lagrange. Les noeuds qui s'entrechoquent ont une accélération dépendante du pas de temps [37], ce qui ne permet pas d'obtenir des accélérations fiables. Comme pour les tests IBB, les noeuds de post-traitement sont donc situés à l'intérieur des dalles, distants d'au moins 1 élément fini des bords qui s'entrechoquent.

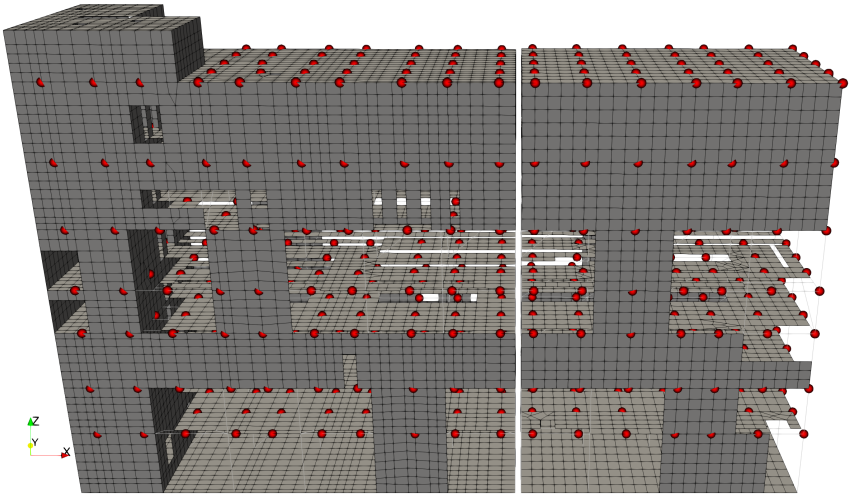
Suivant la direction X, les points de post-traitement sélectionnés ont un écart d'approximativement 3 mètres entre eux pour chaque plancher, ce qui donne un total de 10 points dans la longueur pour le bâtiment BS (le bâtiment fait presque 30 mètres de long) et 7 points pour le bâtiment BMS (le bâtiment fait presque 20 mètres de long). La Figure 4.7(a) montre les différents points de post-traitement. Suivant la direction Y, il a été pris 5 points de post-traitement pour chaque étage, comme montré sur la Figure 4.8 pour le bâtiment BS et la Figure 4.9 pour le bâtiment BMS. Dans la direction Y, ces 5 points sont choisis de sorte que les lignes 1 et 5 coïncident avec les parois latérales, la ligne 3 avec les colonnes centrales et les lignes 2 et 4 avec les parois et les colonnes. Dans la suite, les points alignés dans la direction Y sont appelés rangs tandis que les points alignés dans la direction X sont appelés lignes.

4.8 Résultats numériques

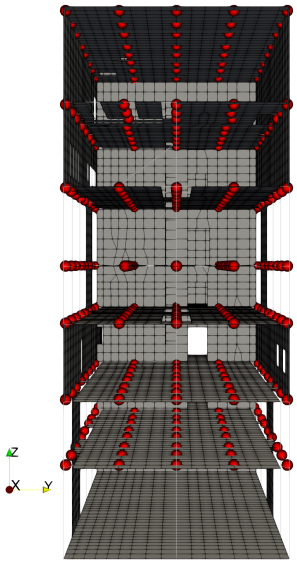
Ainsi que dans l'IBB, l'influence inter-étage de l'impact est étudiée, c'est-à-dire que l'on cherche à évaluer les effets de l'entrechoquement en un étage donné sur les étages inférieurs. Trois cas sont considérés pour l'analyse des résultats, synthétisés dans le Tableau 4.5. Le premier cas (Cas 0) correspond au cas sans contact, c'est-à-dire que l'on se place dans une situation où il n'y a pas d'impact entre les bâtiments ; ce premier cas est un cas de référence permettant par la suite d'évaluer les effets des impacts sur le comportement vibratoire de la structure en comparant avec des simulations avec impacts. Le deuxième cas (Cas 1) considère une détection de l'impact au niveau de tous les points extérieurs des dalles ; c'est le cas le plus général dans lequel on ne présuppose pas un impact sur un ou des étages donnés. Néanmoins, compte tenu de la géométrie des deux bâtiments, les impacts ne peuvent alors lieu qu'au niveau des dalles, comme pour les tests IBB. Il faut aussi noter qu'ici, contrairement aux tests IBB dans lesquels des paires de noeuds potentiellement en contact sont présupposés du fait des maillages compatibles, le contact entre les bâtiments est traité avec une approche de type mortar permettant de prendre en compte les maillages incompatibles au contact. La méthode de mortar a été précédemment présentée dans la section 2.5. Le dernier cas (Cas 2) présuppose que le contact n'a lieu qu'au niveau des dalles du dernier étage (étage 7). En effet, comme cela sera exhibé dans la suite, les impacts les plus violents ont lieu au dernier étage. De plus, il est particulièrement intéressant de considérer ce cas pour l'analyse de l'influence des impacts sur les étages inférieurs.

4.8.1 Réponse moyenne de chaque étage pour le Cas 0 (sans entrechoquement) et le Cas 1 (avec entrechoquement)

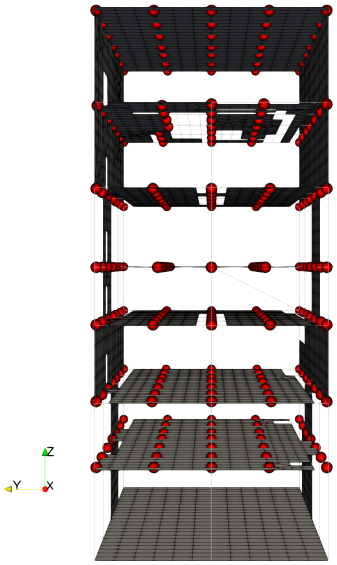
Les Figures 4.10 et 4.11 montrent le déplacement de l'étage 7, relatif au sol, des bâtiments BS et BMS, respectivement. Le point de post-traitement considéré pour le bâtiment BS est un des noeuds de post-traitement précédemment présentés, situé à proximité du coin de la dalle de l'étage 7. Les Cas 0 et 1 sont comparés afin d'évaluer l'effet de l'entrechoquement sur le déplacement en tête des bâtiments. Le déplacement relatif maximal de BS, dans



(a) Vue latérale des bâtiments BS et BMS



(b) Vue frontale de BS

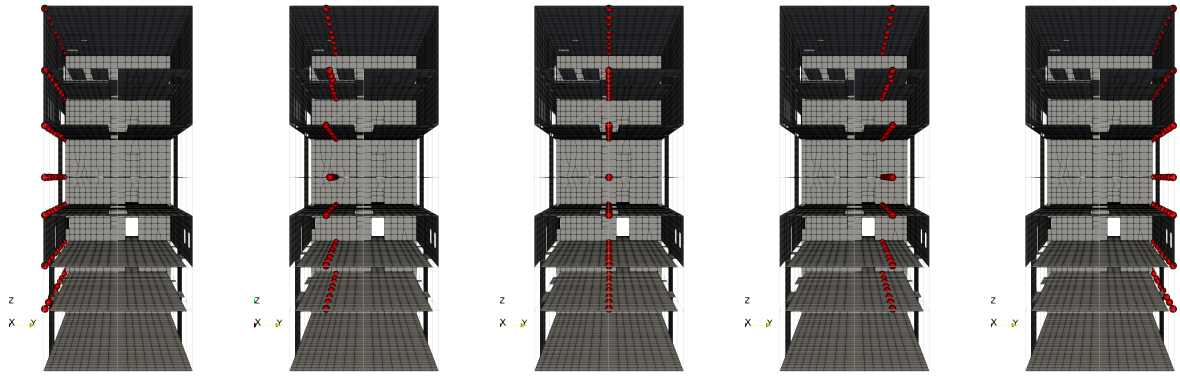


(c) Vue frontale de BMS

Figure 4.7: Points de post-traitement des bâtiments BS et BMS

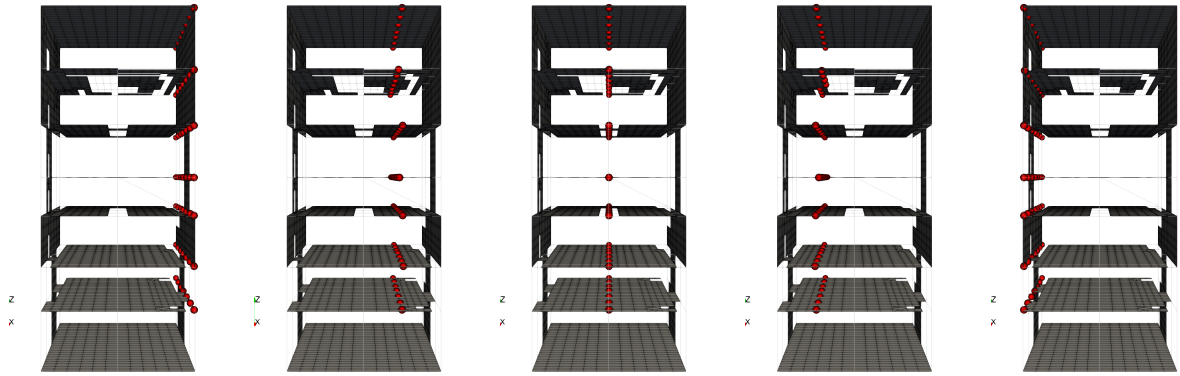
Table 4.5: Les trois cas considérés pour les simulations : le Cas 0 est un cas de référence sans entrechoquement (uniquement le comportement vibratoire sous séisme) ; les Cas 1 et 2 sont deux scénarios d'entrechoquement qui se distinguent par la détection du contact (Cas 1 contact potentiel entre les dalles de tous les étages et Cas 2 entrechoquement uniquement au niveau du dernier étage)

	Cas 0	Cas 1	Cas 2
Détection du contact (étages)	[]	[1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]	[7]



(a) Ligne 1 (b) Ligne 2 (c) Ligne 3 (d) Ligne 4 (e) Ligne 5

Figure 4.8: Points de post-traitement du bâtiment BS : lignes pour les différents étages



(a) Ligne 1 (b) Ligne 2 (c) Ligne 3 (d) Ligne 4 (e) Ligne 5

Figure 4.9: Points de post-traitement du bâtiment BMS : lignes pour les différents étages

la direction X est approximativement 5 cm et celui du BMS 7 cm. Le déplacement en tête dans la direction Y est supérieur au déplacement dans la direction X : pour les deux bâtiments, le déplacement relatif en tête des deux bâtiments selon Y dépasse les 10 cm. Il est aussi noté que les bâtiments sont plus raides dans la direction X que dans la direction Y, ce qui a déjà été souligné par l'analyse modale. Ce comportement vibratoire plus souple suivant le mode de flexion selon Y que selon le mode de flexion selon X se retrouve via l'analyse des périodes d'oscillation observées dans les Figures 4.10 et 4.11, avec une période d'oscillation plus importante selon la direction Y. De même, compte tenu des accélérations de même niveau dans les deux directions (Figure 4.6), la plus grande souplesse suivant la direction Y se traduit par un déplacement plus important que celui dans la direction X.

La comparaison entre les cas sans et avec entrechoquement montre que, même si la valeur maximale des déplacements ne change pas beaucoup, le déplacement dans la direction X, c'est-à-dire suivant la direction de l'entrechoquement, est affecté de manière plus significative que celui dans la direction Y. Dans la suite, ce constat sur les déplacements sera différent concernant les accélérations, avec des accélérations selon X et Y qui sont toutes les deux sujettes aux effets de l'entrechoquement.

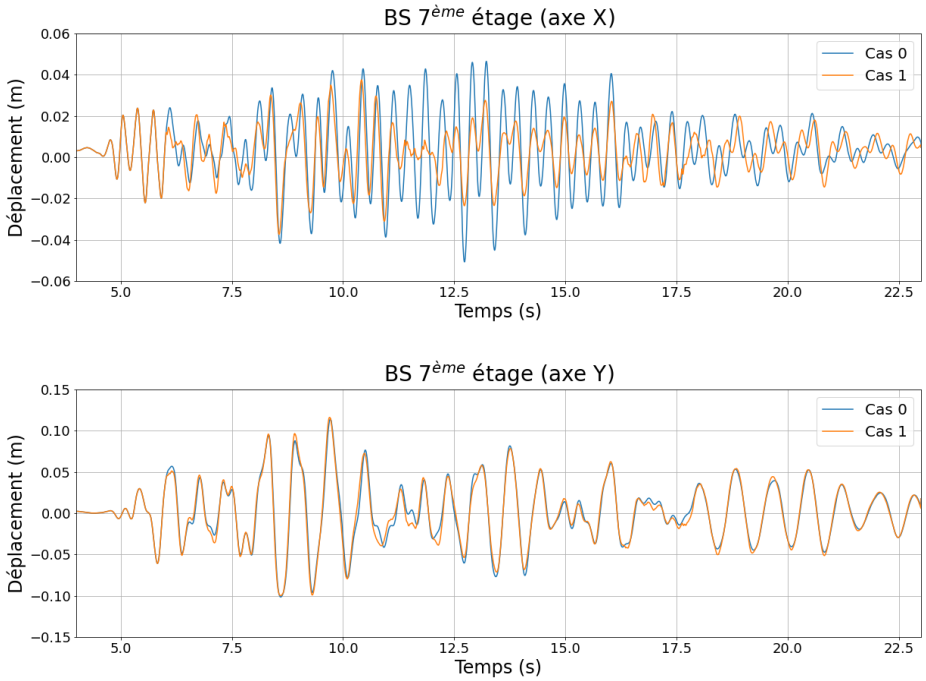


Figure 4.10: Déplacement relatif au $7^{ème}$ étage du bâtiment BS dans les directions X et Y pour les Cas 0 et 1

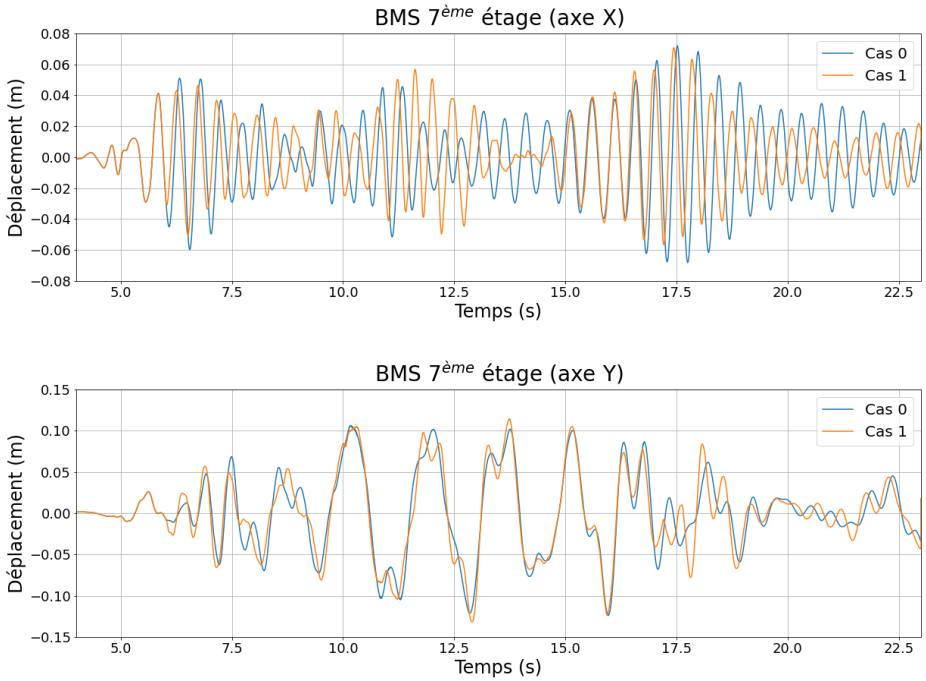


Figure 4.11: Déplacement relatif au $7^{ème}$ étage du bâtiment BMS dans les directions X et Y pour les Cas 0 et 1

Comme pour les tests IBB, l'accélération moyenne au niveau de chaque étage est obtenue en faisant la moyenne des accélérations des points situés sur chaque étage. La Figure 4.12 montre l'effet de l'entrechoquement en termes d'accélération moyenne

pour les trois premiers étages du bâtiment BMS dans la direction X, tandis que la Figure 4.13 montre ces mêmes quantités pour les étages 4, 5, 6 et 7. Les spectres de réponse tracés dans ces deux Figures sont par rapport à l'accélération moyenne sur l'étage.

Sur les trois premiers étages, aucun contact entre les deux bâtiments n'est détecté. Néanmoins, il est possible d'observer les effets de l'impact, qui ont lieu aux étages supérieurs, sur les étages inférieurs, en termes d'accélération et de spectres de réponse : nous constatons que des modes propres en basses fréquences, en dessous de 20 Hz, sont excités par l'entrechoquement sur les étages supérieurs. Pour les hautes fréquences, au-delà de 20 Hz, il n'y a pas d'amplification du spectre de réponse ce qui témoigne du fait qu'il n'y a pas eu de contacts sur ces étages inférieurs et que l'influence de l'entrechoquement des étages supérieurs est négligeable. Notons que cette première analyse en termes d'accélération s'appuie sur le spectre de réponse de l'accélération moyenne. Il restera à analyser plus précisément les effets de l'entrechoquement en différenciant les résultats obtenus en différents points des étages inférieurs.

Concernant les quatre derniers étages, c'est-à-dire les étages 4, 5, 6 et 7, l'entrechoquement entre les bâtiments est présent et observable grâce aux pics d'accélération en temps tracés sur la Figure 4.13, avec un pic maximal pour l'accélération moyenne de $40\,m/s^2$ pour l'étage 7. De nouveau, nous constatons que les modes en basses fréquences, entre 10 et 20 Hz, sont bien amplifiés par l'entrechoquement. Pour les hautes fréquences, l'effet de l'entrechoquement sur les spectres de réponse est plus net, en particulier pour les étages 6 et 7, mais il est encore lissé par le fait que l'on considère une accélération moyenne et non pas des accélérations en différents points de la dalle.

Les spectres de réponse pour l'accélération moyenne dans les directions Y et Z sont donnés dans les Figures 4.14 et 4.15. Nous observons que l'entrechoquement selon la direction X n'a que très peu d'influence sur les spectres de réponse dans les directions Y et Z, pour les basses fréquences comme pour les hautes fréquences.

Comme déjà mentionné, les bâtiments sont longs et la réponse peut changer considérablement selon les points de post-traitement de la structure. Dans l'objectif d'illustrer ces fortes variations, nous nous intéressons à un contact au dernier étage illustré dans la Figure 4.16. Le pic d'accélération sur le dernier étage du bâtiment BMS est tracé dans les directions X, Y et Z en se concentrant sur la fenêtre temporelle encadrant ce contact. La courbe noire correspond à l'accélération moyenne pour les noeuds situés sur une ligne du bâtiment (ici ligne latérale du bâtiment BMS, coïncidant avec les voiles externes).

Le noeud 1 est le noeud le plus proche du bord de contact, jusqu'au noeud 7 le plus éloigné du contact. Il est évident que les accélérations subies par les différents points d'une même ligne sont très variables, avec un pic d'accélération très net pour le noeud 1 qui est ensuite distordu et amorti pour les points suivants : le pic est encore observable pour les noeuds 2 et 3, avec le décalage en temps qui correspond à la propagation de l'onde dans la dalle. Notons que l'accélération moyenne lisse significativement les résultats ce qui nous conduit dans la suite de ce travail à regarder les résultats non moyennés sur les étages.

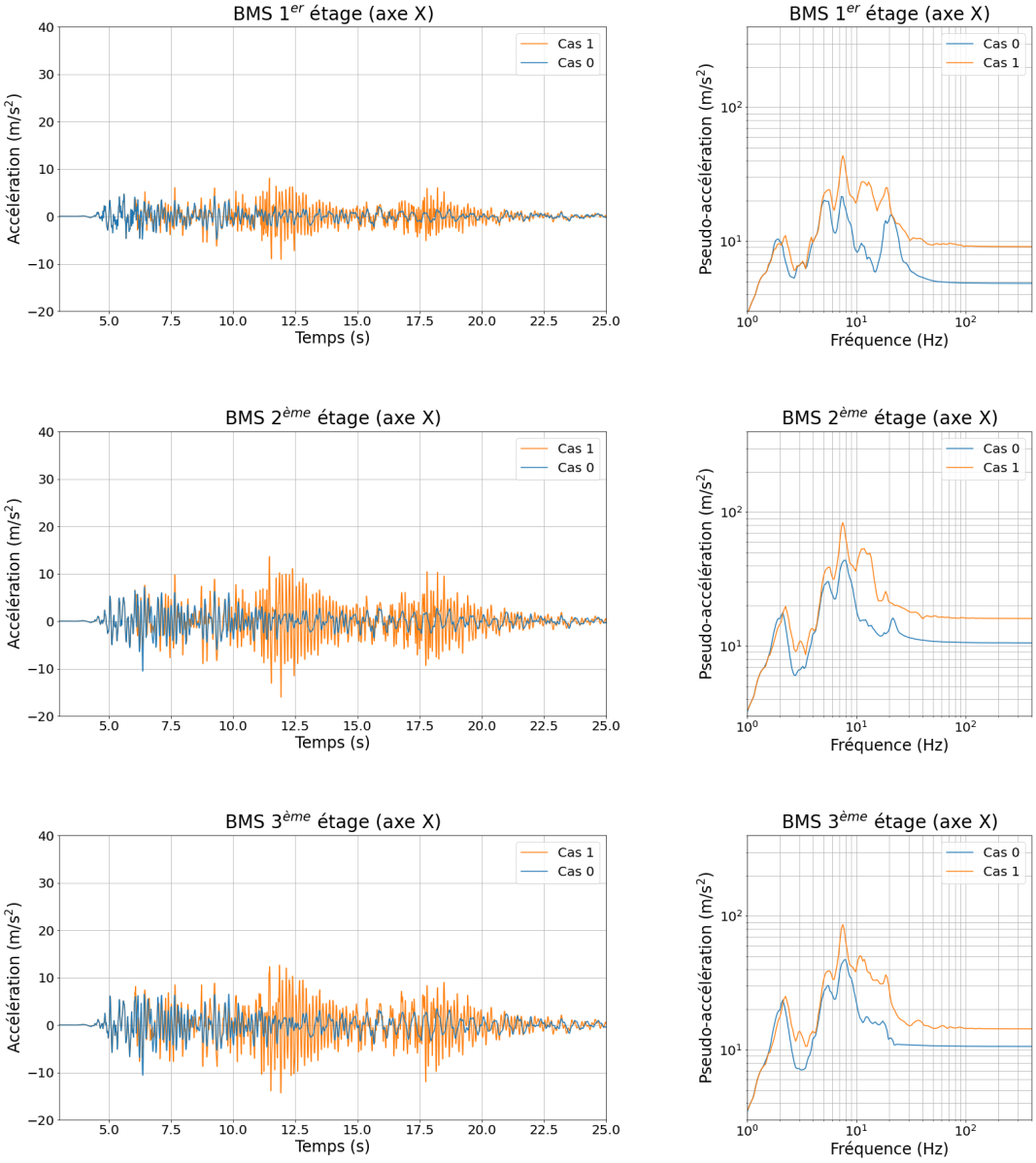


Figure 4.12: Accélérations et spectres de réponse des Cas 0 et 1 du 1^{er} au $3^{ème}$ étage pour le bâtiment BMS

4.8.2 Réponse suivant la distance de l'entrechoquement (Cas 1)

Les spectres de réponse sont analysés en fonction de la distance du point considéré par rapport à l'impact. Afin d'organiser les résultats et de faciliter leur interprétation, une couleur est attribuée à chaque rang de points. Comme présenté précédemment, un rang de points sur un étage est formé par 5 points alignés dans la direction Y. Sur la Figure 4.17, les rangs de points sont illustrés sur les maillages des bâtiments BS et BMS : pour les deux bâtiments, les rangs en bleu (rang 1) sont les plus proches des bords d'impact puis les couleurs orange (rang 2), verte (rang 3) et ainsi de suite pour constituer finalement 10 rangs pour le bâtiment BS et 7 rangs pour les bâtiment BMS. Ces couleurs seront utilisées pour le tracé des résultats des simulations dans la suite.

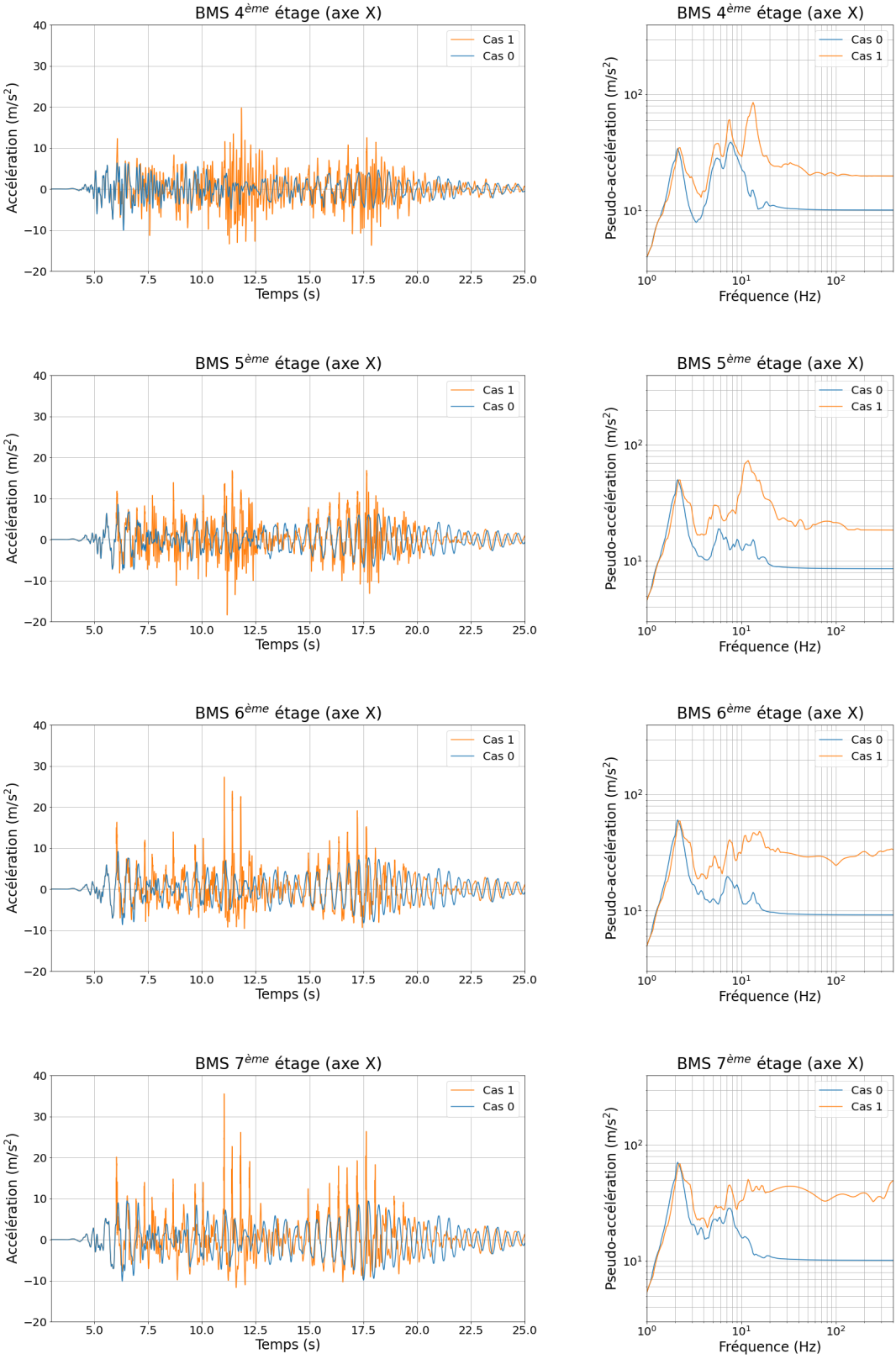


Figure 4.13: Accélérations et spectres de réponse des Cas 0 et 1 du $4^{ème}$ au $7^{ème}$ étage pour le bâtiment BMS

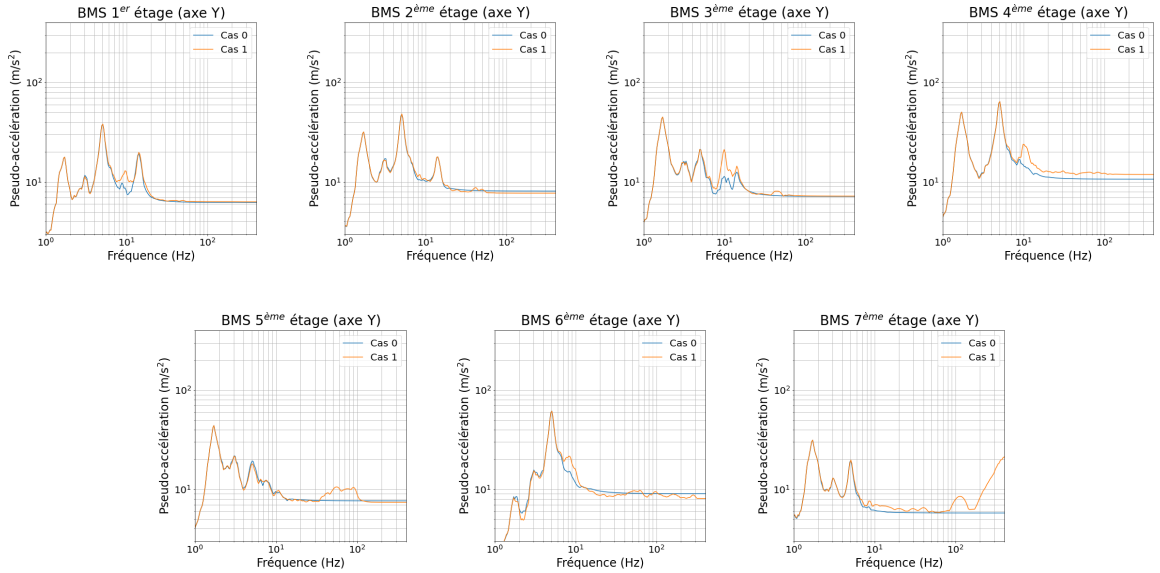


Figure 4.14: Spectres de réponse de l'accélération moyenne dans la direction Y des Cas 0 et 1 pour le bâtiment BMS

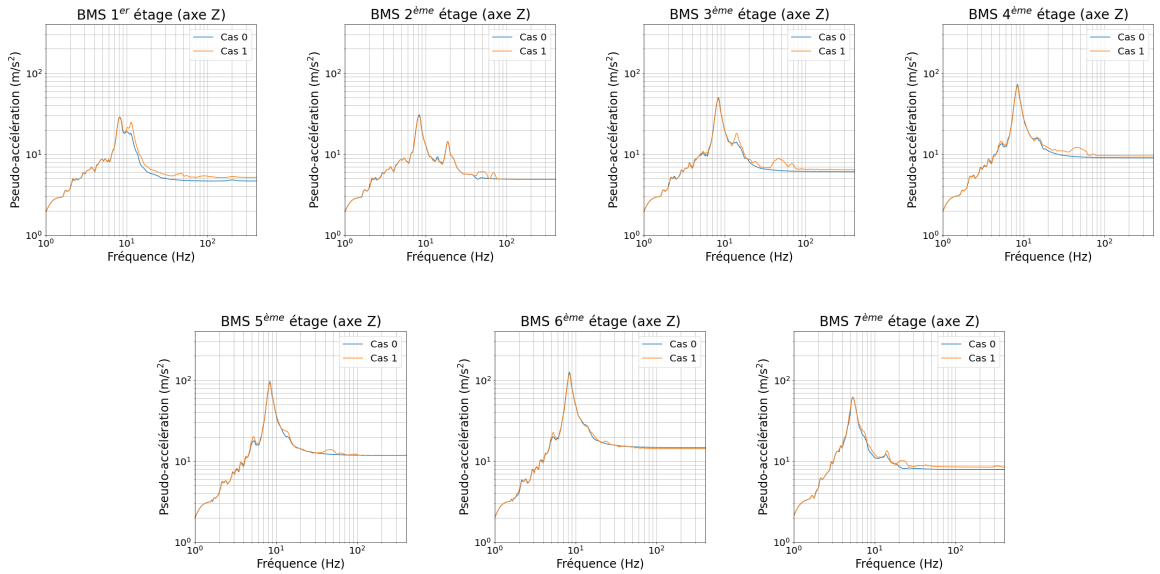


Figure 4.15: Spectres de réponse de l'accélération moyenne dans la direction Z des Cas 0 et 1 pour le bâtiment BMS

Les spectres de réponse dans la direction X des 7 rangs de post-traitement du bâtiment BMS, pour les étages 4, 5, 6 et 7, sont tracés sur la Figure 4.18. Pour chaque étage, les 5 spectres bleus sont relatifs aux 5 points du rang 1, les 5 courbes orange sont relatifs aux points du rang 2 et ainsi de suite. De plus, pour chaque étage, la moyenne des spectres de réponse relatifs à l'ensemble des points de post-traitement de l'étage est donnée à des fins de comparaison.

Sur la Figure 4.18, les spectres de réponse de l'étage 7 associés aux rang 1 et 2 sont amplifiés pour les hautes fréquences (au-delà de 30 Hz) puisque ce sont les rangs les

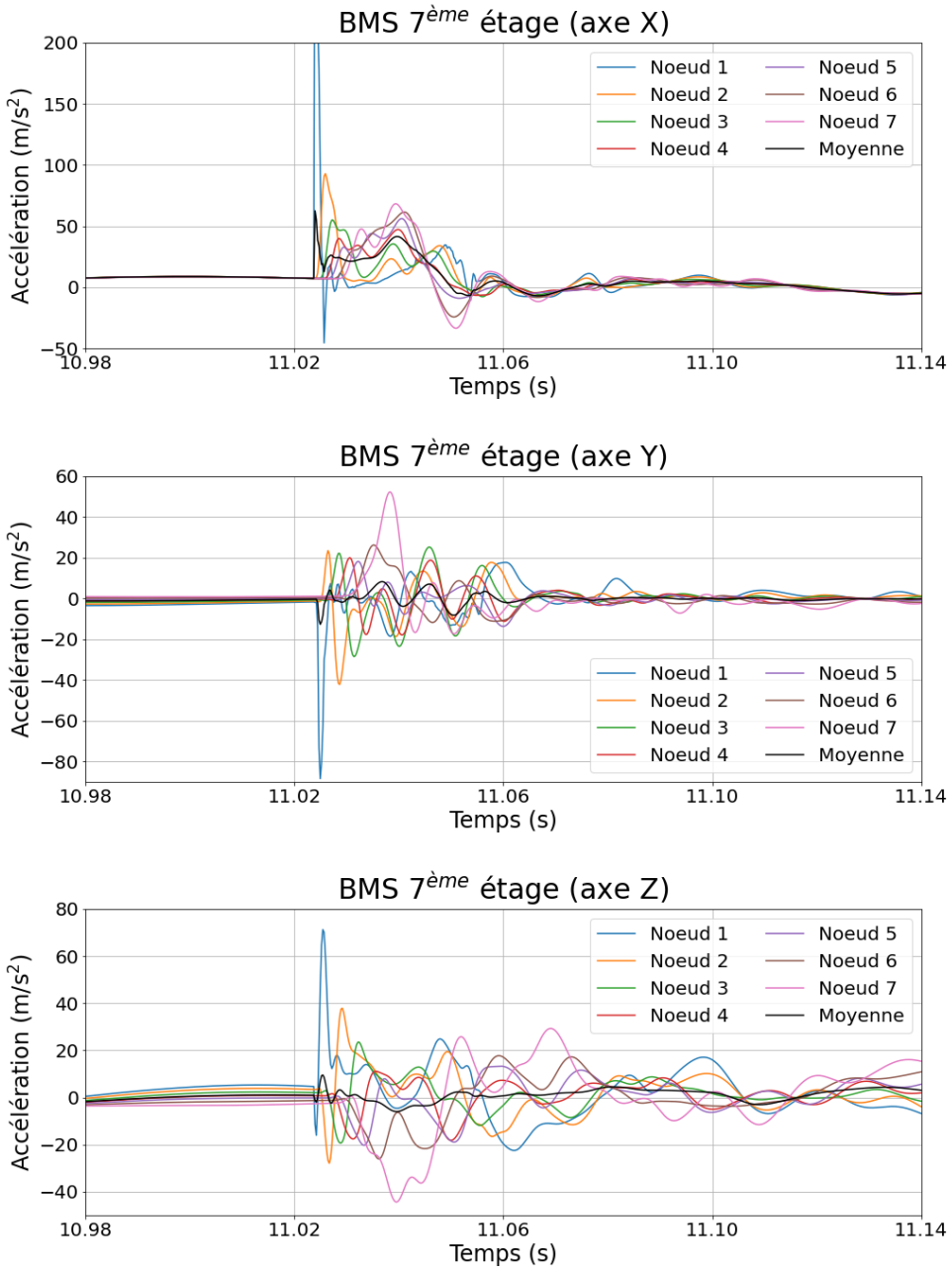


Figure 4.16: Pic d'accélération dû à un impact suivant la direction X et comparaison entre les accélérations X, Y, Z pour différents noeuds le long d'une ligne latérale du bâtiment BMS avec l'accélération moyennée sur cette même ligne

plus proches du contact. L'amplification en hautes fréquences n'apparaît pas lorsqu'on considère le spectre moyen de l'accélération sur l'étage (courbe en noir). Pour les rangs supérieurs, du rang 3 jusqu'au rang 7, l'entrechoquement semble n'avoir que peu d'influence. Cela confirme les observations faites relatives aux accélérations en temps (Figure 4.16) qui exhibaient des pics d'accélération marqués puis une distorsion et un amortissement lorsqu'on s'éloigne du bord de contact. Les mêmes observations peuvent être faites pour les étages 5 et 6, tandis que pour l'étage 4, les spectres de réponse des rangs 1 et 2 ne sont pas plus amplifiés que les autres rangs dans la plage des hautes

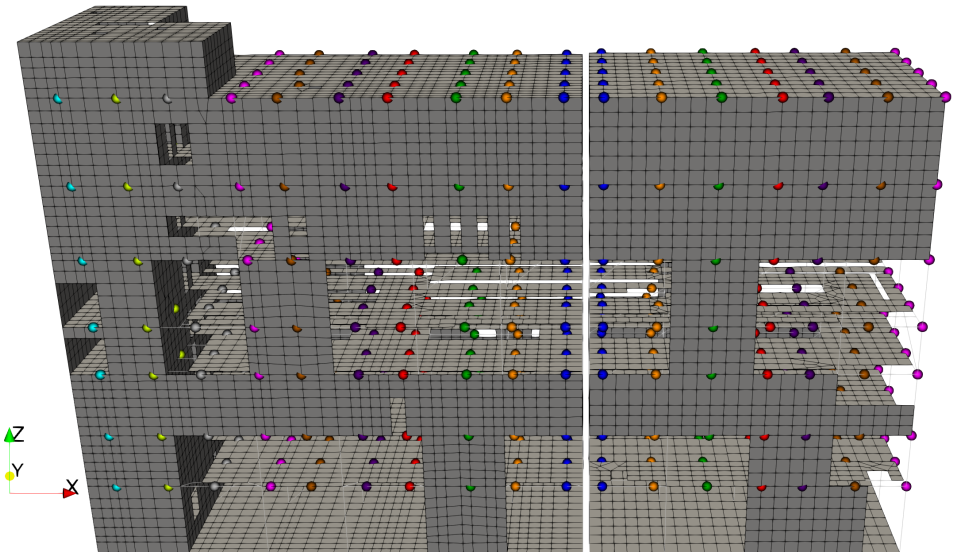


Figure 4.17: Les rangs de points de post-traitement avec leur couleur selon leur distance par rapport au bord de contact pour les bâtiments BS et BMS

fréquences, indiquant que l'entrechoquement n'a pas lieu à l'étage 4. Les autres étages, de l'étage 1 à 3, reportés dans l'Annexe B pour des raisons de concision, ont un comportement similaire, c'est-à-dire qu'il n'y a pas d'amplification particulière pour les rangs proches du bord de contact.
Les spectres de réponse dans la direction X de tous les étages du bâtiment BS se trouvent dans l'Annexe B. L'analyse de ces résultats mène aux mêmes observations que celles du bâtiment BMS.

Pour les fréquences plus basses, en dessous de 20 Hz, il est possible de distinguer plusieurs pics dans les spectres de réponse. Ces pics correspondent à des modes de flexion globale de la structure dans une direction (X ou Y) et à des modes de torsion. Ces pics en basses fréquences sont analysés dans la suite.

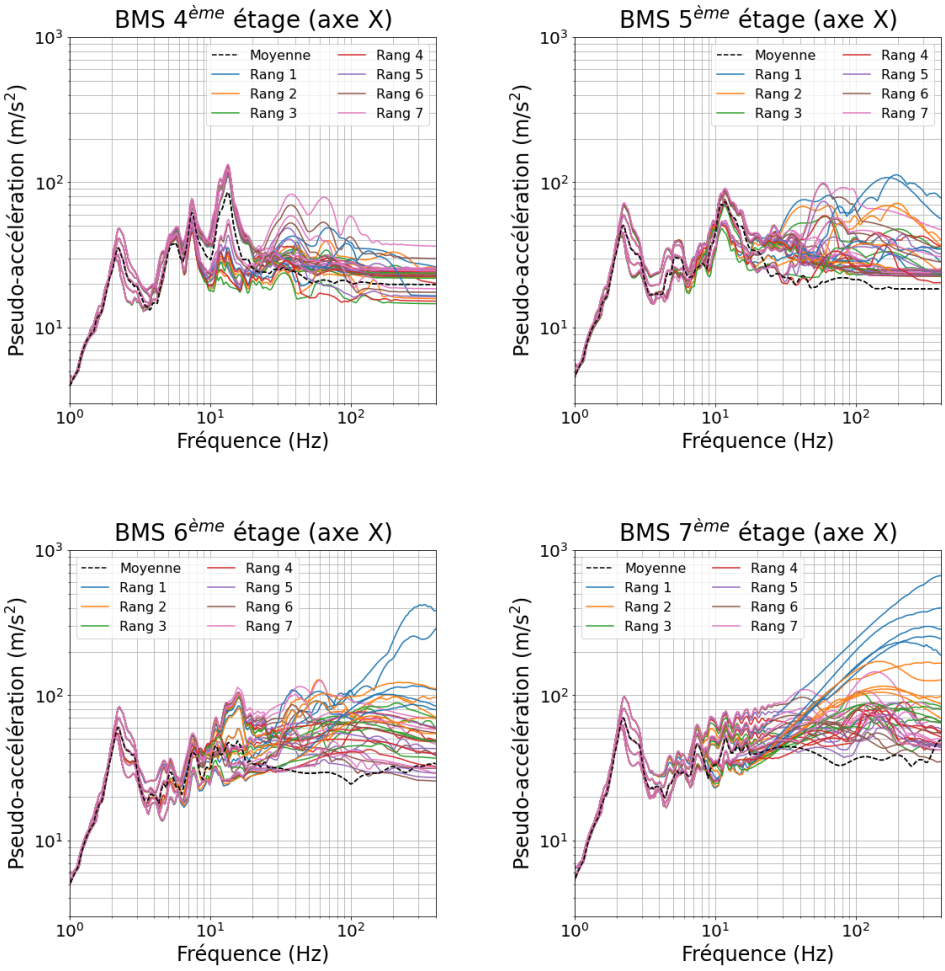


Figure 4.18: Spectres de réponse en pseudo-accélération pour tous les points de chaque rang, rang de 1 à 7, pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS, dans la direction X

Sur la Figure 4.19, sont tracés les spectres de réponse, dans la direction Y, relatifs aux 35 points (5 points par rang, 7 rangs) des étages de 4 à 7 pour le bâtiment BMS. Pour la plage des hautes fréquences, aux étages 6 et 7, l'entrechoquement génèrent des hautes fréquences bien visibles sur les spectres, très au-dessus du spectre de l'accélération moyenne sur l'étage (courbe en noir). Il est important de constater que l'entrechoquement qui a lieu dans la direction X a une forte influence sur les accélérations selon la direction Y et ceci sans avoir introduit de frottement au contact entre les planchers. Par ailleurs, nous constatons que les niveaux de spectres de réponse atteints sont de même ordre de grandeur dans les deux directions X et Y (approximativement $700\,m/s^2$ au maximum pour l'étage 7).

Dans la plage des basses fréquences, en dessous de 20 Hz, nous pouvons observer, en particulier pour l'étage 7, que les spectres de réponse relatifs aux 5 points d'un même rang sont très proches pour certains pics de pseudo-accélération : autour de 10 Hz, par exemple, les spectres d'un même rang semblent quasiment confondus ; par ailleurs, les spectres les plus amplifiés sont relatifs aux rangs situés les plus proches des extrémités du bâtiment (rangs 1 et 7), viennent ensuite les rangs 2 et 6 (couleurs orange et brune) puis les rangs 3 et 5 (couleurs verte et violette) et enfin le rang médian du bâtiment, le

rang 4 (courbe rouge) qui est clairement peu amplifié autour de 10 Hz. Autrement dit, autour de 10 Hz, les pics de spectre de réponse apparaissent décalés en termes de niveau d'accélération. Ces caractéristiques concernant les spectres de réponse organisés en rangs peuvent s'expliquer par le fait que nous sommes en présence d'un mode de rotation du bâtiment BMS : les rangs médians sont peu excités selon la direction Y tandis que les rangs extrêmes le sont de façon importante.

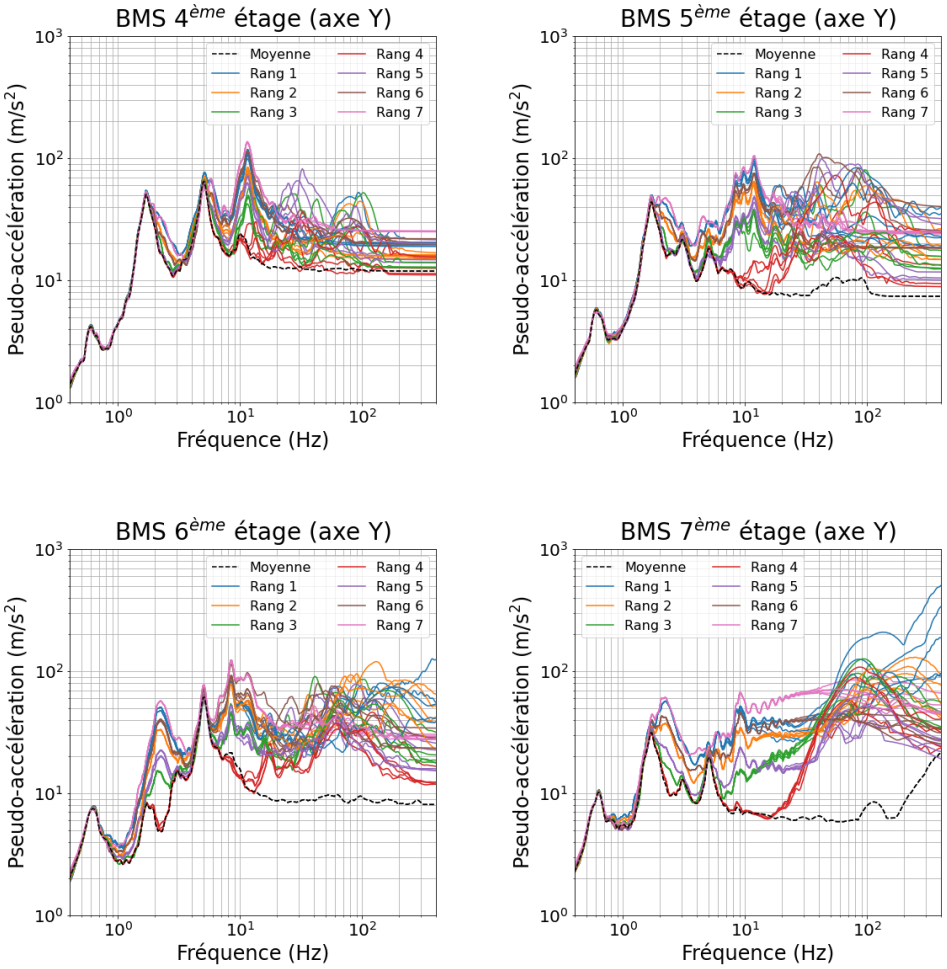


Figure 4.19: Spectres de réponse en pseudo-accélération pour tous les points de chaque rang, rang de 1 à 7, pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS, dans la direction Y

La Figure 4.20 qui donne certains modes de vibration du bâtiment BMS confirme l'explication avancée précédemment : les modes illustrés dans les Figures 4.20(b), 4.20(c) et 4.20(d) correspondent à 3 modes de rotation du bâtiment BMS dont les fréquences propres sont proches de 10 Hz. Pour les étages supérieurs, ces modes exhibent des rotations de dalles ce qui explique les amplifications observées pour les spectres de réponse relatifs aux rangs extrêmes et les faibles amplifications pour les rangs médians.

Si l'on se concentre à présent sur le mode basse fréquence autour de 5 Hz sur la Figure 4.19, les spectres des rangs 1 à 7 semblent très proches, particulièrement, pour les étages 4 et 6. Si on analyse à présent les modes de vibration autour de cette fréquence, on constate qu'un mode à 5.26 Hz est concerné, montré sur la Figure 4.20(a). Pour ce mode, il est

clair que les déplacements selon la direction Y sont importants pour les étages 4 et 6 : il y a une translation d'ensemble pour ces deux étages, ce qui se retrouve sur les spectres des différents rangs qui coïncident à la fréquence de 5.26 Hz pour les étages 4 et 6. Sur la Figure 4.20(a), on observe que les étages 5 et 7 ont des composantes de translation plus faibles ce qui expliquerait que les spectres à 5.26 Hz soient moins regroupés que pour les étages 4 et 6. Contrairement au cas du mode en rotation, pour lequel les spectres des différents rangs étaient décalés en amplitude selon la distance des rangs par rapport à la zone médiane du plancher, ici, tous les spectres se confondent en un pic, ce qui caractérise un mode de flexion. Néanmoins, comme exhibé sur la Figure 4.20(a), le mode de vibration dans une structure réelle peut être complexe, avec des translations claires selon Y des planchers pour les étages 4 et 6 mais aussi des composantes verticales importantes selon Z pour l'étage 7.

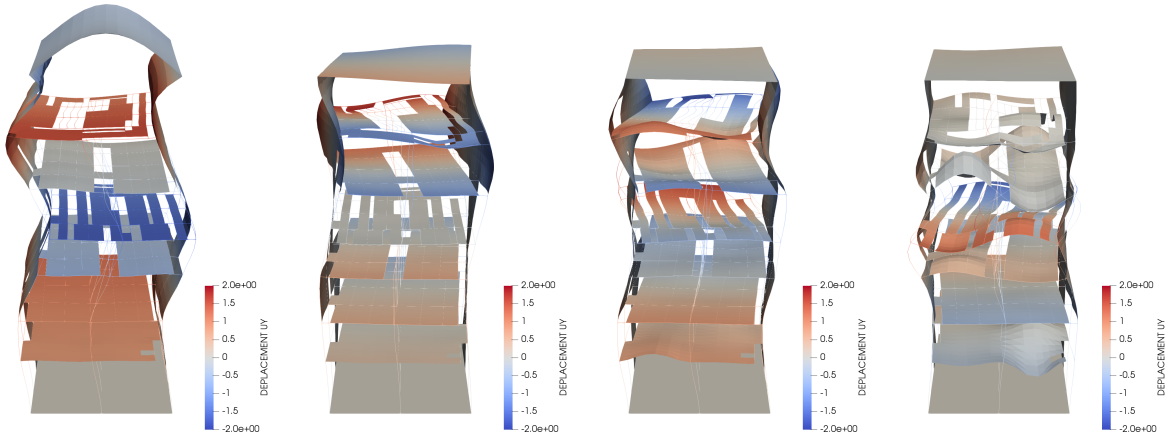
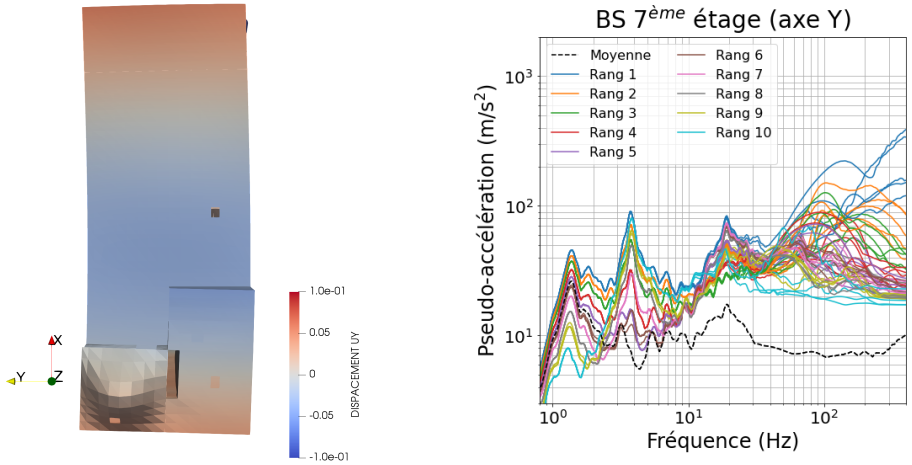


Figure 4.20: Modes propres du bâtiment BMS avec les fréquences propres : (a) 5.26 Hz ; (b) 8.83 Hz ; (c) 10.69 Hz ; (d) 12.13 Hz

Les spectres de réponse dans la direction Y des 3 premier étages du bâtiment BMS ainsi que de tous les étages du bâtiment BS se trouvent dans l'Annexe B. De façon générale, les mêmes analyses que celles détaillées pour le bâtiment BMS peuvent être reconduites pour le bâtiment BS. Cependant, la Figure 4.21(a) présente un mode de torsion plus complexe que celui observé pour le bâtiment BMS. Le mode de torsion a une fréquence propre de 19.06 Hz. On visualise le mode de vibration sur la Figure 4.21(a) avec une vue du dessus de l'étage 7, tandis que sur la Figure 4.21(a), sont tracés les spectres de réponse selon la direction Y des 5 points appartenant aux 10 rangs de la structure BS (contre 7 rangs pour la structure BMS qui est plus petite). Autour de 20 Hz, le mode de torsion apparaît bien sur les spectres, avec des décalages en amplitude comme cela a été constaté pour le mode de torsion pour le bâtiment BMS. Toutefois, les rangs en zone médiane, c'est-à-dire les rangs 5 6, 7, semblent aussi amplifiés ce qui n'était pas le cas pour le bâtiment BMS. Une explication peut être trouvée en analysant le mode de vibration du bâtiment BS pour l'étage 7 : on voit que le mode de torsion du bâtiment prend une forme de "U" ce qui expliquerait que les rangs médians comme les rangs extrêmes soient amplifiés. De nouveau, pour les structures réelles telles que les bâtiments BS et BMS, la complexité des modes de vibration est soulignée, complexité accrue par l'entrechoquement qui excite certains modes qui n'ont que peu d'influence dans le comportement vibratoire des structures sans entrechoquement.



(a) (b)

Figure 4.21: Bâtiment BS : (a) Vue du dessus d'un mode de torsion du bâtiment BS à la fréquence propre 19.06 Hz (b) Spectres de réponse dans la direction Y pour les 10 rangs, 5 points par rang

4.8.3 Réponse suivant les lignes le long des bâtiments (Cas 1)

L'analyse précédente a été conduite selon les rangs, c'est-à-dire la distance des points de post-traitement au bord de contact. Dans cette section, l'analyse est conduite selon les lignes de points comme illustré sur la Figure 4.22. Chaque ligne est associée à une couleur : la ligne bleue est la ligne extrême suivant les Y négatifs puis la ligne orange, la ligne verte pour la médiane du plancher, la ligne rouge et enfin la ligne extrême noire suivant les Y positifs. Notons que les deux lignes extrêmes suivant les voiles extérieurs aux bâtiments. Les lignes du bâtiment BMS comprennent 7 points tandis que les lignes du bâtiment BS en comprennent 10.

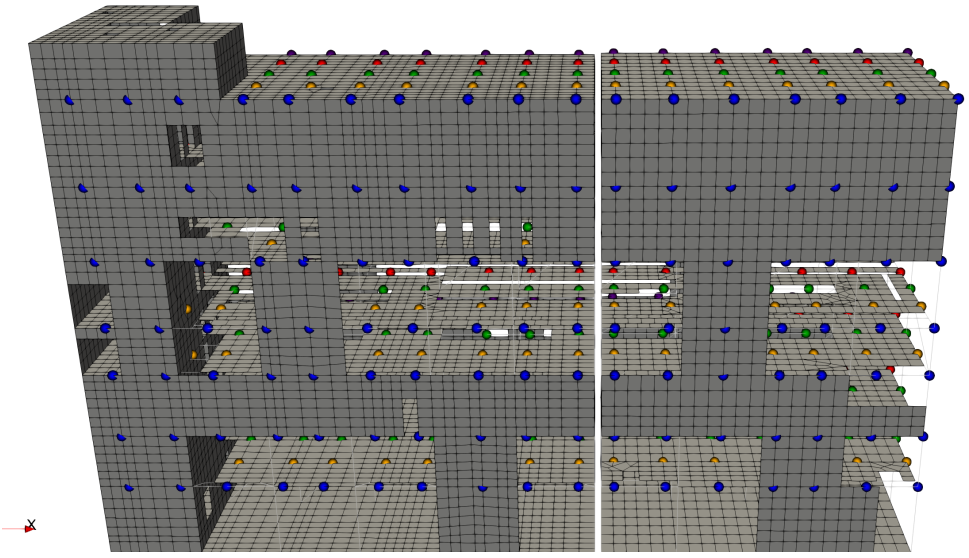


Figure 4.22: Lignes des points de post-traitement à chaque étage des deux bâtiments BS et BMS et couleurs associées aux lignes pour les spectres de réponse

Concernant le bâtiment BMS, les spectres de réponse dans la direction X des 35 points de post-traitement (5 lignes, 7 points par ligne) sur tracés pour les étages de 2 à 7 sur la Figure 4.23. Le spectre moyen sur chaque étage est aussi tracé à des fins de comparaison.

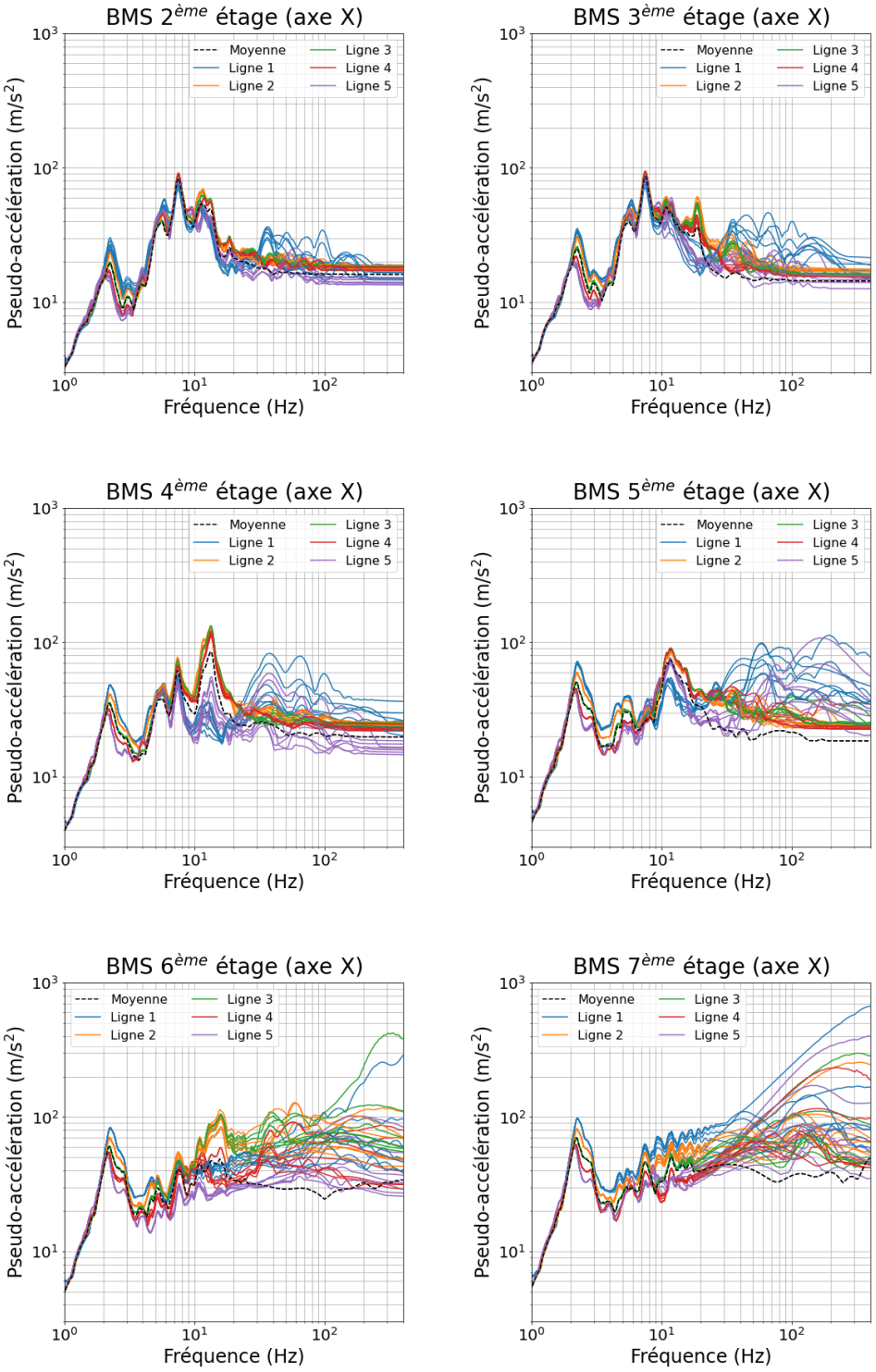


Figure 4.23: Spectres de réponse de l'accélération pour les 5 lignes du bâtiment BMS, pour les étages de 2 à 7, dans la direction X

Les spectres de réponse aux étages 6 et 7 montrent une amplification des spectres en hautes fréquences (au-delà de 30 Hz), caractéristiques de l'entrechoquement. Il faut noter que les spectres associés aux lignes extrêmes (lignes 1 et 5) sont bien davantage amplifiés que les spectres associés aux lignes dans la zone médiane (lignes 2, 3 et 4) comme cela est souligné sur la Figure relative à l'étage 7.

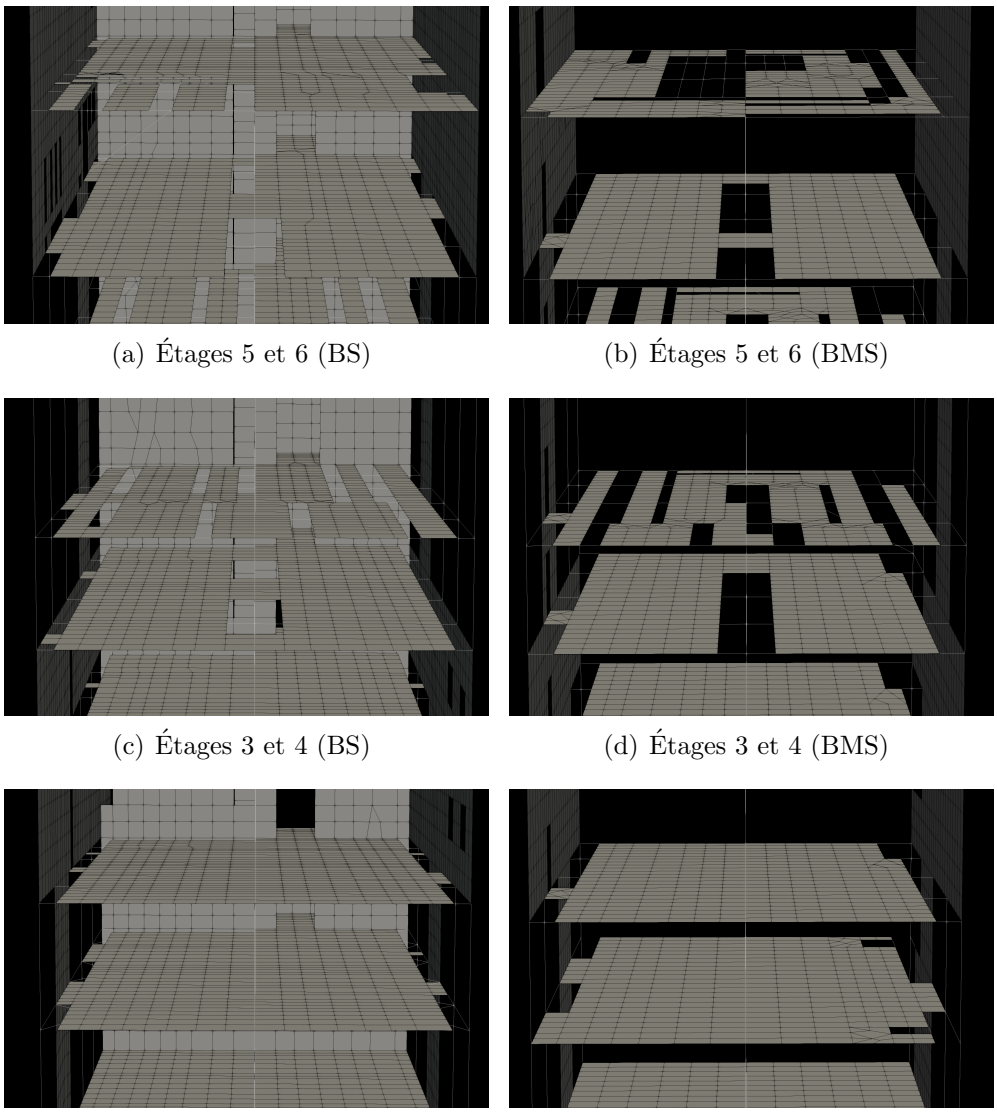
Pour les étages en dessous, c'est à dire les étages 3, 4 et 5, on constate que les spectres des lignes extrêmes sont aussi amplifiés en hautes fréquences, alors qu'il n'y a a pas de contact entre ces dalles. On peut ici observer l'influence de l'entrechoquement, surtout à l'étage 7 et dans une moindre mesure à l'étage 6, sur les étages inférieurs du bâtiment. L'explication de ces hautes fréquences sur les lignes extrêmes pourrait se trouver dans le fait que les ondes hautes fréquences de l'impact se propageraient plus facilement au travers des parties rigides de la structure et donc passeraient préférentiellement via les voiles externes. Les voiles joueraient donc le rôle de milieu de propagation pour ces ondes hautes fréquences.

Pour les lignes 2, 3 et 4, aux étages 2 à 5, c'est-à-dire en dessous des étages 6 et 7 où a lieu l'entrechoquement, les hautes fréquences semblent très atténuées. Outre le fait que ces lignes ne correspondent pas aux parois extérieures rigides de la structure, on peut aussi avancer l'explication suivante, étayée par les zooms sur les étages donnés en Figure 4.24 : pour les étages de 1 à 6, la connexion du plancher avec les voiles externes est assurée essentiellement grâce à des poutres, fournissant une connexion plancher-voile plus souple que celle relative au dernier étage (étage 7) qui exhibe une connexion plus rigide avec un plancher plus épais connecté directement aux voiles externes. Cette connexion plus souple pourrait isoler la partie centrale des planchers ce qui expliquerait le fait que les lignes des planchers en zone médiane soient peu amplifiées comme si elles étaient isolées du fait de la souplesse de la connexion.

Néanmoins, dans la Figure 4.23 pour les étages 3, 4, 5 et 6, on observe aussi pour les lignes médianes 2, 3 et 4 des amplifications importantes pour une plage de fréquences intermédiaires, entre 10 Hz et 20 Hz. Plus précisément, pour l'étage 3, un pic marqué à 20 Hz apparaît, de même qu'un pic à 12 Hz pour l'étage 4, à l'étage 5 un pic à 11 Hz et à l'étage 6 un large pic entre 10 et 20 Hz. Pour ces pics, les accélérations des lignes extrêmes (lignes 1 et 5) sont visiblement moins amplifiées. De nouveau, pour étayer ces observations, on montre les modes de vibrations pour ces fréquences dans la Figure 4.25 : modes de vibration du bâtiment BMS à 11.88 Hz, 14.34 Hz, 17.75 Hz et 18.90 Hz. Dans cette Figure, les étages concernés précédemment par l'amplification des spectres en zone médiane sont soulignés à l'aide de flèches jaunes. On peut observer que, compte tenu de la connexion souple voile-plancher, les dalles ont tendance à se projeter en dehors du bâtiment pour ces modes de vibration et donc des amplifications plus importantes sont obtenues pour les lignes médianes des planchers par rapport aux lignes extrêmes des planchers liées aux voiles externes.

Les spectres de réponse dans la direction X du bâtiment BS se trouvent dans l'Annexe B. Les analyses précédentes concernant le bâtiment BMS peuvent être reconduites pour le bâtiment BS. Pour le bâtiment BS, les fréquences intermédiaires concernées par l'effet d'amplification du plancher en zone médiane sont dans une plage de 10 Hz à 40 Hz. Néanmoins, ces effets sont moins apparents du fait de la plus grande rigidité de la partie arrière du bâtiment BS qui a pour effet de freiner un peu plus l'effet de projection des planchers en dehors du bâtiment.

Les spectres de réponse du bâtiment BMS dans la direction Z sont donnés dans



(a) Étages 5 et 6 (BS) (b) Étages 5 et 6 (BMS)

(c) Étages 3 et 4 (BS) (d) Étages 3 et 4 (BMS)

(e) Étages 1 et 2 (BS) (f) Étages 1 et 2 (BMS)

Figure 4.24: Zoom sur les connections plancher-voile des étages de 1 à 6 des bâtiments BS et BMS

la Figure 4.26. Dans la plage des hautes fréquences, au-delà de 30 Hz, une première observation est le fait que les spectres sont moins amplifiés que dans la direction de l'entrechoquement X et la direction Y : les accélérations dépassent à peine $100\,m/s^2$ tandis que les accélérations en X et Y atteignaient $700\,m/s^2$. Pour les fréquences plus basses, en dessous de 30 Hz, on peut observer des pics marqués pour les étages 4, 5, 6 et 7, dominés par les lignes médianes 2, 3 et 4 tandis que les lignes extrêmes sont nettement moins amplifiées. En effet, ces pics sont relatifs à des modes de vibrations de dalles qui se situent entre 5 Hz et 20 Hz. Cette analyse est confortée par les modes de vibration illustrés sur la Figure 4.27. Par exemple, pour le mode à 5.26 Hz, le plancher de l'étage 7 exhibe un mode de dalle qui correspond au pic dans les spectres sur la Figure 4.26. De même, le mode à 8.94 Hz exhibe des mouvements verticaux importants des dalles et correspond bien aux pics observés sur les spectres pour les étages du bâtiment BMS. Enfin, les deux autres modes, à 12.13 Hz et 14.60 Hz, exhibent aussi des mouvements verticaux

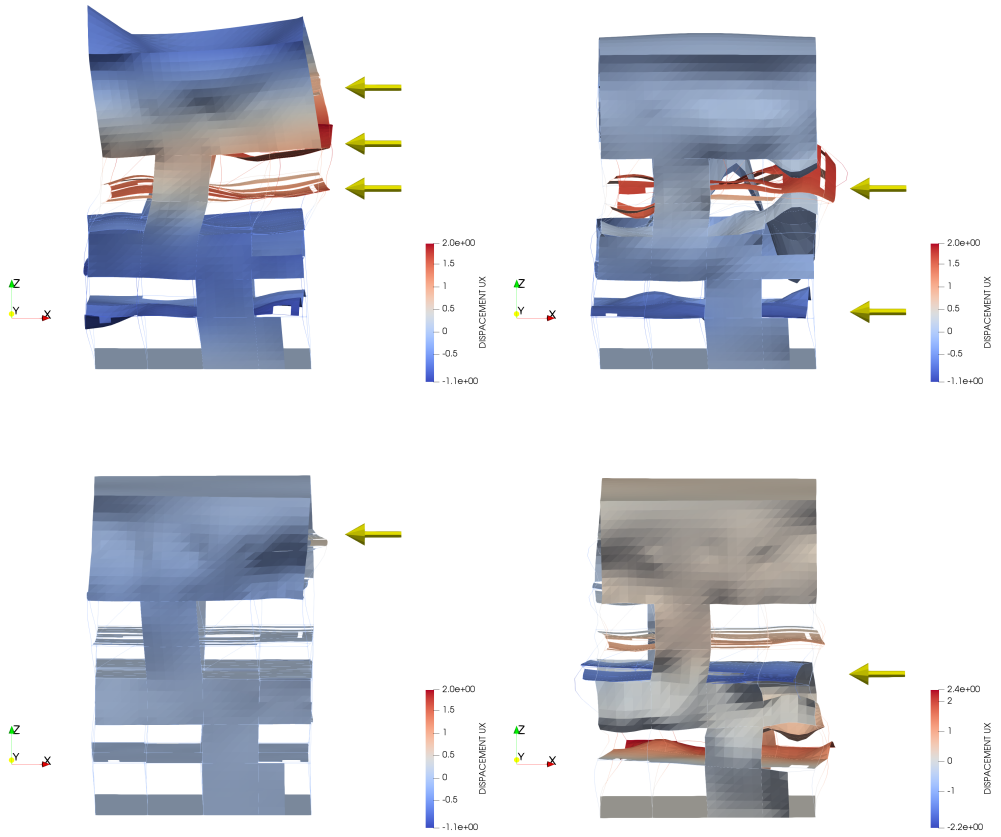


Figure 4.25: Modes propres du bâtiment BMS de fréquences propres (a) 11.88 Hz (b) 14.34 Hz (c) 17.75 Hz (d) 18.90 Hz

des dalles et sont aussi à l'origine de pics sur les spectres.

4.8.4 Effets de l'entrechoquement sur les étages inférieurs

Dans la section précédente, les résultats des simulations avec une détection du contact à tous les étages ont été analysés (Cas 1 de le Table 4.5). Dans cette nouvelle section, nous nous appuyons sur les résultats du Cas 2 de la Table 4.5 qui considère un entrechoquement uniquement à l'étage 7.

Effets inter-étages de l'entrechoquement : comparaison entre les Cas 1 (entrechoquement potentiel à chaque étage) et 2 (entrechoquement uniquement au dernier étage)

Le Cas 2 permet de mieux prospecter les conséquences de l'entrechoquement inter-étages, c'est-à-dire l'effet que l'impact au dernier étage (celui avec les forces d'impact les plus importantes) a sur les étages en dessous. Les spectres de réponse organisés selon les lignes de points de post-traitement sont comparés dans la Figure 4.28 pour les Cas 1 et 2 pour étages 5, 6 et 7, pour le bâtiment BS. Pour l'étage 7, on constate que l'entrechoquement aux étages inférieurs n'a que très peu d'influence sur les spectres à la fois en basses fréquences et en hautes fréquences, ce qui tend à souligner le fait que l'entrechoquement à

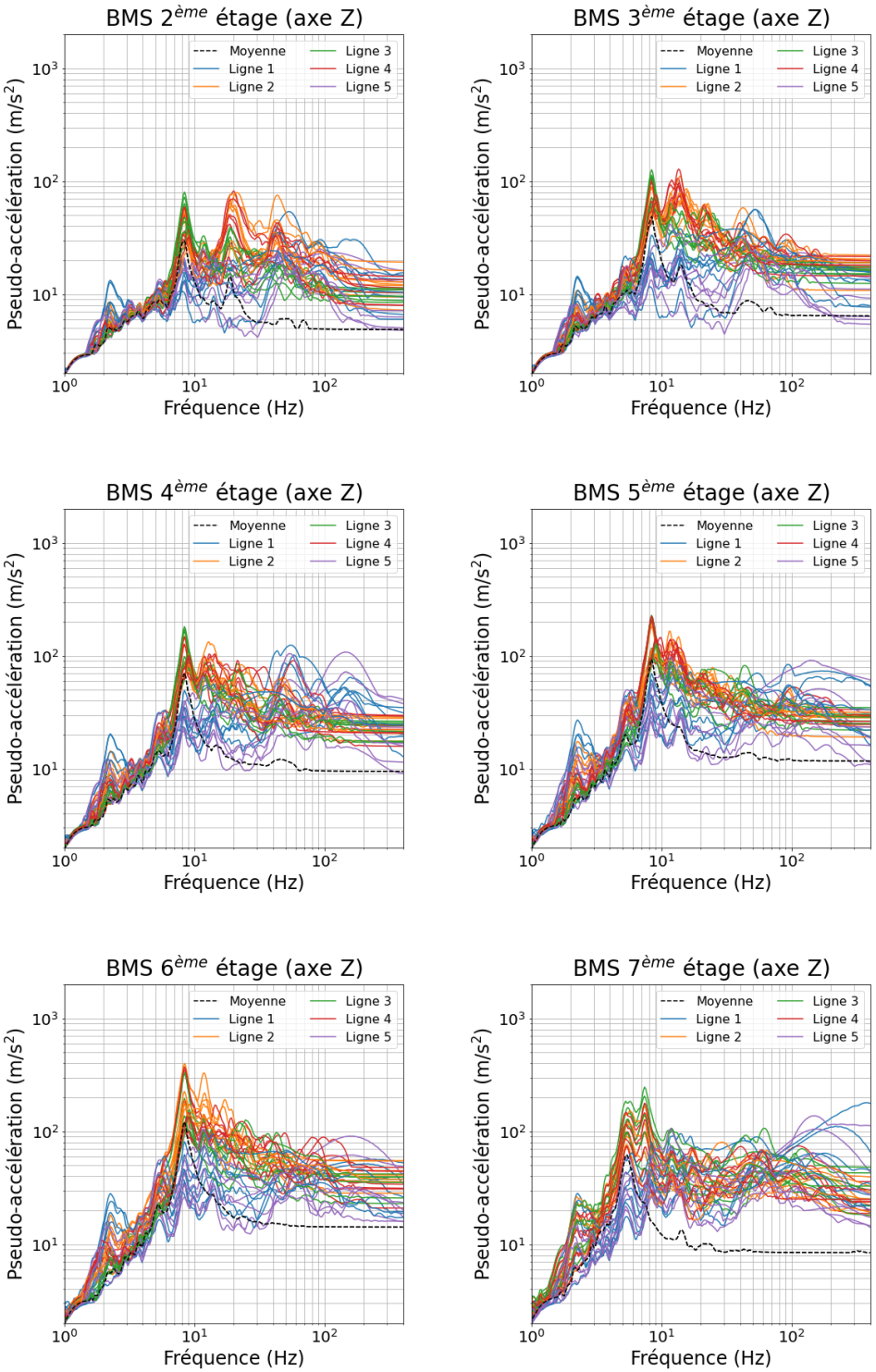


Figure 4.26: Spectres de réponse de l'accélération pour les 5 lignes du bâtiment BMS, pour les étages de 2 à 7, dans la direction Z

l'étage 7 est prépondérant par rapport aux entrechoquements aux étages inférieurs dans le Cas 1. Pour l'étage 6, le Cas 1 montre que l'entrechoquement sur cet étage est à l'origine d'amplifications importantes en hautes fréquences, nettement moins présentes dans le Cas

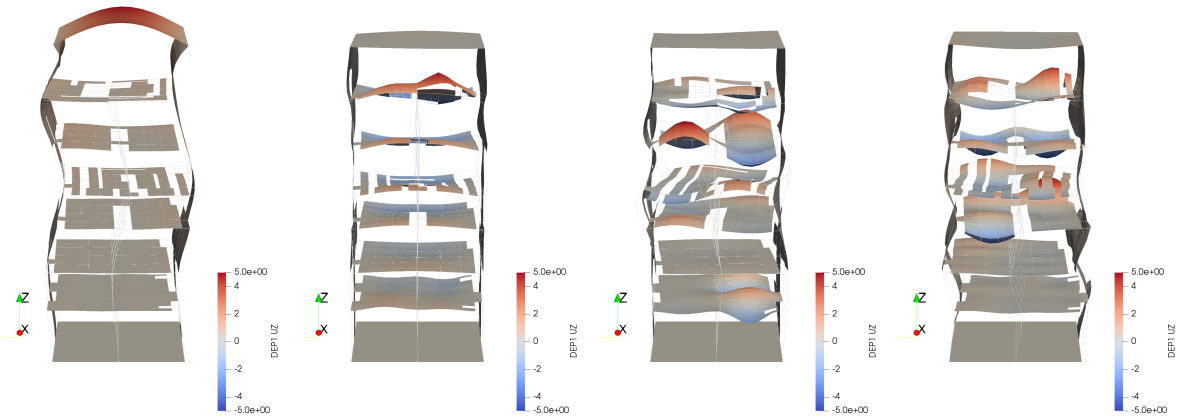
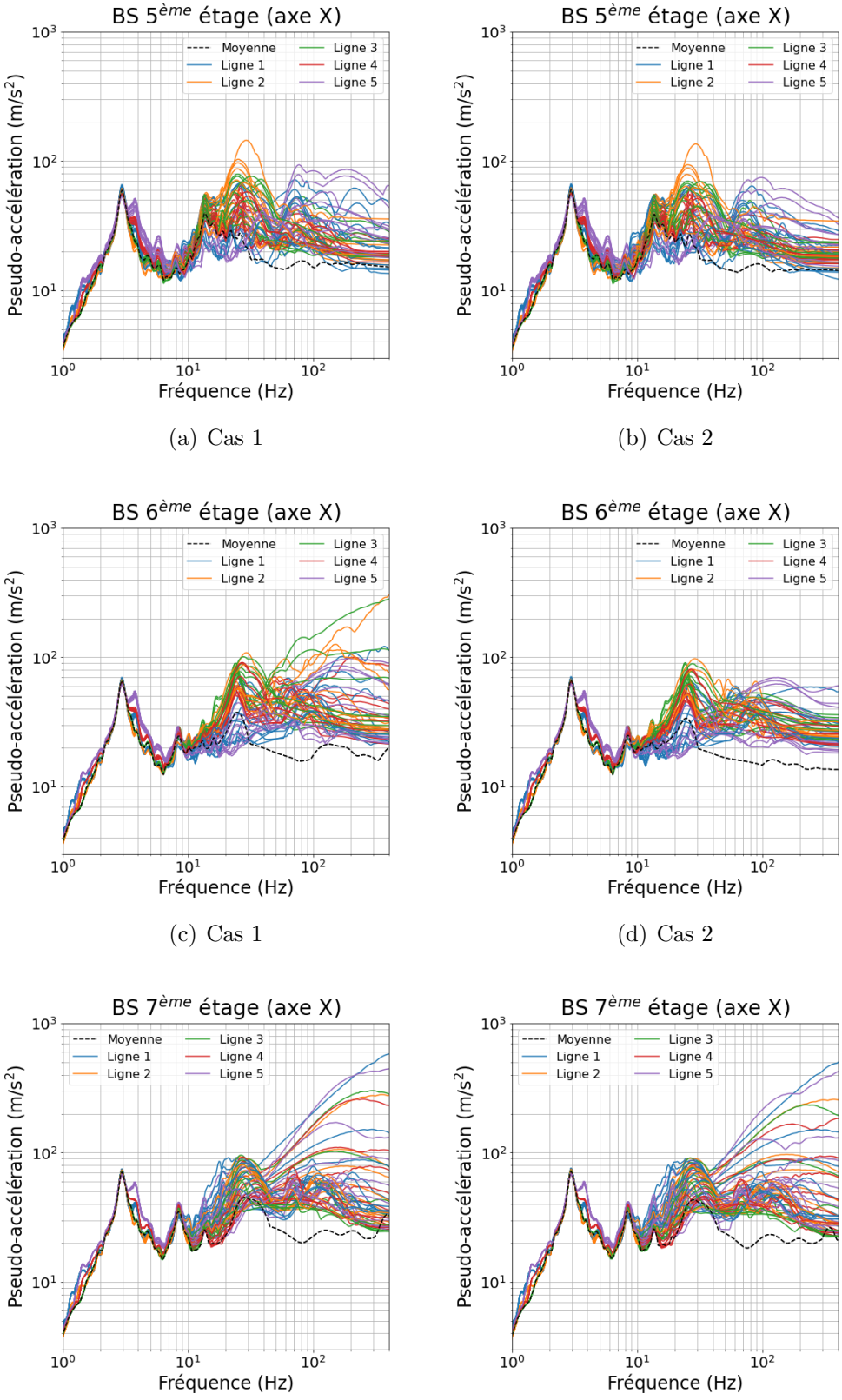


Figure 4.27: Modes propres du bâtiment BMS de fréquences propres (a) 5.26 Hz (b) 8.94 Hz (c) 12.13 Hz (d) 14.60 Hz

2 sans entrechoquement à l'étage 6 : dans le Cas 2, on peut tout de même observer de nouveau l'amplification en hautes fréquences des lignes extrêmes qui témoigne du fait que les voiles jouent le rôle de milieu de propagation pour les ondes de compression générées par l'impact. L'étage 5 semble connaître des effets d'entrechoquement très limités car les spectres des Cas 1 et 2 sont très proches. De même que pour l'étage 6, les accélérations des lignes extrêmes sont amplifiées dû à la présence des voiles externes.

La même comparaison des Cas 1 et 2 est faite pour le bâtiment BMS dans la Figure 4.29 pour les étages 5 à 7. De nouveau, les spectres de réponse à l'étage 7 entre les Cas 1 et 2 sont très proches signifiant que l'entrechoquement à l'étage 7 est prépondérant sur les entrechoquements des autres étages. Le Cas 1 montre des amplifications nettes à l'étage 6 dû à l'entrechoquement sur cet étage. Pour l'étage 6, on peut remarquer que les pics pour les fréquences intermédiaires, entre 10 Hz et 20 Hz, sont aussi marqués pour le Cas 2, pour les lignes médianes, ce qui témoigne de nouveau des effets de connexion souple plancher-voile. Pour l'étage 5, en hautes fréquences, on retrouve les amplifications des lignes extrêmes du fait de la propagation privilégiée dans les voiles tandis que les lignes médianes sont peu amplifiées en hautes fréquences.



(a) Cas 1

(b) Cas 2

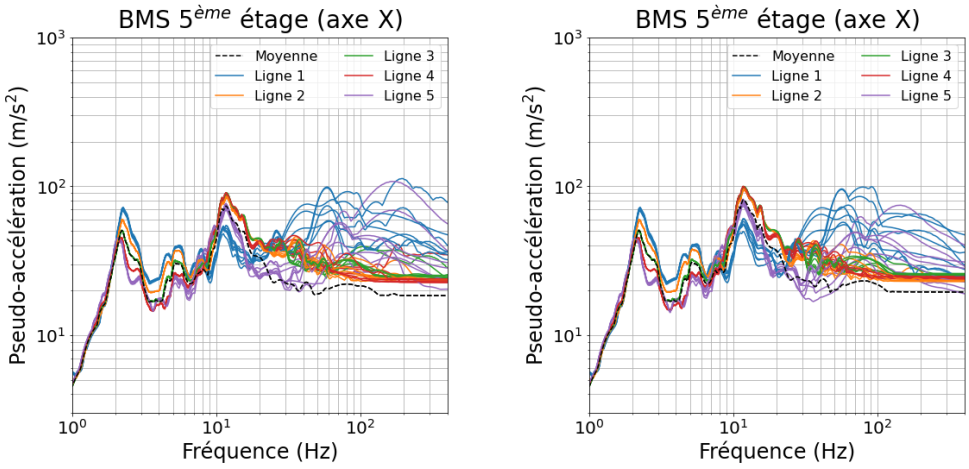
(c) Cas 1

(d) Cas 2

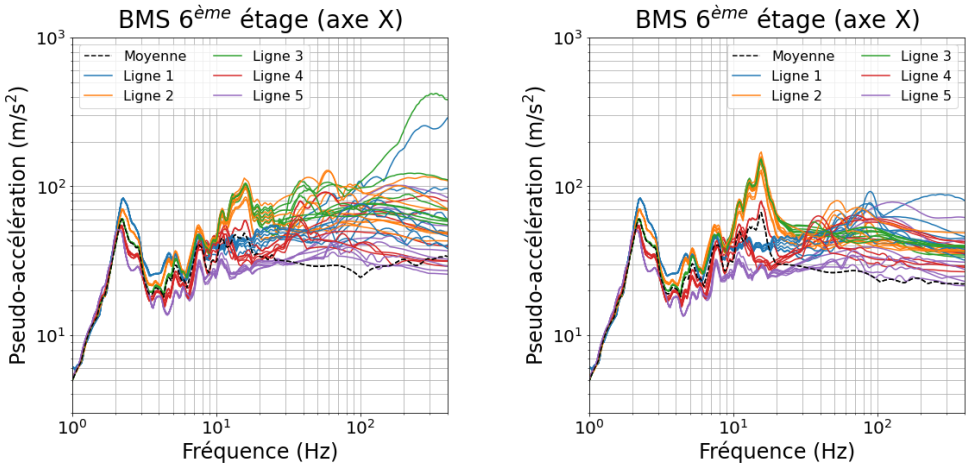
(e) Cas 1

(f) Cas 2

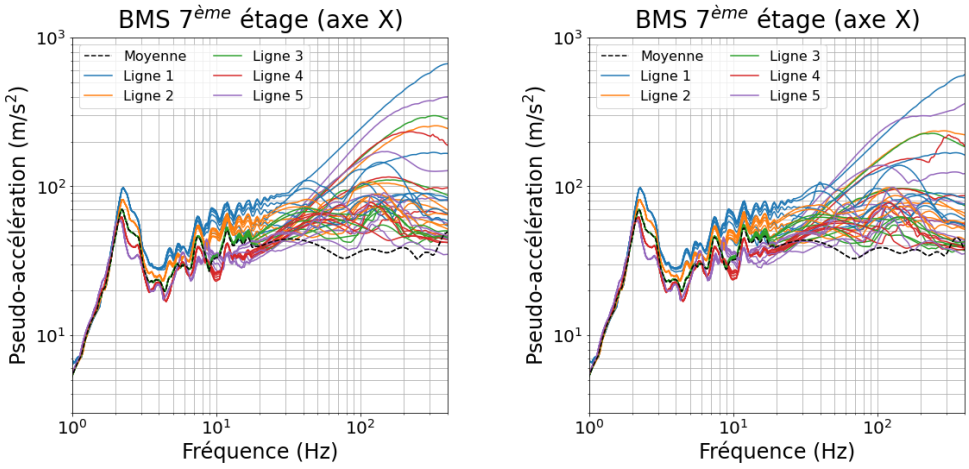
Figure 4.28: Spectres de réponse du bâtiment BS organisés selon les lignes pour le Cas 1 (a), (c) et (e) et le Cas 2 (b), (d) et (f)



(a) Cas1 (b) Cas2



(c) Cas1 (d) Cas2



(e) Cas1 (f) Cas2

Figure 4.29: Spectres de réponse du bâtiment BMS organisés selon les lignes pour le Cas 1 (a), (c) et (e) et le Cas 2 (b), (d) et (f)

Rapport des spectres de réponse entre les Cas 1 (avec entrechoquement) et 0 (sans entrechoquement)

La comparaison entre les Cas 0 et Cas 1 est faite dans les trois directions, X, Y et Z, pour les deux bâtiments. L'analyse est tout d'abord conduite à l'aide des rangs des points de post-traitement, illustrés dans la Figure 4.17, c'est-à-dire que l'on organise les groupes de points pour le post-traitement selon leur distance au bord d'impact.

Dans la Figure 4.30, le rapport entre les spectres de réponse du Cas 1 (avec entrechoquement potentiellement à tous les étages) et le Cas 0 (sans entrechoquement), dans la direction X, est tracé selon les fréquences. De façon générale, on constate que pour les basses fréquences, en dessous de 10 Hz, le rapport est en dessous de 1. Par conséquent, les basses fréquences sont réduites du fait de l'entrechoquement, en particulier autour de 3 Hz, où se trouve le premier mode de la structure BS (voir Figure 4.3). En effet, l'entrechoquement limite l'amplitude des mouvements relatifs au premier mode de vibration.

Pour les fréquences intermédiaires, entre 10 Hz et 50 Hz, il y a une amplification importante des spectres due à l'entrechoquement. Comme vu auparavant, cela correspond à des modes complexes pour lesquels la connexion plancher-voile est relativement flexible permettant des amplifications des mouvements des planchers.

Pour les hautes fréquences, au-delà de 50 Hz, les amplifications concernent principalement les deux derniers étages où des entrechoquements importants ont lieu. L'étage 7 connaît des amplifications d'un facteur 15 à 40 par rapport au cas sans entrechoquement pour ces hautes fréquences. Les rangs concernés par ces fortes amplifications sont les rangs proches du bord d'impact (rang 1) tandis que les rangs un peu plus éloignés (rangs 2 et 3) exhibent des amplifications de l'ordre de 10 et pour le reste des rangs (rangs 4 à 10) des amplifications de 2 à 5. Comme pour les tests IBB, ces branches hautes fréquences sur les spectres sont caractéristiques des impacts. Pour l'étage 6, les mêmes analyses sont valides avec des amplifications moindres de l'ordre de 10 pour le rang 1. Enfin, pour l'étage 5, l'entrechoquement est aussi détecté avec une amplification du spectre de 3 à 5 pour les premiers rangs concernés par l'impact, tandis que les autres rangs ont une amplification autour de 2. L'entrechoquement subi à l'étage 5 est significativement moins fort que celui des étages supérieurs.

La Figure 4.31 montre le rapport entre les spectres entre le Cas 1 et le Cas 0, dans la direction Y, pour le bâtiment BS. Pour les basses fréquences, l'entrechoquement n'a qu'une faible influence. Au contraire, pour les fréquences intermédiaires, entre 10 Hz et 50 Hz, l'influence de l'entrechoquement est significative, avec des amplifications pouvant atteindre un facteur 10 pour certains pics du spectre correspondant à des modes de vibrations excités par l'entrechoquement.

Notons que même pour des étages où l'entrechoquement n'a pas lieu, comme l'étage 4, les amplifications restent significatives, comme en témoigne l'amplification d'un facteur 20 autour d'un mode de vibration autour de 30 Hz. Pour les hautes fréquences, au-delà de 50 Hz, les effets de l'entrechoquement sont visibles sur les étages supérieurs. Par exemple, pour l'étage 7, des amplifications de l'ordre de 10 à 20 sont observables pour les premiers rangs tandis que pour l'étage 6 les premiers rangs exhibent une amplification maximale de 10. Pour les étages inférieurs, l'amplification des hautes fréquences dû aux entrechoquement aux étages supérieurs reste modeste. L'effet de l'entrechoquement en hautes fréquences, dans la direction Y, semble donc se limiter aux étages où ont lieu des impacts.

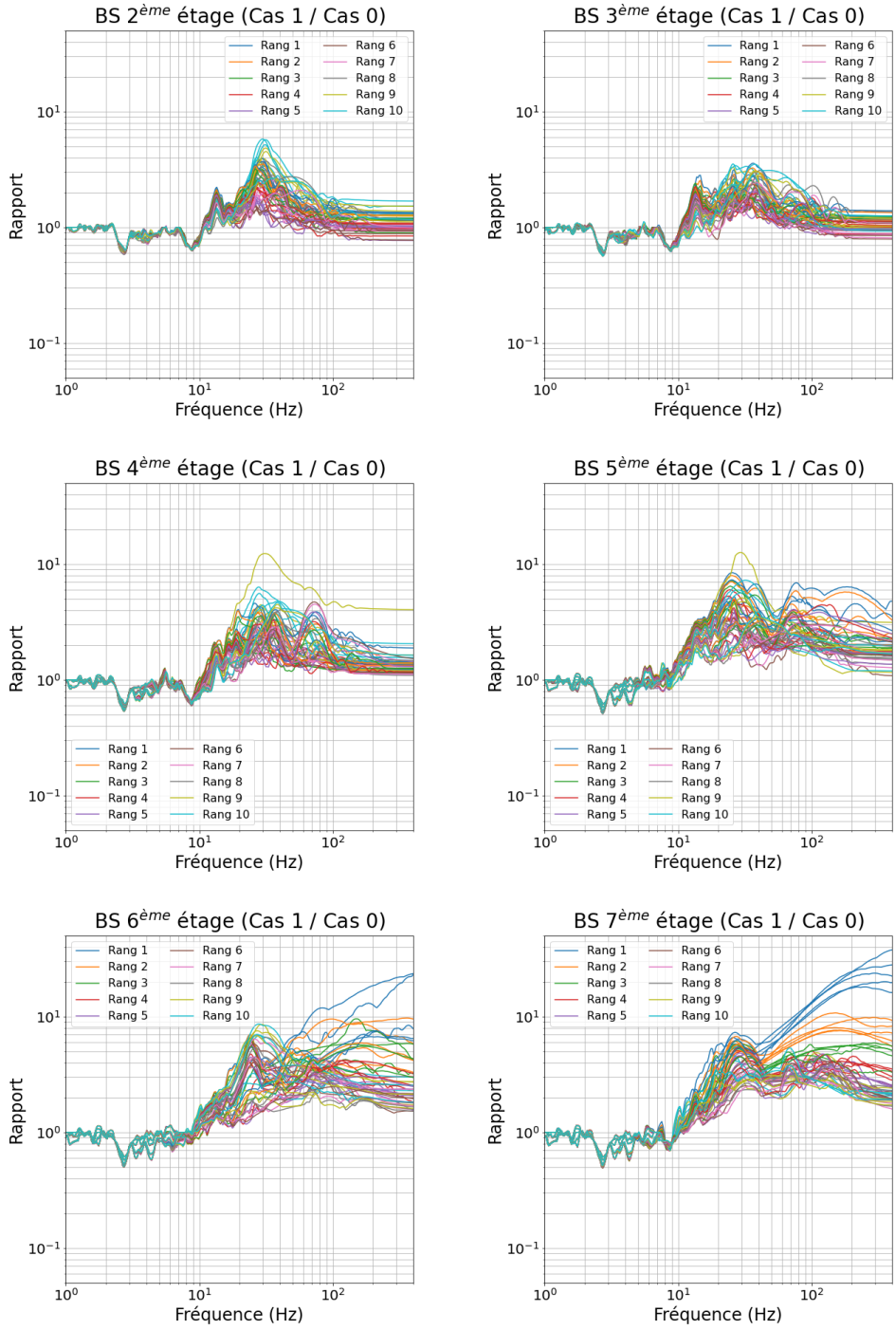


Figure 4.30: Rapport entre les spectres de réponse, dans la direction X, entre les Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BS

La Figure 4.32 montre le rapport entre les spectres des Cas 1 et 0, dans la direction Z, pour le bâtiment BS. De façon générale, les rapports entre les spectres des différents étages se ressemblent davantage que pour les directions X et Y où des différences marquées pouvaient être soulignées entre les étages. L'entrechoquement n'apporte pas d'amplifications notables en basses fréquences. Pour les fréquences intermédiaires, les amplifications sont importantes, avec des rapports excédant 10, correspondant aux modes de plancher excités par l'entrechoquement. Pour les hautes fréquences, l'effet de l'entrechoquement est aussi

détecté dans la direction Z mais cet effet est moins important que dans les directions X et Y.

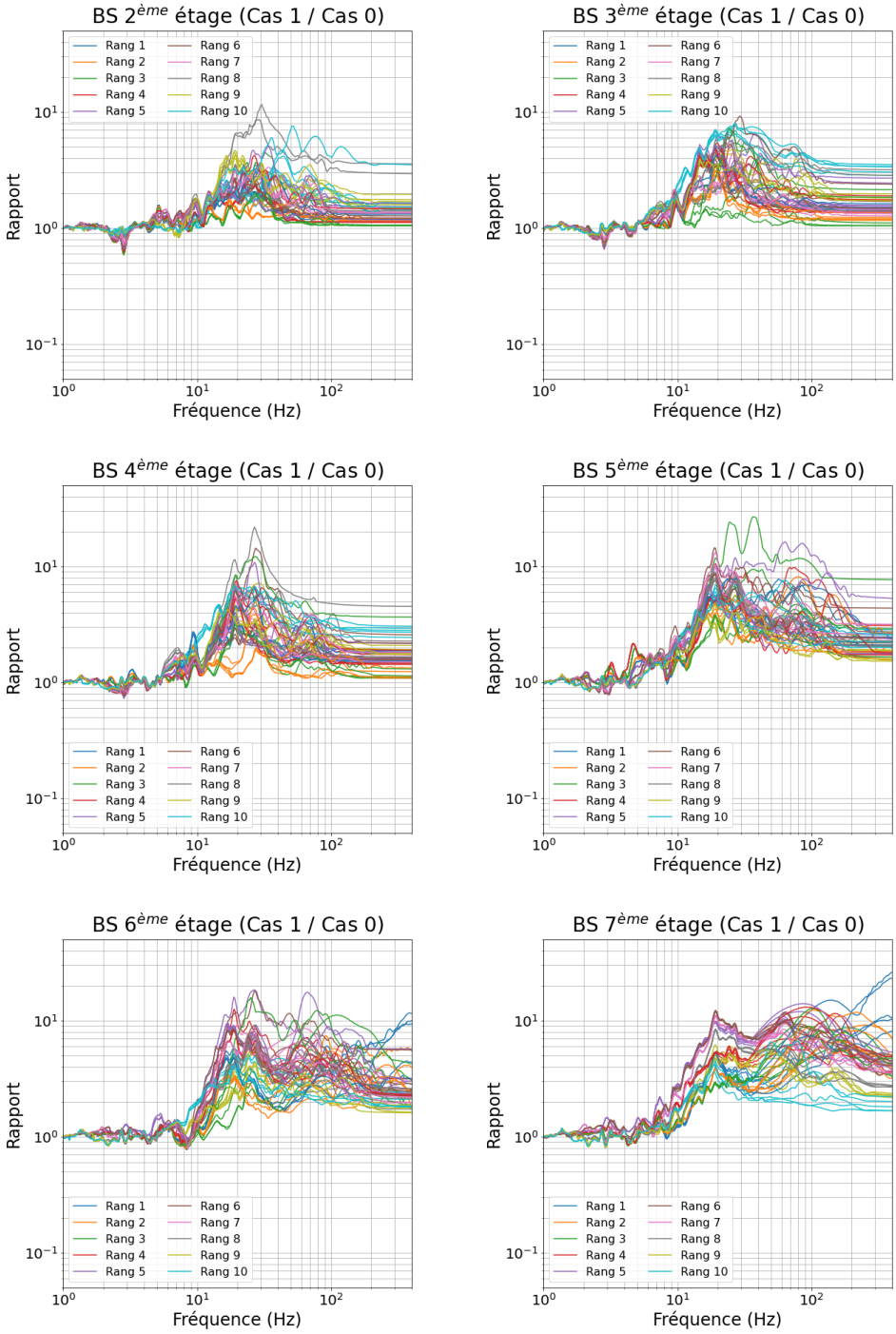


Figure 4.31: Rapport entre les spectres de réponse, dans la direction Y, entre les Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BS

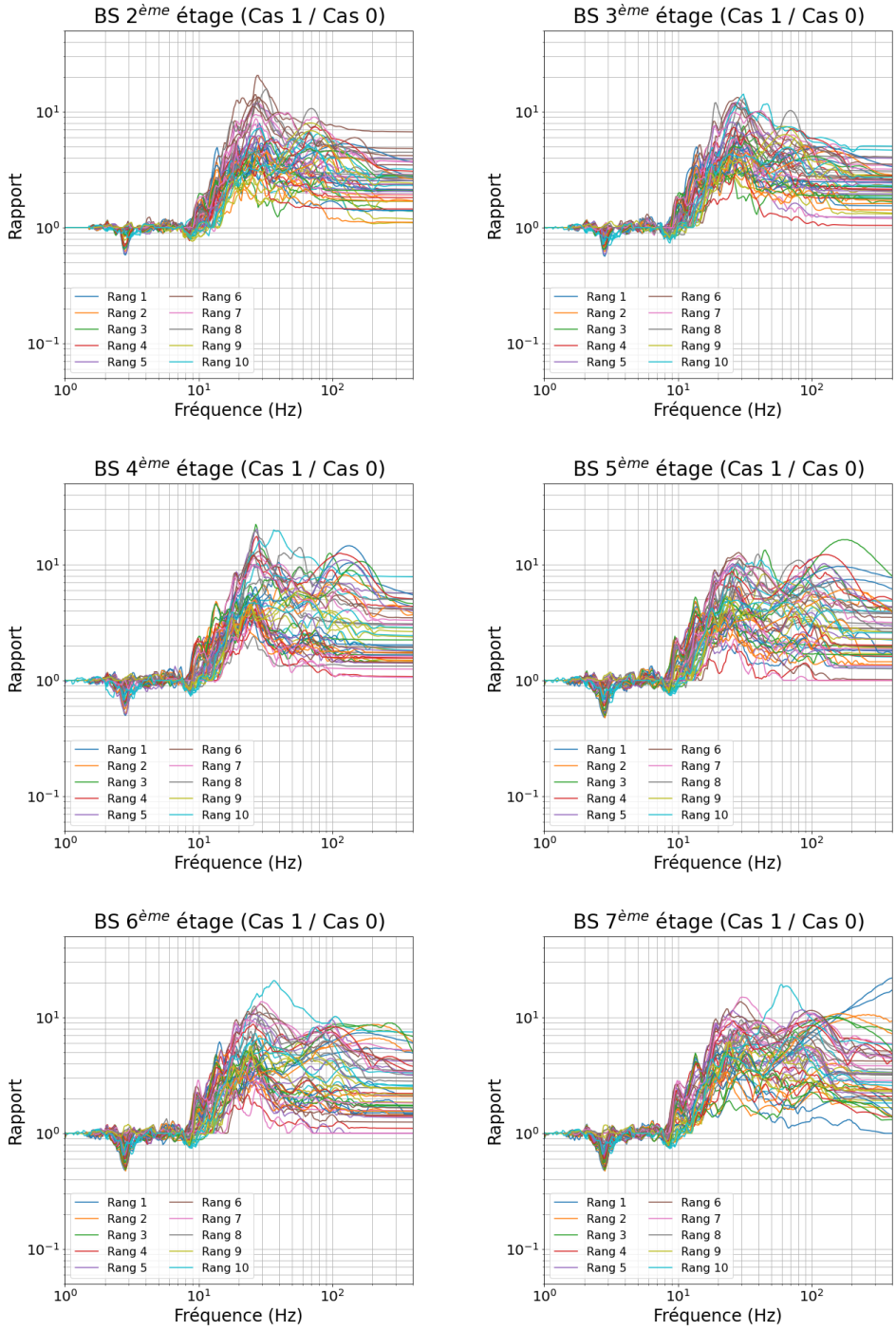


Figure 4.32: Rapport entre les spectres de réponse, dans la direction Z, entre les Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BS

Les figures suivantes concernent le rapport entre les spectres des Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BMS. La Figure 4.33 donne les rapports dans la direction X. Pour les basses fréquences, l'effet de l'entrechoquement est positif (rapport en dessous de 1) autour de 2 Hz ce qui correspond au premier mode de vibration selon X. Pour les autres modes en basses fréquences, en dessous de 7 Hz, l'amplification dû à l'entrechoquement est observable. Elle est même accentuée pour des modes de vibration dans la plage des fréquences intermédiaires : par exemple, pour les étages 2 à 5, des amplifications de 3 à

6 sont notées autour de 12 Hz. Ces étages ne sont pas concernés par l'entrechoquement mais des modes de vibrations sont excités par l'entrechoquement aux étages supérieurs. Pour les hautes fréquences, au-delà de 30 Hz, l'entrechoquement cause des amplifications pouvant atteindre 40 aux étages 6 et 7, pour les rangs de points de post-traitement les plus proches du bord d'impact.

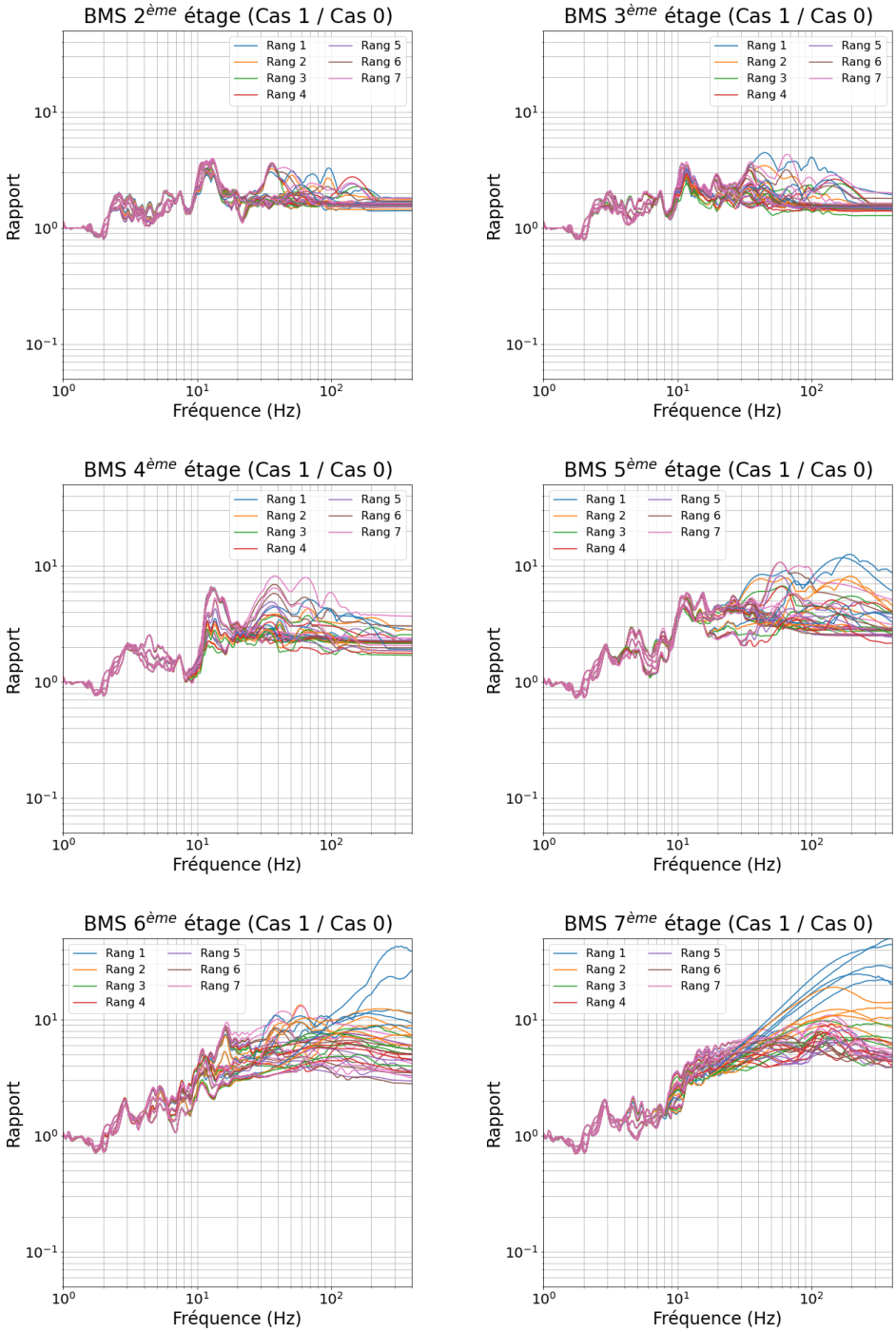


Figure 4.33: Rapport entre les spectres de réponse, dans la direction X, entre les Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BMS

Les rapports entre les spectres de réponse sont tracés dans la direction Y pour le

bâtiment BMS dans la Figure 4.34.

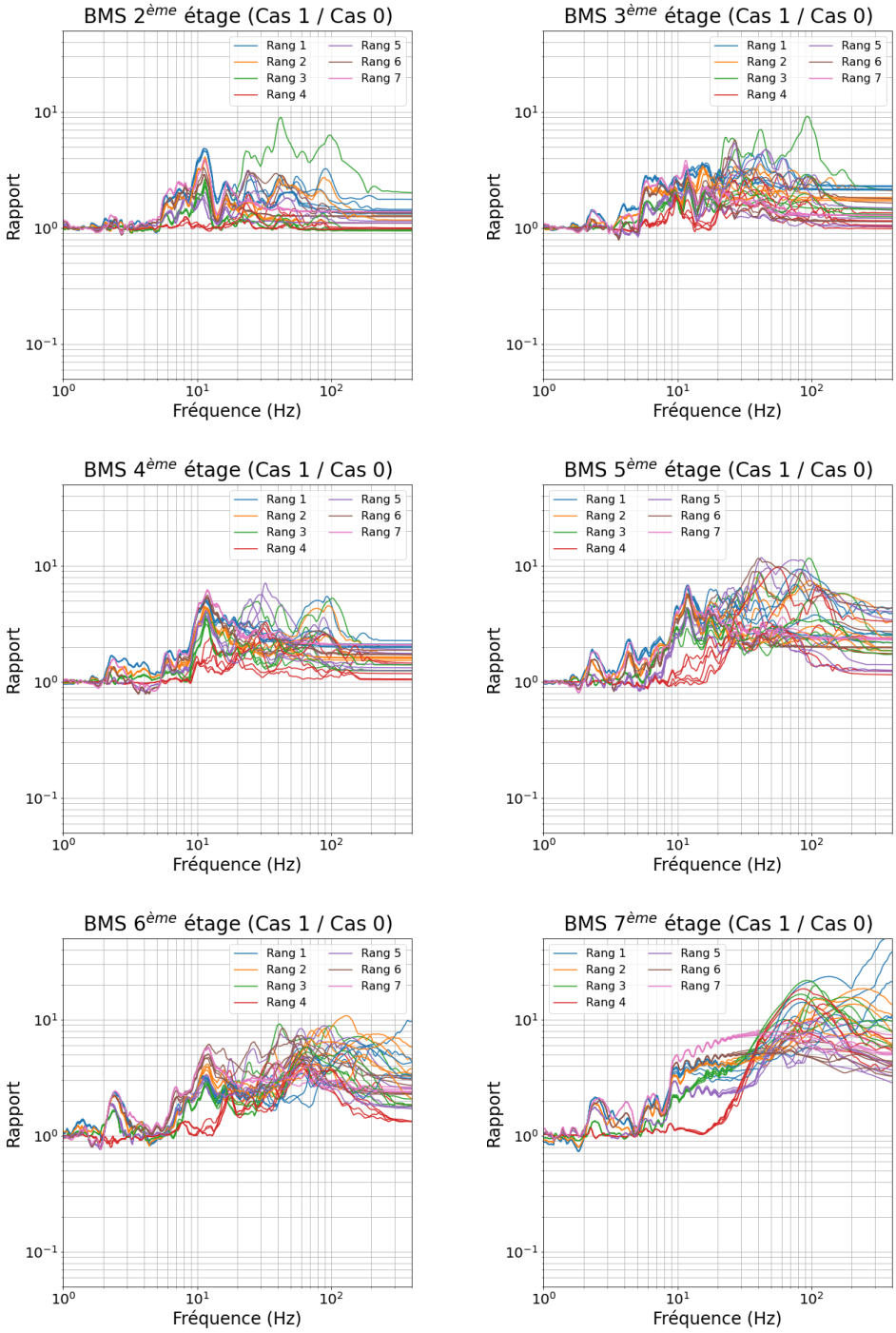


Figure 4.34: Rapport entre les spectres de réponse, dans la direction Y, entre les Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BMS

On n'observe pas de réduction de spectres pour les basses fréquences. Les modes en basses fréquences ne semblent pas être influencés par l'entrechoquement ni dans le sens positif (réduction) ni dans le sens négatif (amplification). Les effets de l'entrechoquement sont notables autour de 12 Hz, ce qui concerne les modes de rotation du bâtiment. On voit d'ailleurs que ce sont les rangs extrêmes (rang 1 et 7) qui sont les sujets à de plus

fortes amplification, approximativement égale à un rapport 4 ou 5, ce qui montre bien qu'il s'agit de modes de rotation. Ces modes de rotation sont aussi clairement visibles dans la plage de fréquence de 10 Hz à 20 Hz pour l'étage 7, avec des rapports bien distincts selon les rangs (les rangs extrêmes ont la plus forte amplification, les rangs médians la plus faible). Pour des fréquences au-delà de 20 Hz, le rapport entre les spectres de réponse varie considérablement en fonction de l'étage. Les étages plus bas, notamment les étages 2, 3 et 4, n'ont pas un rapport très important, entre 1 et 4, ce qui tend à montrer que l'entrechoquement aux étages supérieurs n'a pas une grande influence sur ces étages. Pour les hautes fréquences, les amplitudes les plus significatives sont de nouveau observées pour les étages supérieurs, avec des valeurs d'amplification atteignant 40 pour les rangs les plus proches du bord d'impact. Les étages d'en dessous ne sont que peu concernés par les amplifications de spectres dans la direction Y.

Enfin, la Figure 4.35 montre les rapports entre les spectre dans la direction Z pour le bâtiment BMS. Par rapport aux directions X et Y, les rapports sont moins variables selon les étages. Des modes de vibration de plancher dans la plage des fréquences intermédiaires entre 20 Hz et 50 Hz sont amplifiés par l'entrechoquement. Ces modes de vibration se manifestent à tous les étages, même aux étages inférieurs non concernés par l'entrechoquement, ce qui expliquerait le fait que les rapports de spectres présentent des similitudes entre les étages.

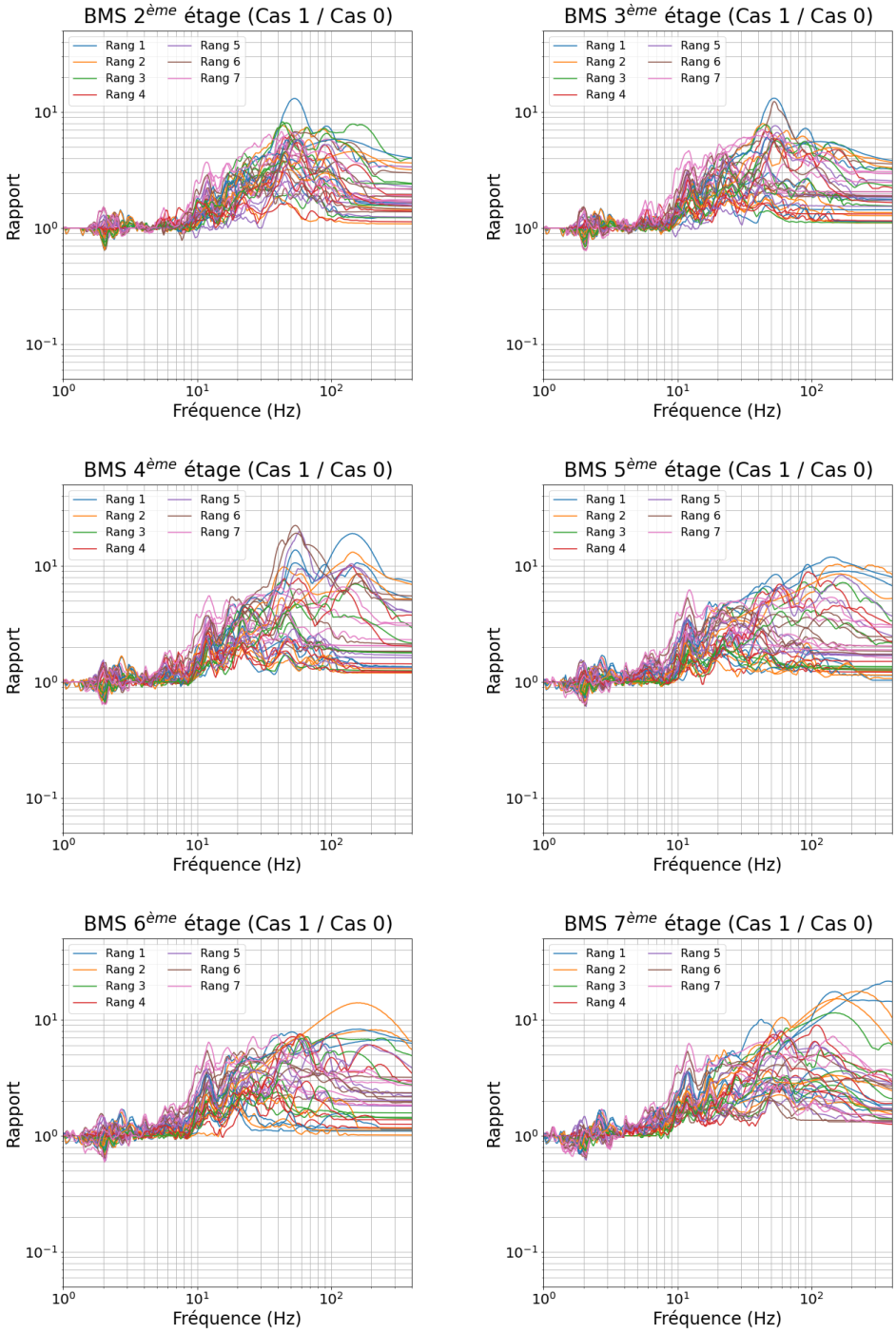


Figure 4.35: Rapport entre les spectres de réponse, dans la direction Z, entre les Cas 1 et Cas 0 pour le bâtiment BMS

4.9 Conclusion

Dans ce chapitre, les conséquences de l'entrechoquement entre les bâtiments BS et BMS lors d'un séisme sont étudiées. L'excitation sismique est imposée en vitesse à la base des bâtiments, dans les trois directions, à l'aide des multiplicateurs de Lagrange. Le contact entre les structures n'est pas frottant et donc les forces d'entrechoquement ne sont cal-

culées que dans la direction du choc (direction longitudinale X). Trois cas sont comparés pour mieux comprendre les effets de l'impact sur les spectres de réponse en plusieurs points des bâtiments. Dans le premier cas, la vérification du contact est désactivée et donc il n'y a pas d'entrechoquement. Dans le deuxième cas, le contact est vérifié sur tous les étages et dans le dernier cas, le contact n'est vérifié qu'au dernier étage.

L'entrechoquement ne semble pas avoir grande influence sur le comportement des bâtiments en termes de déplacement. Dans les directions horizontales, X selon la direction de l'entrechoquement et Y perpendiculairement à l'entrechoquement, les déplacements en tête des deux bâtiments ont les mêmes valeurs maximales. En termes de spectre de réponse, une analyse plus détaillée est menée pour évaluer les effets de l'entrechoquement. A chaque étage, 50 points du bâtiment BS et 35 points du bâtiment BMS sont analysés à des fréquences jusqu'à 400 Hz. Les courbes de spectre de réponse sont analysées en 3 groupes de fréquences : basses fréquences, fréquences intermédiaires et hautes fréquences. Bien que la gamme de fréquence dépende légèrement du bâtiment analysé, les basses fréquences se situent approximativement en dessous de 10 Hz, les fréquences intermédiaires entre 10 et 30 Hz, et au-delà de 30 Hz, on parle de hautes fréquences. De façon générale, les basses fréquences sont très peu affectées par l'entrechoquement, les fréquences intermédiaires se trouvent très affectées car des modes de vibration des bâtiments, comme des modes de rotation, des modes de translation longitudinale de dalle ou des modes de plancher verticaux classiques, sont amplifiés par l'entrechoquement. Les hautes fréquences sont également impactées du fait des ondes de propagation créées lors de l'impact.

Bien que les forces d'entrechoquement soient selon la direction longitudinale (X), les spectres de réponse en hautes fréquences dans la direction transversale (Y) sont également amplifiés par l'impact entre les bâtiments. L'entrechoquement peut amplifier jusqu'à 40 fois la pseudo-accélération de certains points de la structure. Plusieurs facteurs doivent être considérés. Il a été observé que, plus fort est l'entrechoquement sur l'étage, plus important est le spectre de réponse des points qui y sont. Ceci fait que les étages du dessus ont une pseudo-accélération en hautes fréquences plus importante car ce sont les étages les plus impactés, en particulier le dernier étage (7*ème* étage). La distance du point par rapport à la face de contact est un facteur important à considérer. Plus loin est le point de l'entrechoquement, moins importante est sa pseudo-accélération en hautes fréquences car l'onde de propagation s'amortit à mesure qu'elle se propage dans la dalle. Par ailleurs, les analyses montrent que les ondes propagées issues de l'entrechoquement sur un étage n'atteignent pas la partie interne des étages inférieurs, c'est-à-dire que l'entrechoquement n'a pas d'effet inter-étage notable. Ceci provient du fait que les connexions dalles-voiles sont souples et donc que les ondes de compression se propagent dans les voiles mais n'atteignent pas de manière importante la partie médiane des étages inférieurs qui se trouvent comme isolée des hautes fréquences générées par les chocs grâce à la souplesse de la connexion dalle-voile. Par contre, des hautes fréquences sont détectées dans les étages inférieurs, au niveau des voiles, qui jouent le rôle de milieu préférentiel de propagation de ces ondes.

L'entrechoquement amplifie les fréquences intermédiaires du spectre de réponse des bâtiments de 5 à 10 fois dans les trois directions X, Y et Z. L'amplification de cette gamme de fréquences est provoquée par l'excitation de certains modes propres des bâtiments. Alors que la connexion souple entre les dalles et les voiles est bénéfique pour les équipements internes pour les hautes fréquences, pour les fréquences intermédiaires, c'est le contraire. Le fait que les connexions soient flexibles permet aux bâtiments d'avoir

certains modes propres caractérisés par une forte amplitude en déplacement de certains planchers et donc joue aussi sur les spectres de réponse en pseudo-accélération. Contrairement aux hautes fréquences, les fréquences intermédiaires ne sont pas plus importantes aux étages où les forces d'impact sont les plus importantes. En effet, ces modes de vibration sont excités par l'entrechoquement, dans la plage des fréquences intermédiaires, même si l'entrechoquement n'a pas lieu aux étages où on constate une amplification des spectres de réponse. Enfin, au vu des résultats des différents cas considérés, on observe que les modes de vibration en basses fréquences, dans les trois directions X, Y et Z, ne sont pas amplifiés de façon significative par l'entrechoquement.

Chapitre 5

Conclusions et Perspectives

5.1 Conclusions

Le but de cette thèse est de simuler l'entrechoquement entre deux bâtiments sous séisme et d'analyser la réponse à l'intérieur des structures en termes de spectre de réponse. Comme observé dans les rapports post-sismiques, l'entrechoquement entre structures adjacentes sous séisme est un phénomène qui peut causer des problèmes structuraux et perturber le fonctionnement des équipements internes des bâtiments. En effet, l'entrechoquement est à l'origine de fortes amplifications de l'accélération à l'intérieur des bâtiments concernés. Pour la simulation du problème de l'entrechoquement, une approche basée sur un schéma d'intégration temporelle explicite avec l'imposition des conditions du contact en vitesse via des multiplicateurs de Lagrange a été adoptée. L'algorithme CD-Lagrange a été développé dans les travaux de thèse de Fekak [38]. Sa robustesse et son efficacité ont été démontrées pour des problèmes académiques [96] et d'ingénierie [37].

Afin de valider la méthode numérique pour traiter le problème de l'entrechoquement entre structures, une comparaison numérique/expérimentale a été menée. Les résultats expérimentaux sont issus de la campagne des tests dynamiques IBB (Interaction Bâtiment-Bâtiment), réalisée sur la table vibrante AZALEE du CEA à Saclay (Crozet [28]). La maquette IBB a été modélisée suivant quatre modèles différents. L'ensemble de ces modèles utilise des éléments finis de type poutre pour représenter les poutres et poteaux. Pour la représentation des dalles, où les impacts ont lieu, deux modèles utilisent des éléments finis hexaédriques, appelé Modèles A, tandis que les deux autres modèles modélisent les dalles avec des éléments coques, appelés Modèles B. Pour les Modèles A comme pour les Modèles B, deux versions sont considérées : un Modèle symétrique, caractérisé par les faces des dalles en regard parfaitement parallèles, et un Modèle asymétrique, comprenant les légères asymétries observées expérimentalement au niveau des espaces entre les dalles (les faces des dalles en regard n'étant plus parfaitement parallèles).

Un des objectifs principaux de l'étude est de prédire le spectre de réponse en pseudo-accélération calculé à partir des accélérations enregistrées aux quatre coins des dalles lors des essais. Les résultats des simulations pour les modèles numériques mis en place ont alors été comparés aux résultats expérimentaux. La confrontation détaillée numérique/expérience a démontré que les modèles et stratégies numériques mis en place se sont révélés capables de représenter de façon très satisfaisante les phénomènes mis en

jeu lors de l'entrechoquement.

A partir des comparaisons numérique/expérience pour les spectres de réponse au deuxième étage des bâtiments de l'IBB, les conclusions sont :

- Les basses fréquences sont naturellement pilotées par les modes des structures basses fréquences. Les quatre modèles numériques ont été capables de les reproduire.

- Concernant les hautes fréquences, ce sont les pics d'accélération qui donnent l'allure du spectre de réponse. La comparaison entre les modèles symétriques et asymétriques montre que la représentation des asymétries est primordiale pour la bonne reproduction de la pseudo-accélération. Il n'y a pas de différences notables entre les réponses des Modèles A et B.

- Le traitement de la courbe d'accélération en temps pour isoler les pics d'accélération montre que la forme du spectre en hautes fréquences est uniquement pilotée par le pic d'accélération correspondant à l'impulsion la plus importante au cours du temps. Les autres pics non pas d'influence.

- Le pic d'accélération avec l'impulsion maximale, caractérisé par son impulsion et sa forme temporelle, a une grande influence sur le spectre de pseudo-accélération. La bonne reproduction du spectre en hautes fréquences nécessite une reproduction correcte de l'amplitude des accélérations au contact et de la durée du contact. Les modèles symétriques ont une tendance à surestimer l'amplitude des pics d'accélération et sous-estimer leur durée. Cette mauvaise reproduction des pics impacte la branche hautes fréquences du spectre de réponse.

Concernant l'analyse du spectre de réponse au premier étage, les comparaisons numérique/expérience permettent de conclure :

- De même que pour le deuxième étage, les basses fréquences sont essentiellement influencées par les modes des structures en basses fréquences. Les quatre modèles numériques ont été capables de les reproduire.

- Quand le contact n'est pas présent au premier étage, les modes de dalle à hautes fréquences déterminent la forme de la courbe du spectre de pseudo-accélération en hautes fréquences. Notamment, il a été observé une bosse pour le spectre de pseudo-accélération aux alentours de 200 Hz pour la Structure 1. Le Modèle A a été le seul capable de reproduire cette bosse. Le Modèle A symétrique a une tendance à surestimer l'amplitude de cette bosse.

La comparaison entre les modèles symétriques et asymétriques a montré l'importance de la représentation des asymétries dans les modèles numériques. Un impact symétrique produit des pics d'accélération plus forts et plus courts en durée de contact. Bien que les différences des prédictions numériques issues des Modèles A et B asymétriques soient légères, on peut quand même dire que le Modèle A s'est avéré mieux adapté à ce type de problème car il a été capable de reproduire la bosse du spectre de réponse à 200 Hz de la Structure 1 au premier étage.

Au final, une analyse de sensibilité relative au pas de temps montre que la démarche de modélisation employée dans ce travail est robuste, dans le sens où les spectres de réponse ne sont que très peu sensibles à ce paramètre. De même, une analyse de sensibilité

vis-à-vis des choix des paramètres de la matrice de Rayleigh, en particulier le calage en hautes fréquences, confirme que ces paramètres influent peu sur la détermination des spectres de plancher.

Après avoir validée l'approche numérique via la confrontation numérique/expérience pour les tests IBB, l'analyse de l'entrechoquement sous séisme de bâtiments réels, les bâtiments nommés BS et BMS de la centrale du Bugey, est conduite. Les quantités cinématiques ont été analysées en de nombreux points d'enregistrement des deux bâtiments. Bien-évidemment, il a été observé que la réponse en spectre de pseudo-accélération est très variable selon les points de post-traitement. Dans l'objectif d'analyser les effets de l'entrechoquement, plusieurs scénarios ont été prospectés : le cas sans entrechoquement (les bâtiments vibrent selon le séisme imposé), le cas avec entrechoquement entre les dalles, potentiellement à tous les niveaux des bâtiments, et enfin le cas avec entrechoquement entre les dalles mais uniquement au dernier niveau des deux bâtiments.

Les conclusions principales tirées de l'analyse des spectres de réponse sont synthétisées ci-dessous :

- Pour les hautes fréquences (au-delà de 100 Hz) : les spectres les plus importants sont ceux les plus proches de la zone d'impact entre les dalles. Le dernier étage est l'étage qui connaît le plus d'impacts, avec des amplifications de spectres par rapport au cas sans entrechoquement qui atteignent des facteurs 20 à 100 Hz et 50 à 400 Hz, dans la direction X (direction de l'entrechoquement). Dans les directions Y (transversale) et Z (verticale), les amplifications sont moins importantes avec des facteurs d'amplification allant jusqu'à 20.

- Pour les fréquences intermédiaires (entre 10 et 30 Hz) : c'est dans cette plage de fréquences que plusieurs modes des bâtiments se trouvent. L'entrechoquement amplifie ces modes. Les points les plus concernés par ces amplifications ne sont plus systématiquement les points proches des faces d'impact mais dépendent des modes étudiés. Par exemple, pour les modes de rotation, les points opposés aux faces d'impact peuvent connaître de fortes amplifications.

- Pour les basses fréquences (en-dessous de 10 Hz) : les basses fréquences sont très peu affectées par l'entrechoquement dans les trois directions et ceci sur l'ensemble des points analysés.

Par ailleurs, un point important pour l'ingénierie est l'influence de l'entrechoquement entre les étages. En effet, il a été observé que les impacts les plus énergétiques se produisent au dernier étage et il convient donc d'évaluer l'influence d'un impact au dernier étage sur les étages en-dessous. La connexion entre les dalles des étages et les voiles joue alors un rôle essentiel. Ces connexions qui impliquent des liaisons poteaux-poutres donnent une certaine flexibilité aux dalles de l'étage ce qui a tendance à limiter l'amplification des spectres en hautes fréquences.

Les conclusions principales à partir de l'analyse des spectres de réponse sont :

- Parce que les dalles ont une certaine flexibilité au niveau des connexions dalle-voile, il est possible de constater que, pour certains modes de vibration des bâtiments, les dalles ont une grande amplitude de mouvement. L'entrechoquement entre les bâtiments amplifie ces modes et donc une amplification importante en translation est observée.

- Cette relative flexibilité des connexions dalle-voile empêche les ondes, générées au dernier étage, d'atteindre les points des dalles aux étages inférieurs. Les seuls points qui sont excités en hautes fréquences aux étages inférieurs sont ceux situés dans les voiles. Les voiles servent alors de milieu de propagation privilégié pour les ondes générées par les impacts.

5.2 Perspectives

Quelques perspectives de ce travail sont dégagées :

- L'amortissement de Rayleigh est très pratique du fait de sa facilité d'implémentation et de son efficacité pour lisser les hautes fréquences parasites provenant de la discrétisation spatiale, à condition de considérer une contribution de la matrice de raideur dans la matrice de Rayleigh. Néanmoins, son utilisation dans le cadre du schéma des Différences Centrées, comme c'est le cas du schéma CD-Lagrange, induit une dégradation du pas de temps critique, qui peut s'avérer très contraignante dans certains calculs comme ceux impliquant les bâtiments réels BS et BMS qui considèrent un taux d'amortissement élevé en hautes fréquences. Des amortissements numériques peuvent avantageusement remplacer l'amortissement de Rayleigh, avec par exemple l'emploi des schémas G-α, comprenant le schéma HHT-α largement utilisé en génie parasismique. Il reste la difficulté du calage de cet amortissement numérique pour qu'il lisse les hautes fréquences parasites sans toucher les fréquences importantes pour l'entrechoquement, qui sont elles-mêmes élevées (dans ce travail, nous nous sommes intéressés à des fréquences jusqu'à 400 Hz). Notons que d'autres formulations d'amortissement peuvent aussi être prospectés, comme les amortissements de Kosloff [66] ou Adhikari [3]. Des tests, non présentés dans ce manuscrit, ont été conduits avec l'amortissement de Kosloff montrant que l'introduction de cet amortissement ne réduit pas le pas de temps critique mais ne permet pas d'amortir suffisamment les hautes fréquences parasites sans nuire à la prédiction des quantités d'intérêts.

- La considération de l'interaction sol-structure (ISS) a été programmée dans les simulations des bâtiments BS et BMS afin d'évaluer cet effet sur l'entrechoquement. Les raideurs des ressorts de sol ont été identifiées par une étude antérieure menée par l'entreprise ATR sur la base de la procédure classique de calculs de l'ISS via un premier calcul avec des éléments de frontière utilisant le logiciel MISS3D [99]–[101]. L'introduction de ces ressorts avec les raideurs identifiées a considérablement réduit le pas de temps critique du calcul avec le schéma de CD-Lagrange, rendant le calcul ISS impraticable. Une perspective intéressante et facilement accessible est d'utiliser une approche hybride explicite/implicite multi pas de temps comme développée dans les papiers [16], [25], [45], [46] : les ressorts seraient alors regrouper dans une partition implicite ce qui permettrait de considérer le pas de temps critique de la partition explicite sans dégradation. Pour aller plus loin dans l'étude de l'ISS, des approches multi-échelles en espace et en temps intégrant à la fois la source sismique, le milieu de propagation, le site et la structure, permettrait de cerner davantage les paramètres essentiels de problèmes complexes comme l'entrechoquement des bâtiments sous séisme. Ces approches couplées et complètement intégrées ont

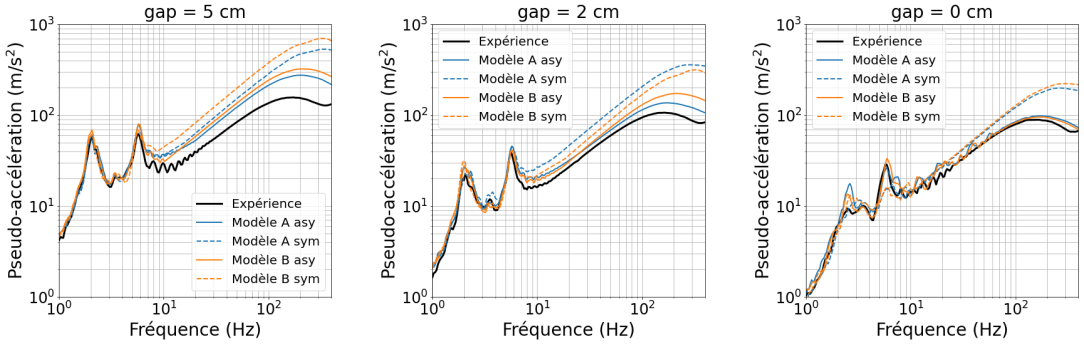
été développées en couplant un logiciel de sismologie, EFISPEC3D, avec des codes aux éléments finis, pour la structure et le sol environnant, avec le code Akantu développé par l'EPFL [17] et dans une version préliminaire avec Code_Aster [113].

- Il a été montré dans la thèse de Fekak [38] qu'il y a une perte d'énergie à l'impact pour la méthode CD-Lagrange, sur la base d'éléments de type barre qui s'impactent suivant la direction longitudinale. De même, des analyses de barres modélisées en éléments finis hexaédriques ont été conduites pendant ce travail de thèse, non présentées dans ce manuscrit. Elles exhibent une perte d'énergie à l'impact, proportionnelle aux masses nodales impliquées dans l'impact. L'implémentation de schémas explicites qui réduisent cette perte d'énergie lors de l'impact, comme les stratégies développées par Di Stasio [32], pourrait être intéressante dans le cadre de l'entrechoquement.

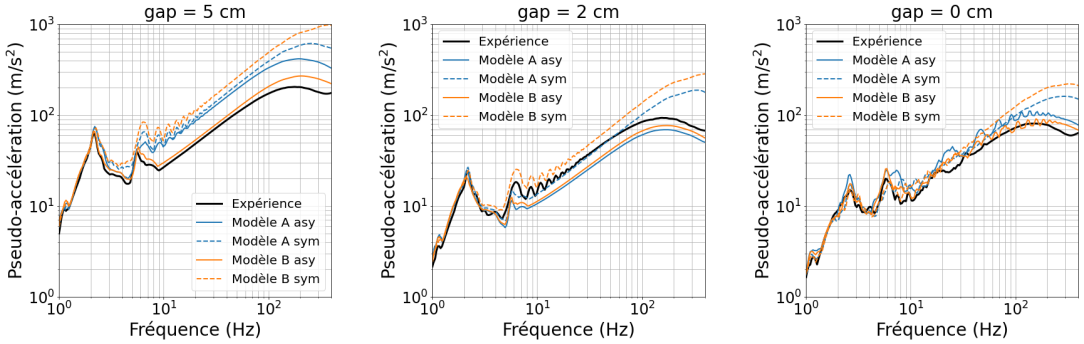
- Une excitation sismique peut durer plusieurs dizaines de secondes. La simulation des structures sous excitation sismique doit donc couvrir une durée sismique suffisante pour l'analyse de la réponse des bâtiments. La durée des excitations sismiques dans les simulations IBB et des bâtiments BS et BMS étaient de 30 secondes. L'adoption d'un algorithme explicite pour ce type de problème peut alors s'avérer coûteuse en temps de calcul. Les calculs explicites présentés dans ce travail ont été réalisés dans l'environnement Matlab ou Python, suivant une approche séquentielle. Une stratégie de parallélisation performante permettrait de réduire considérablement les temps de calcul.

Annexe A

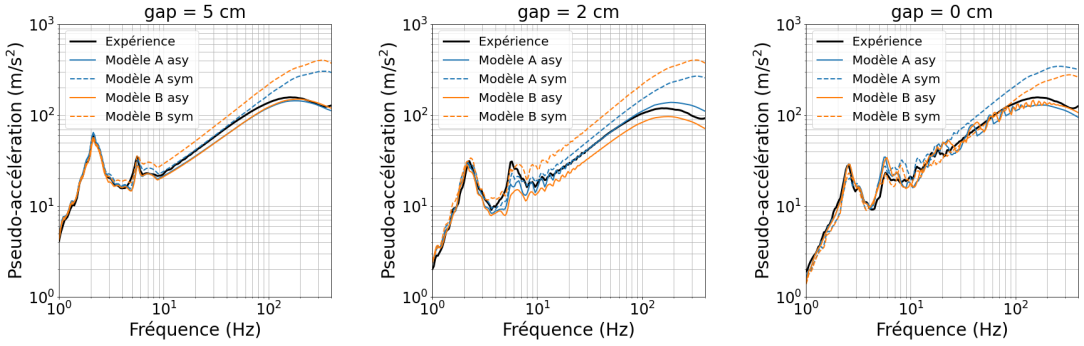
Résultats pour les Structures de l'IBB



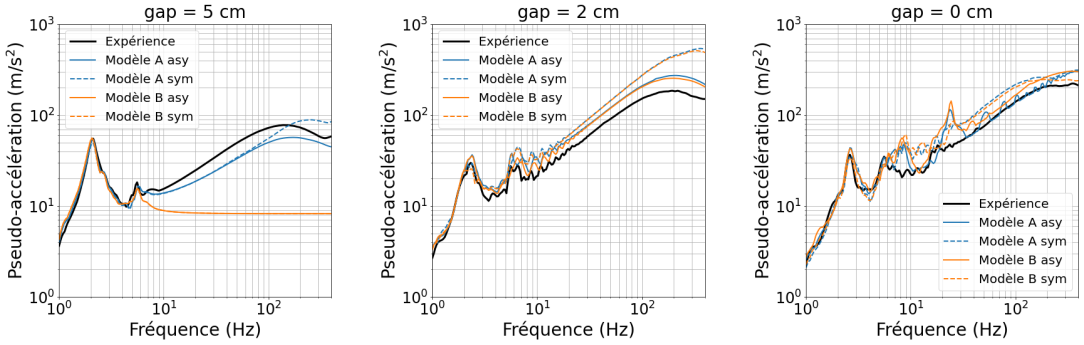
(a) Cadarache



(b) El Centro

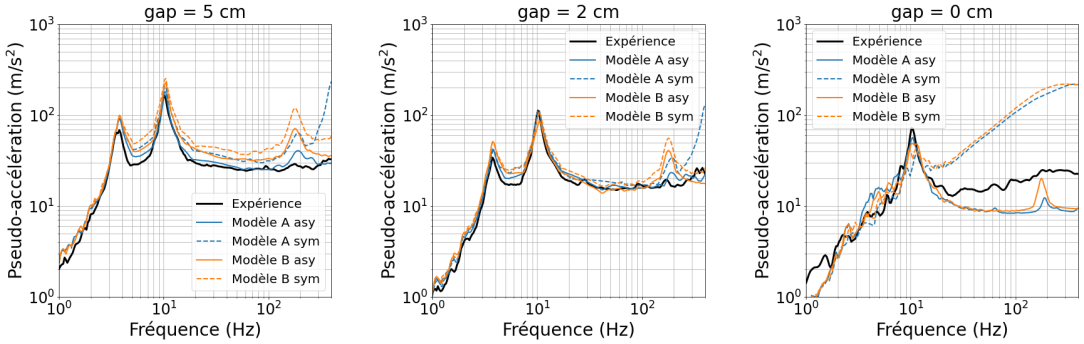


(c) Northridge

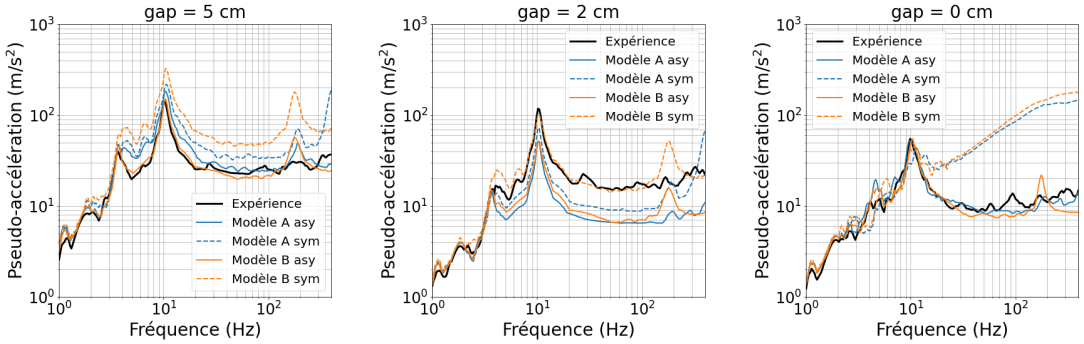


(d) Kobe

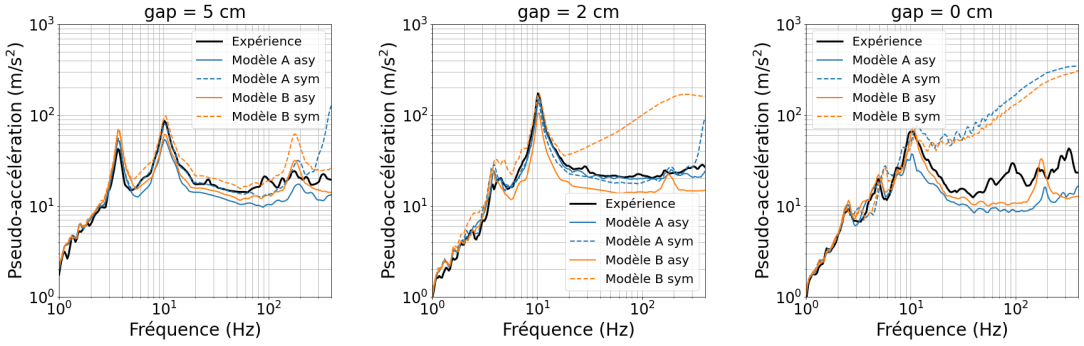
Figure A.1: Comparaison de la pseudo-accélération du deuxième étage de la Structure 1 entre les résultats des modèles numériques et expérimentaux



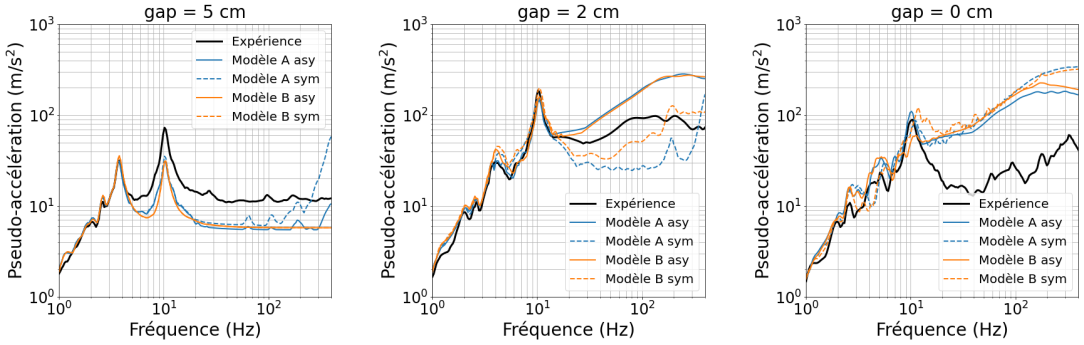
(a) Cadarache



(b) El Centro



(c) Northridge



(d) Kobe

Figure A.2: Comparaison de la pseudo-accélération du premier étage de la Structure 2 entre les résultats des modèles numériques et expérimentaux

Annexe B

Résultats pour les bâtiments BS et BMS selon les rangs de points de post-traitement

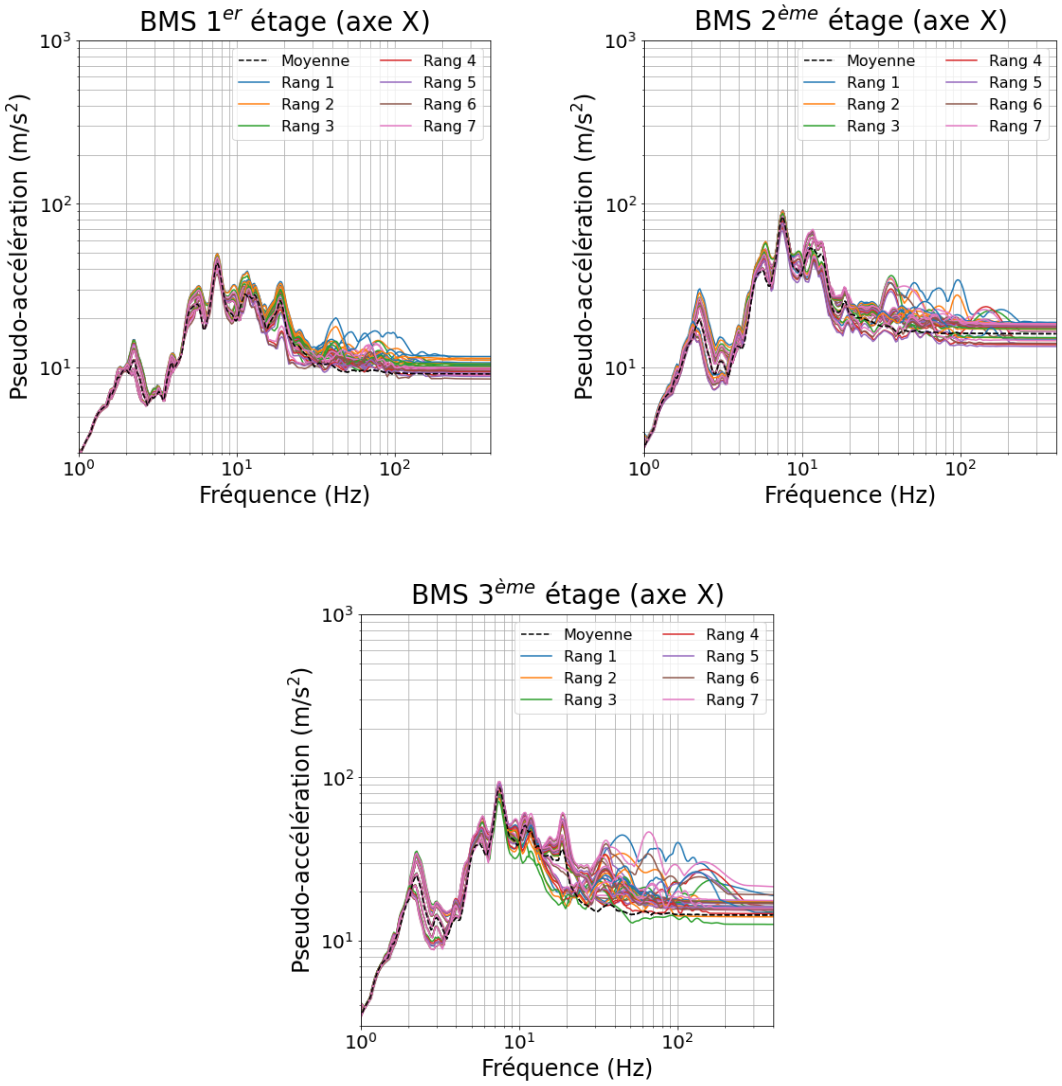


Figure B.1: Spectres de réponse dans la direction X pour les 3 premiers étages du bâtiment BMS

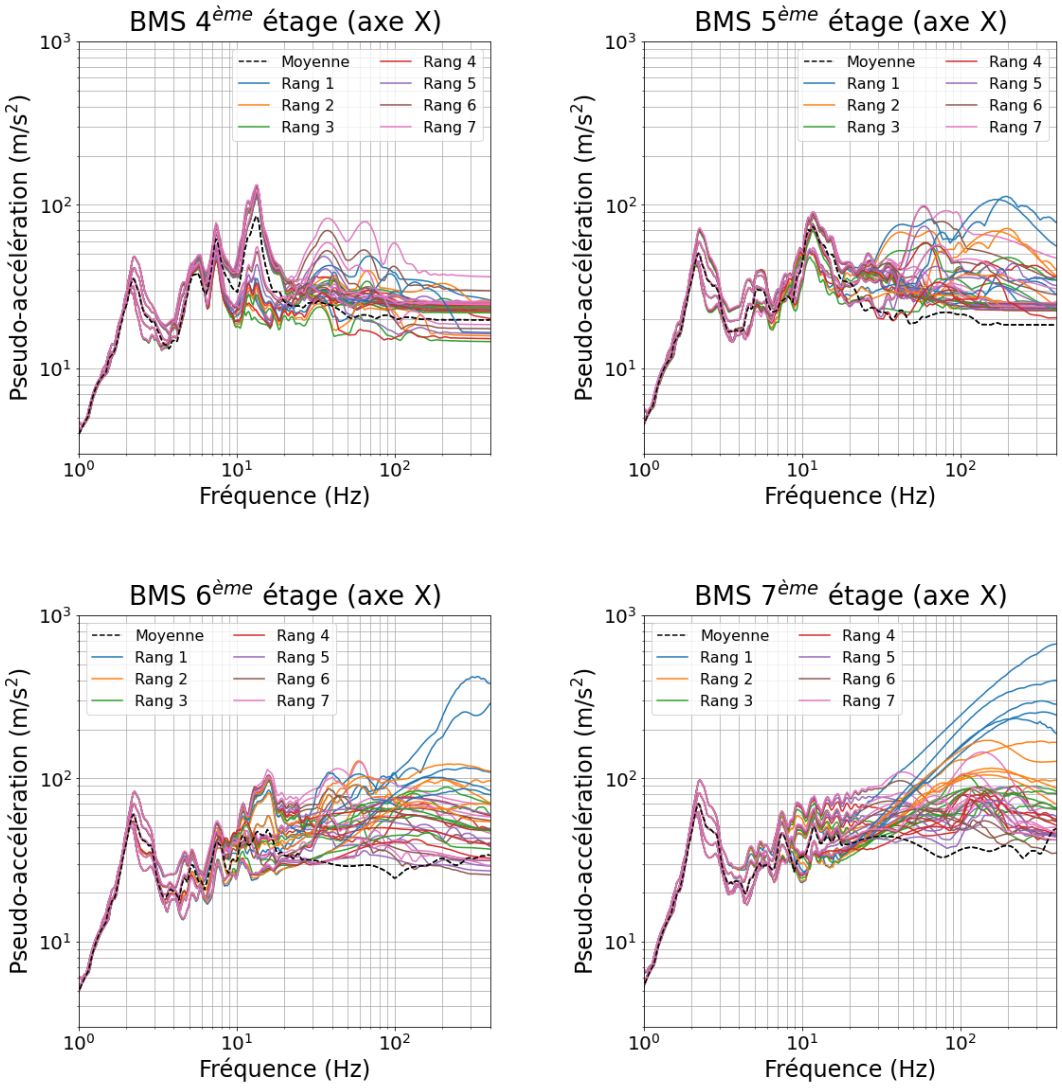


Figure B.2: Spectres de réponse dans la direction X pour les 4 dernier étages du bâtiment BMS

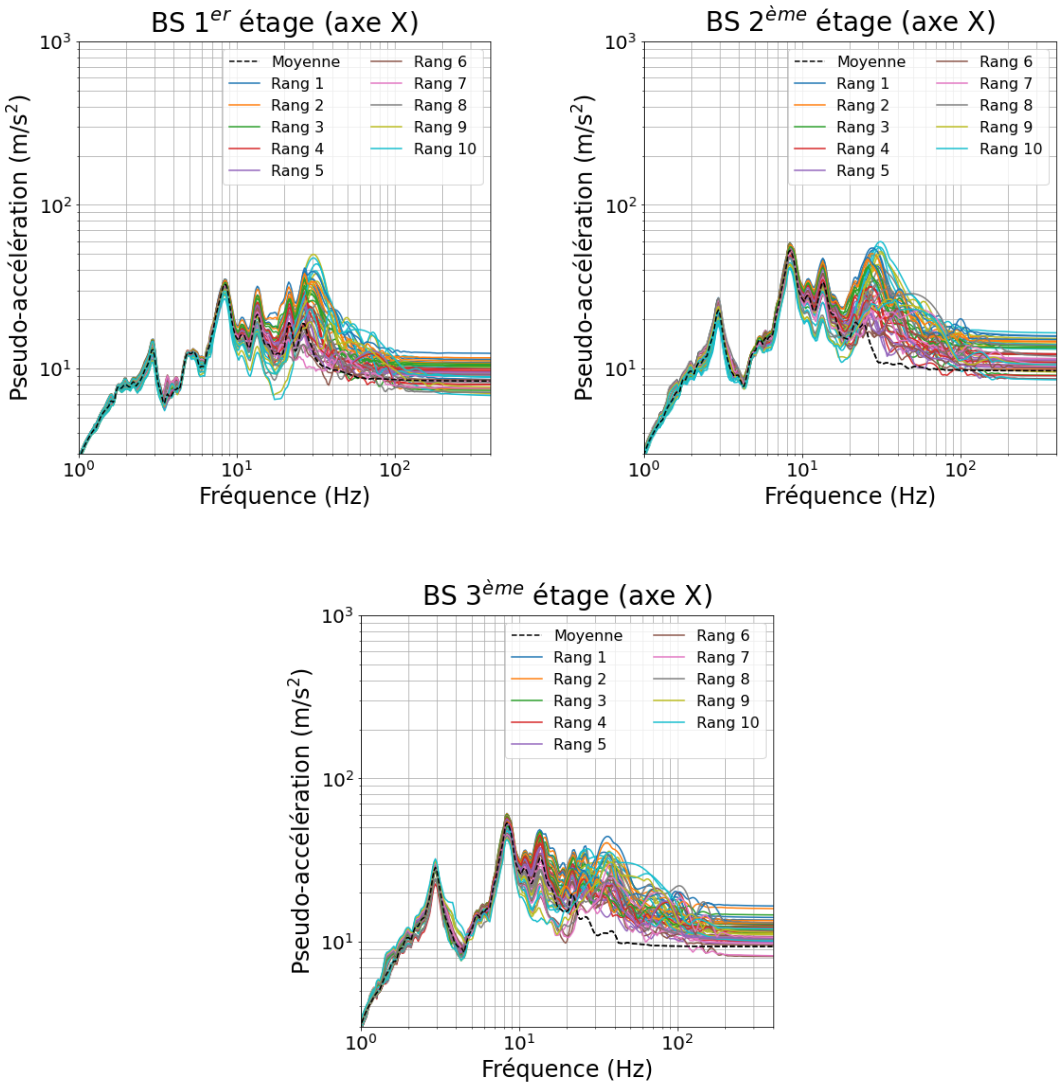


Figure B.3: Spectres de réponse dans la direction X pour les 3 premiers étages du bâtiment BS

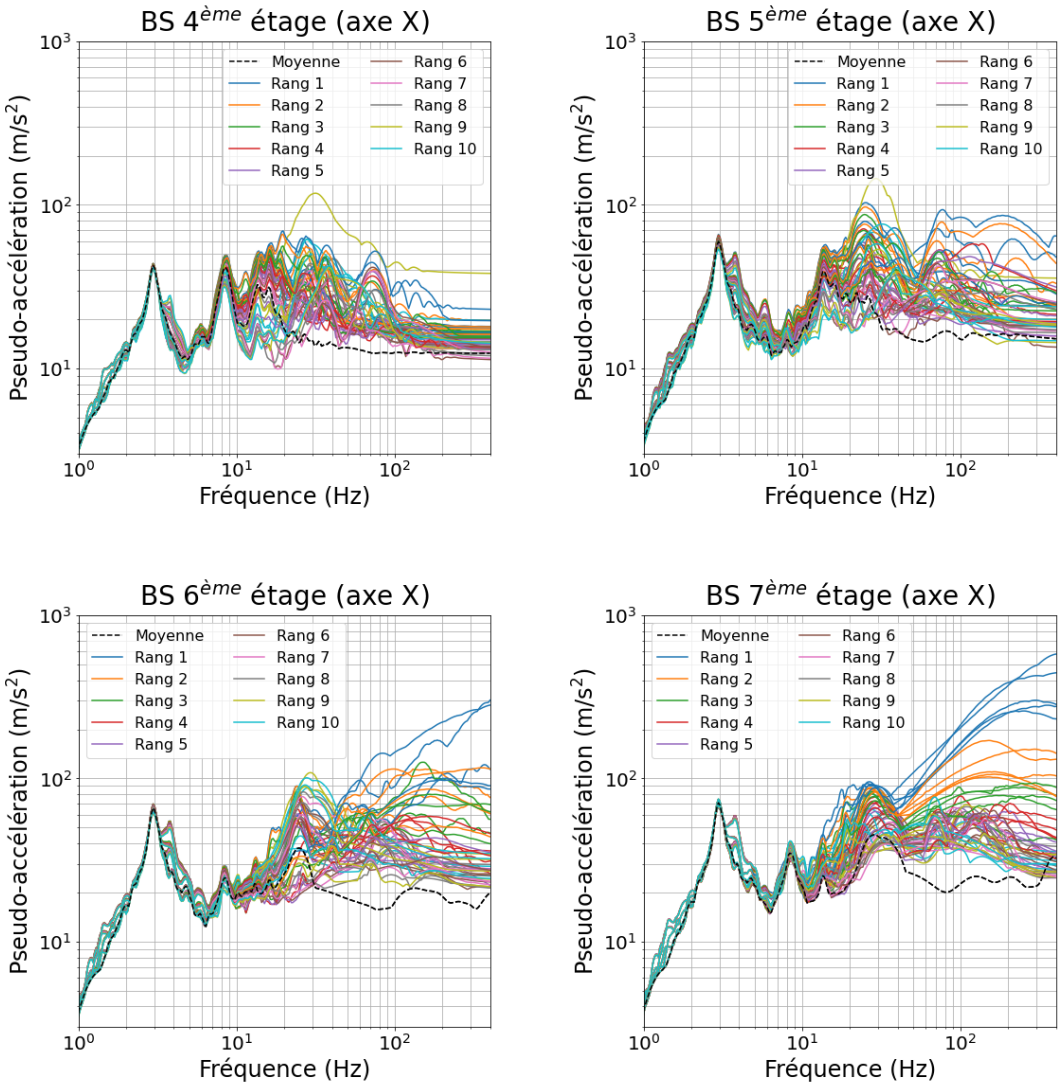


Figure B.4: Spectres de réponse dans la direction X pour les 4 derniers étages du bâtiment BS

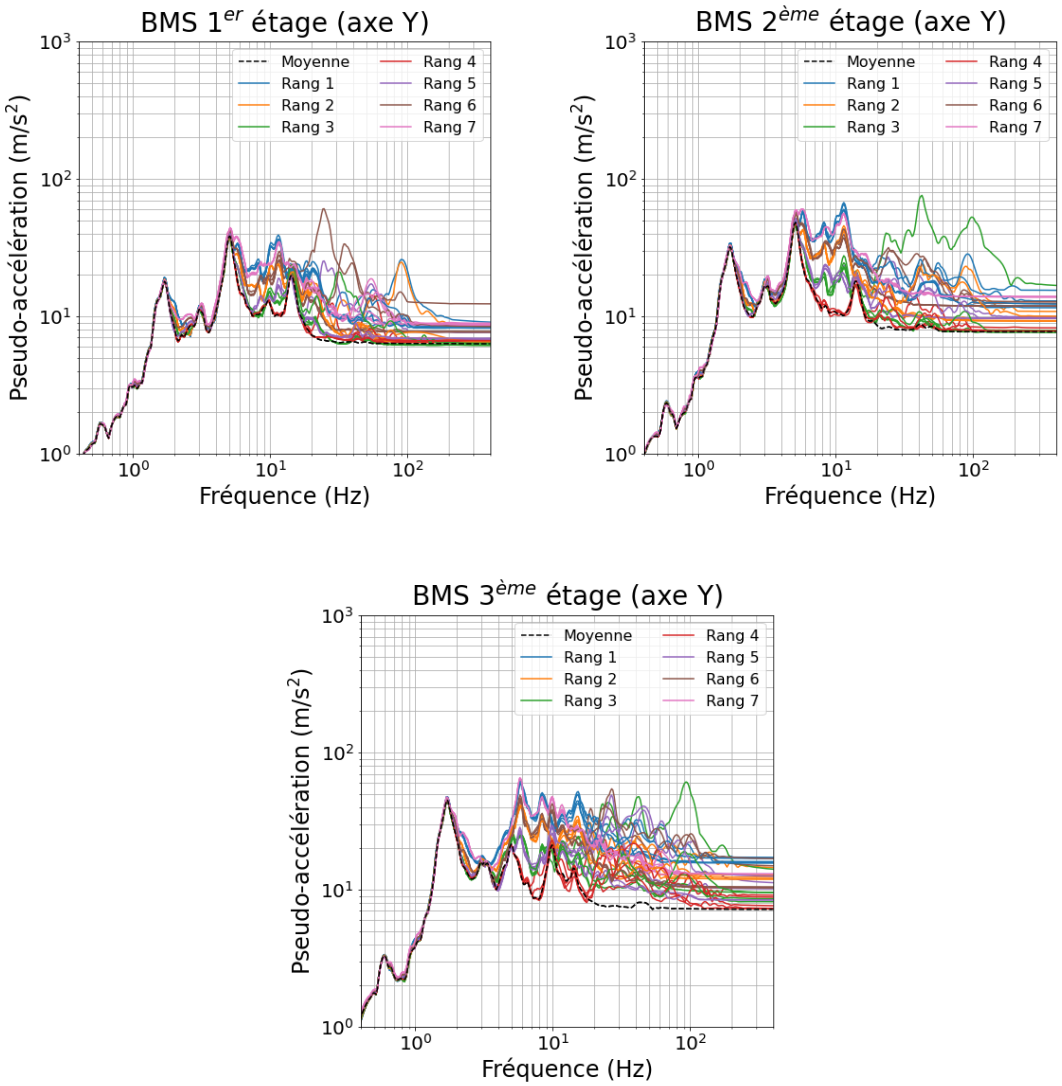


Figure B.5: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 3 premiers étages du bâtiment BMS

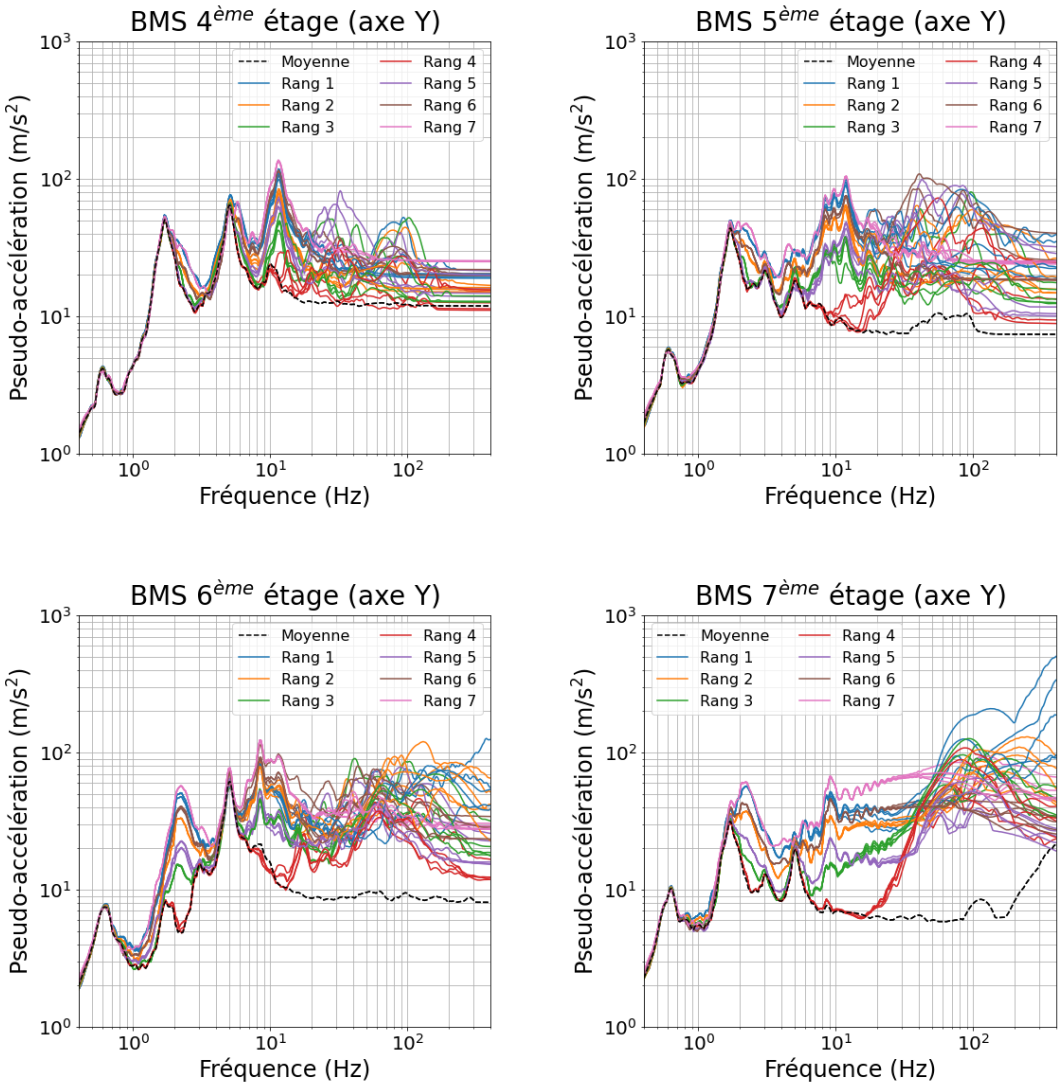


Figure B.6: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS

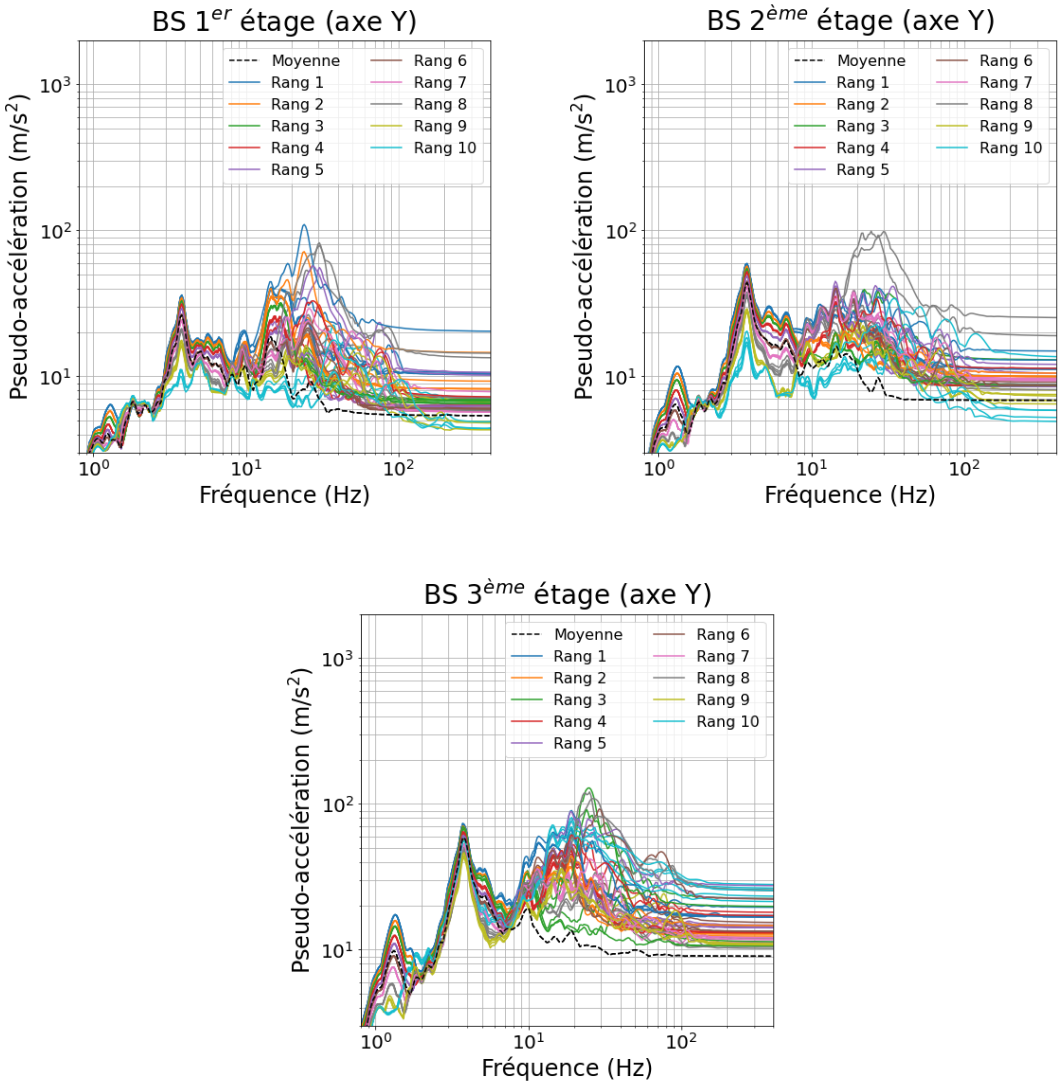


Figure B.7: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 3 premiers étages du bâtiment BS

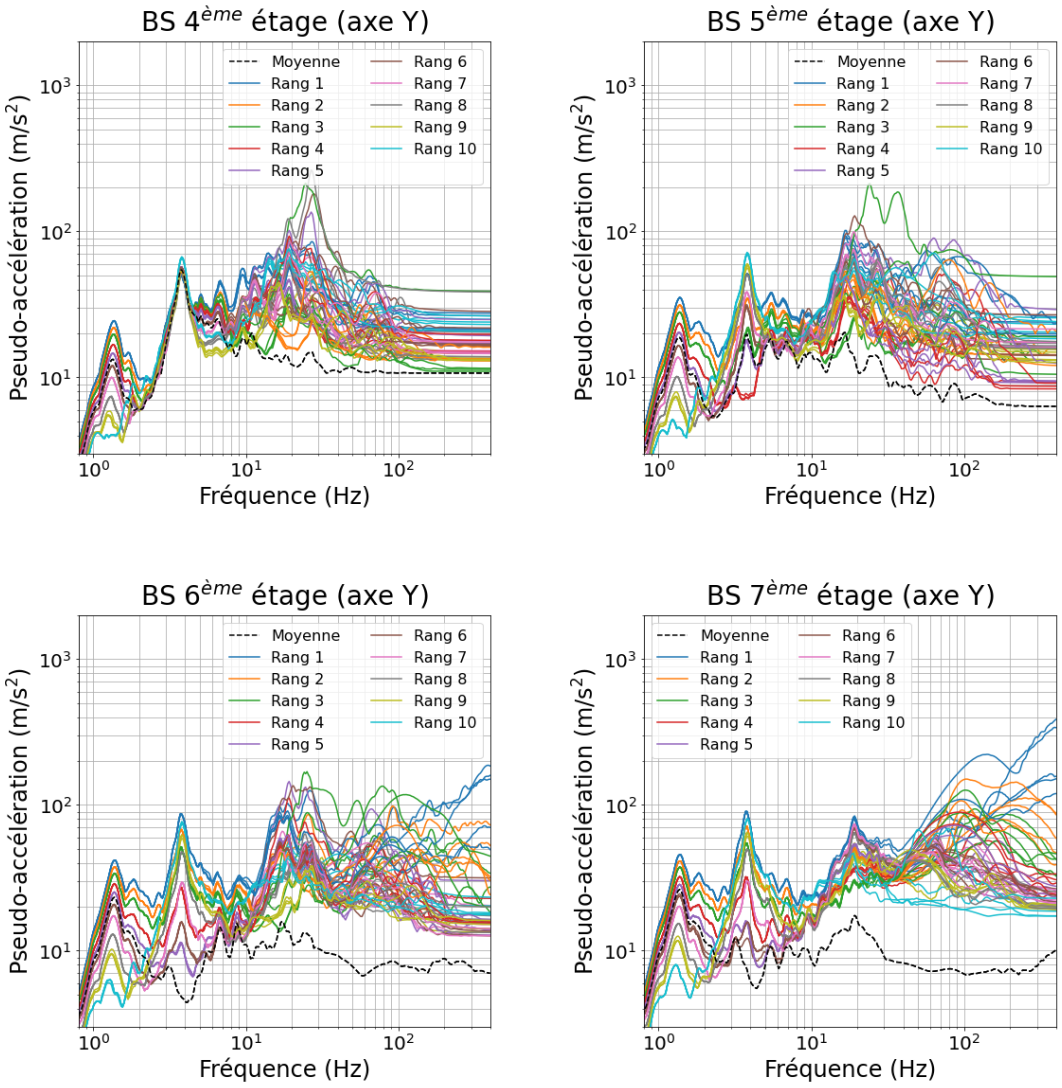


Figure B.8: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 4 derniers étages du bâtiment BS

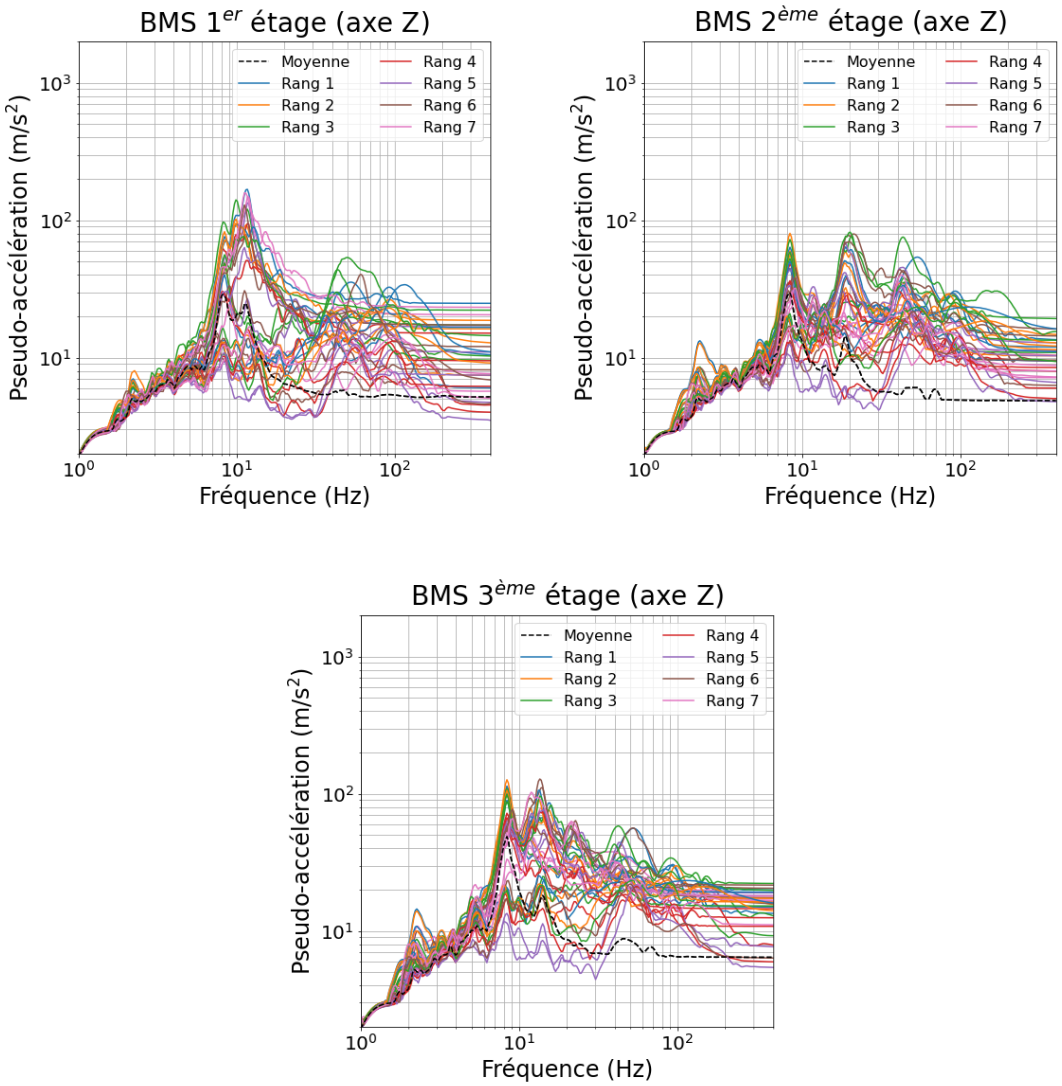


Figure B.9: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 3 premiers étages du bâtiment BMS

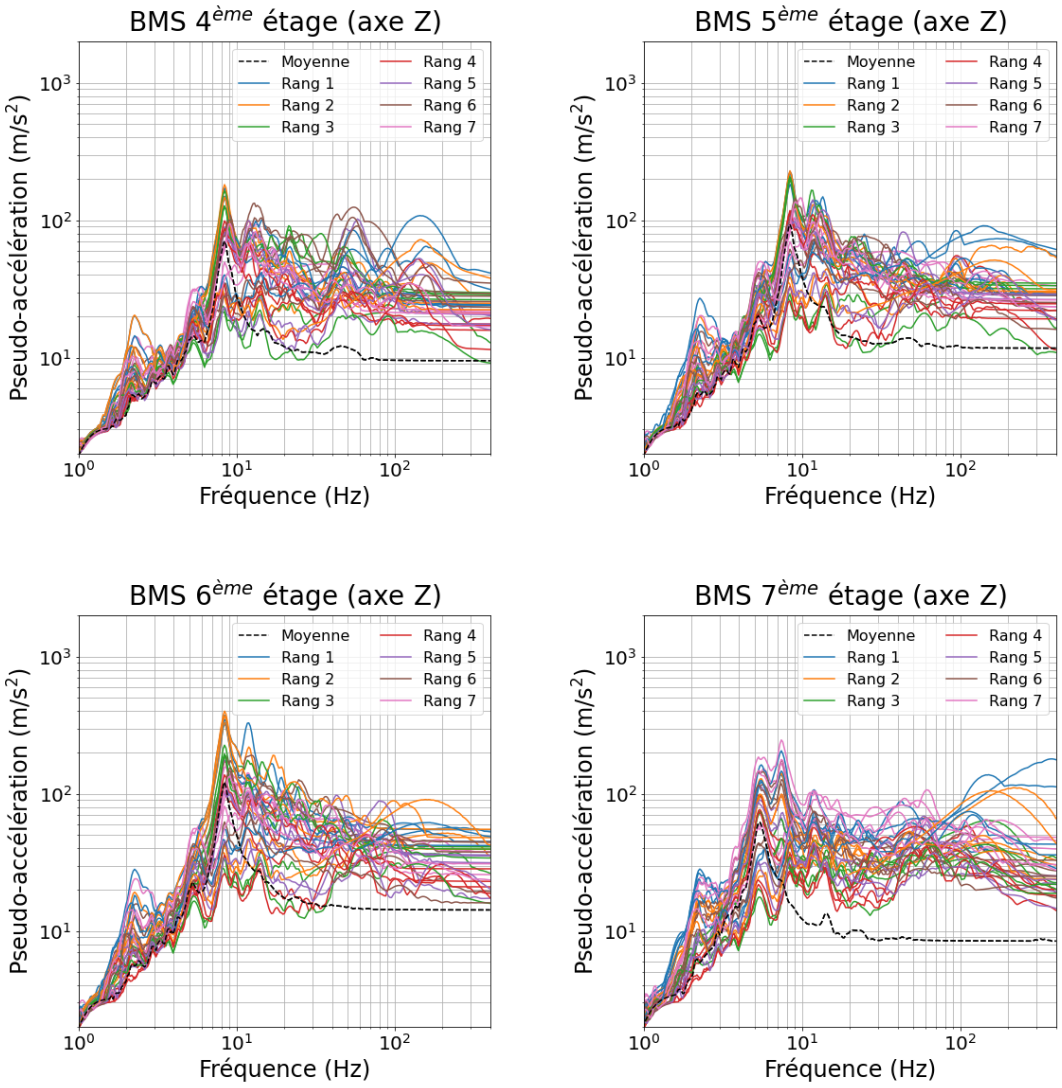


Figure B.10: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS

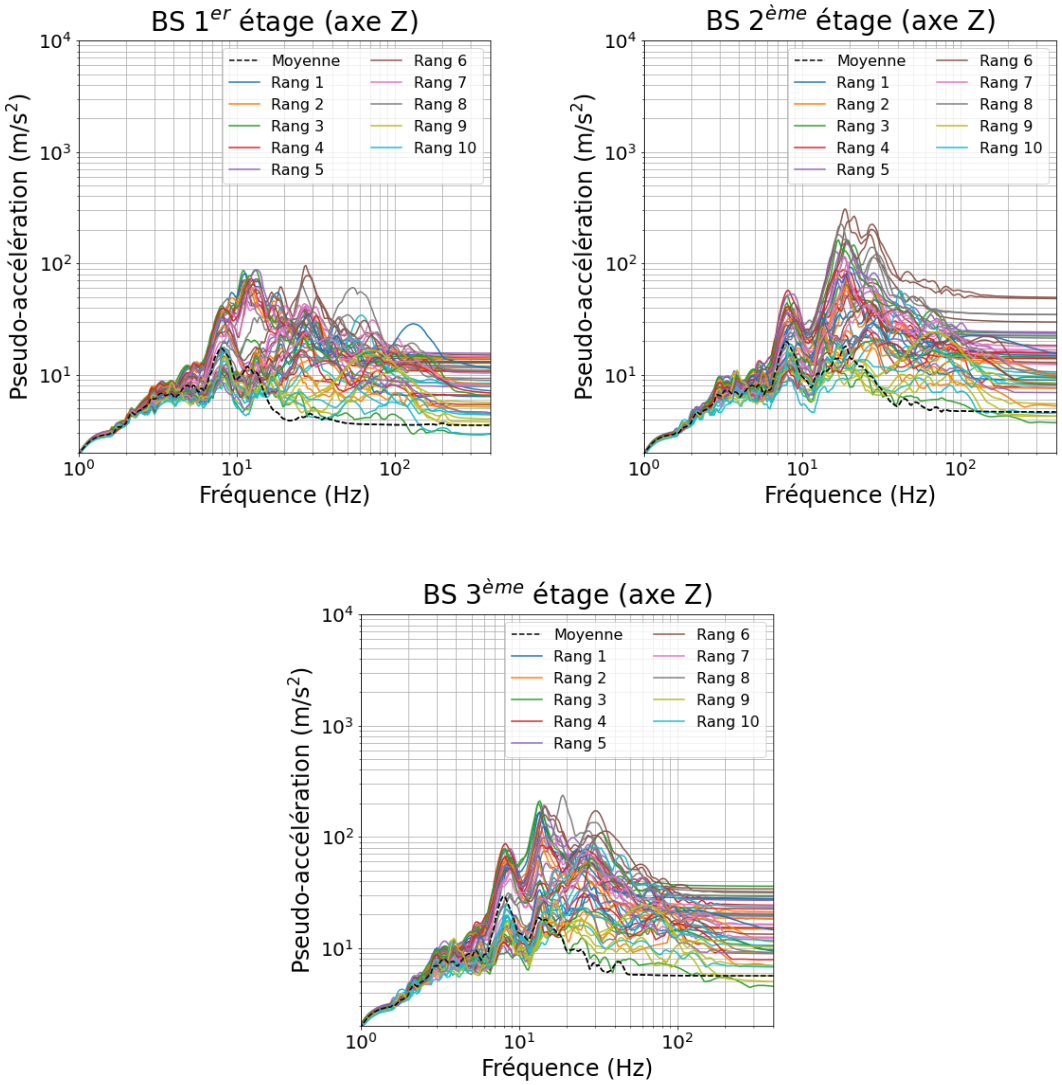


Figure B.11: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 3 premiers étages du bâtiment BS

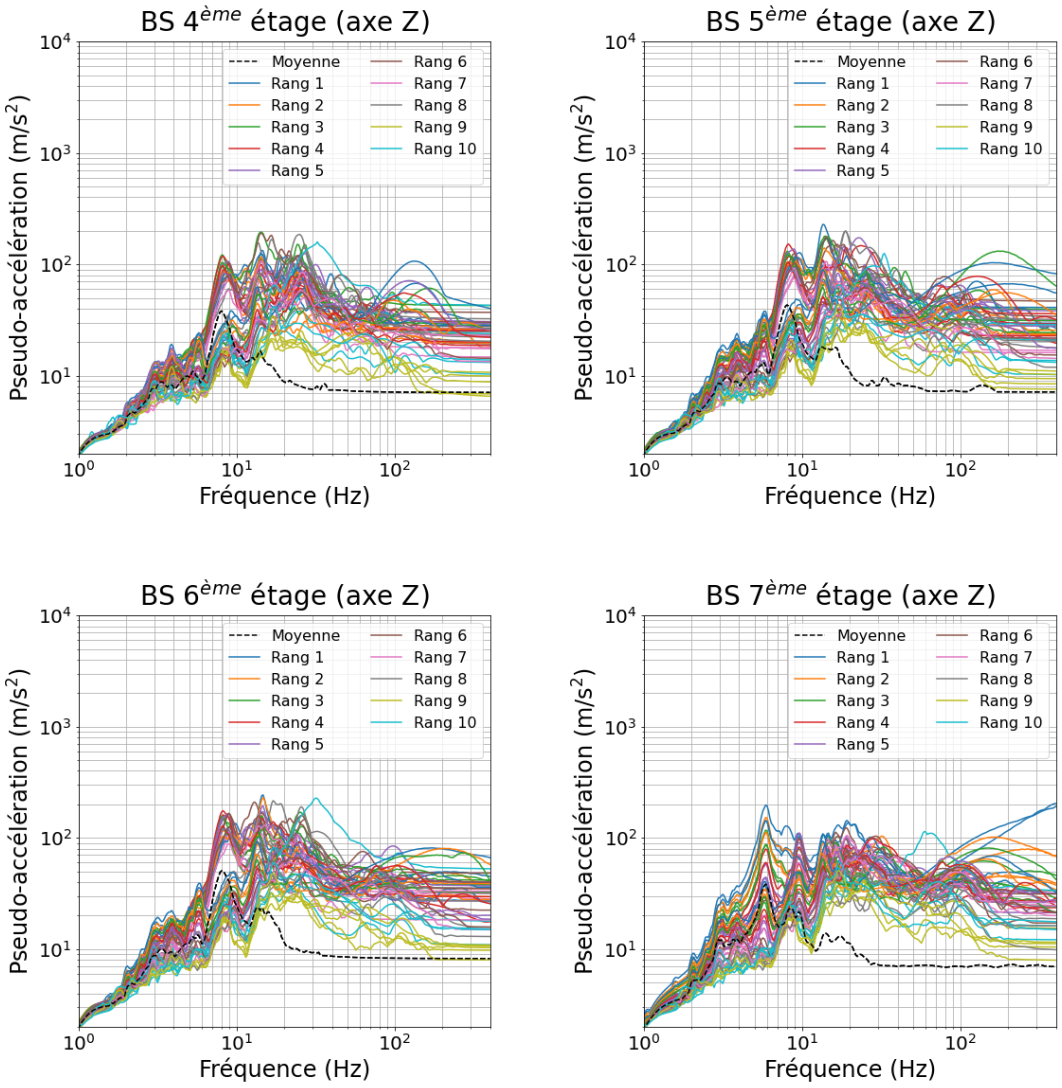


Figure B.12: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 4 derniers étages du bâtiment BS

Annexe C

Résultats pour les bâtiments BS et BMS selon les lignes de points de post-traitement

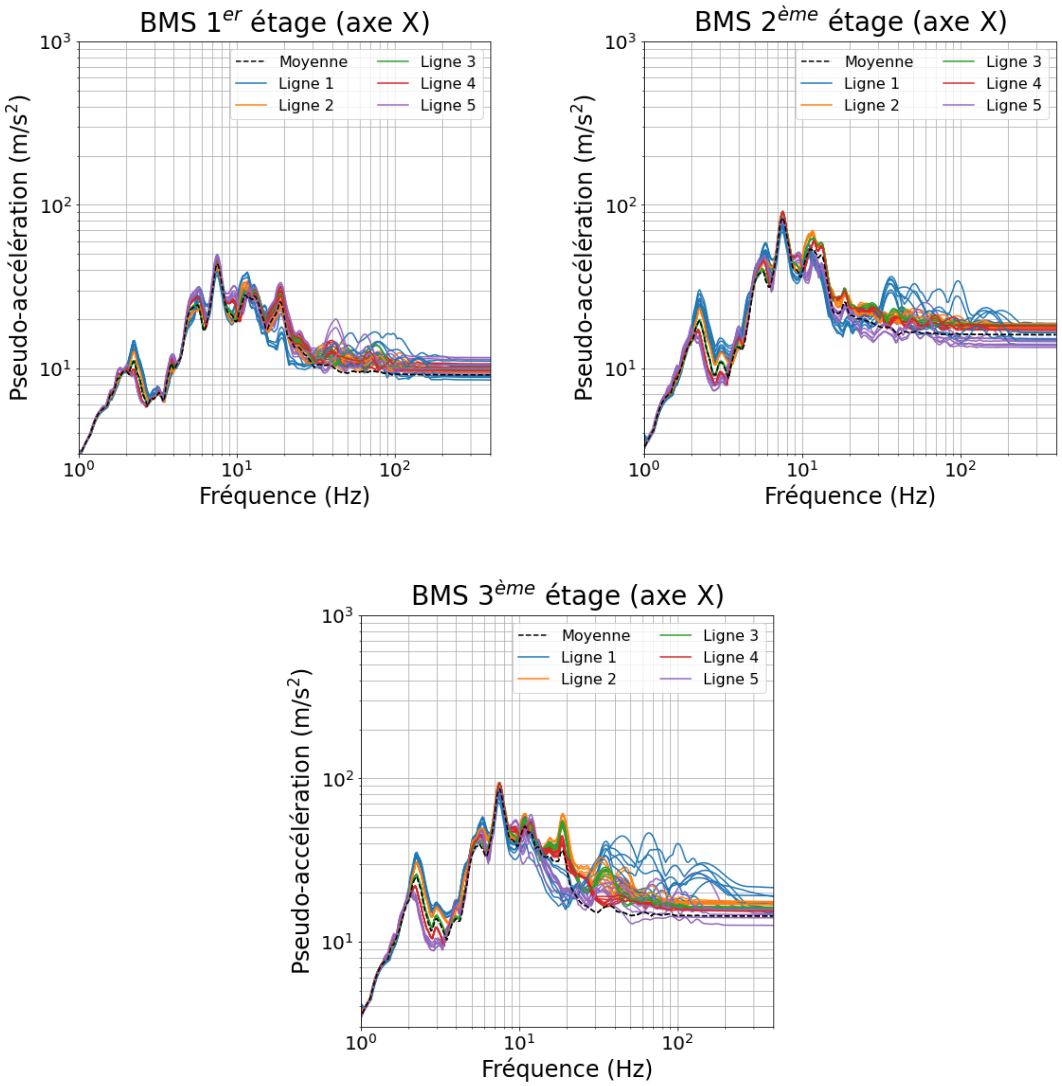


Figure C.1: Spectres de réponse dans la direction X pour les 3 premiers étages du bâtiment BMS

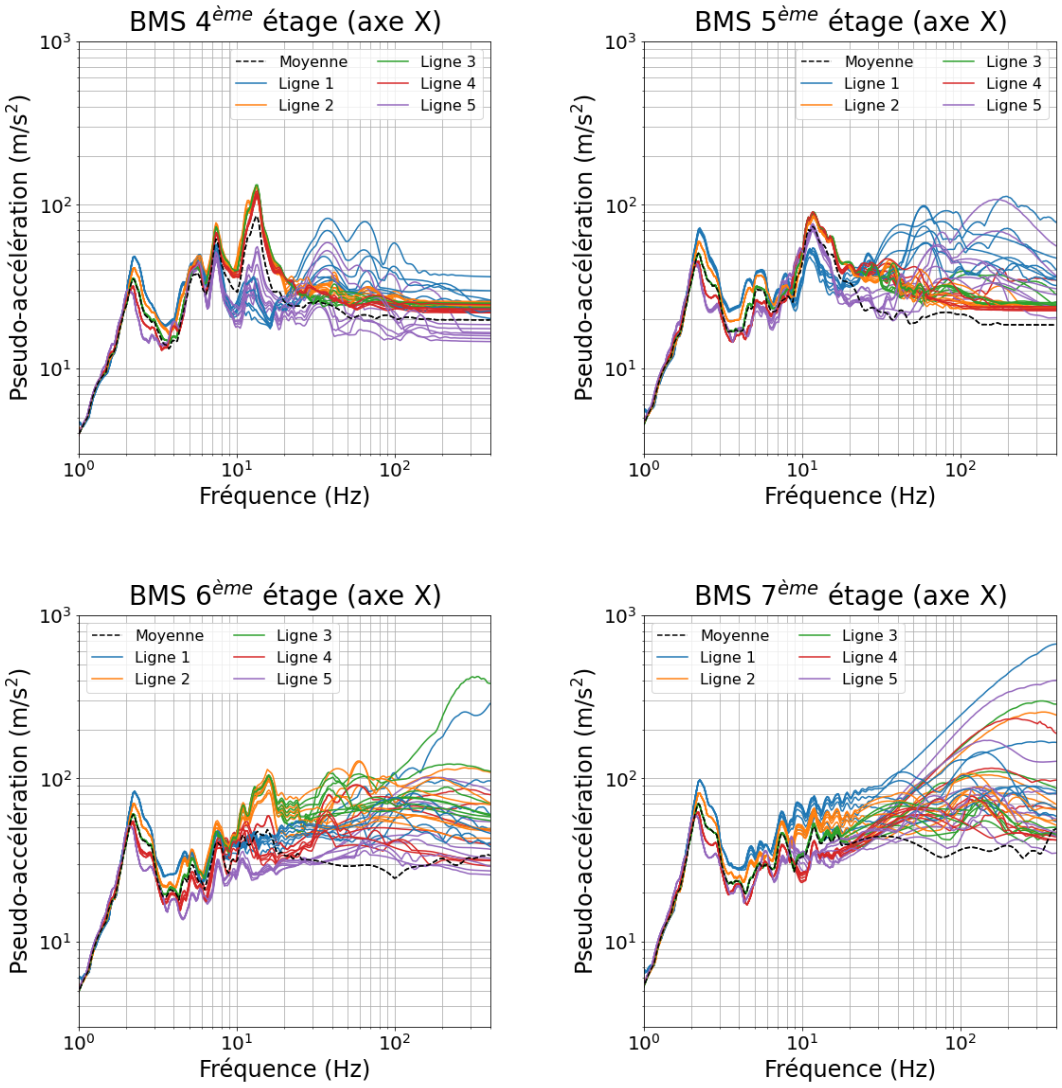


Figure C.2: Spectres de réponse dans la direction X pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS

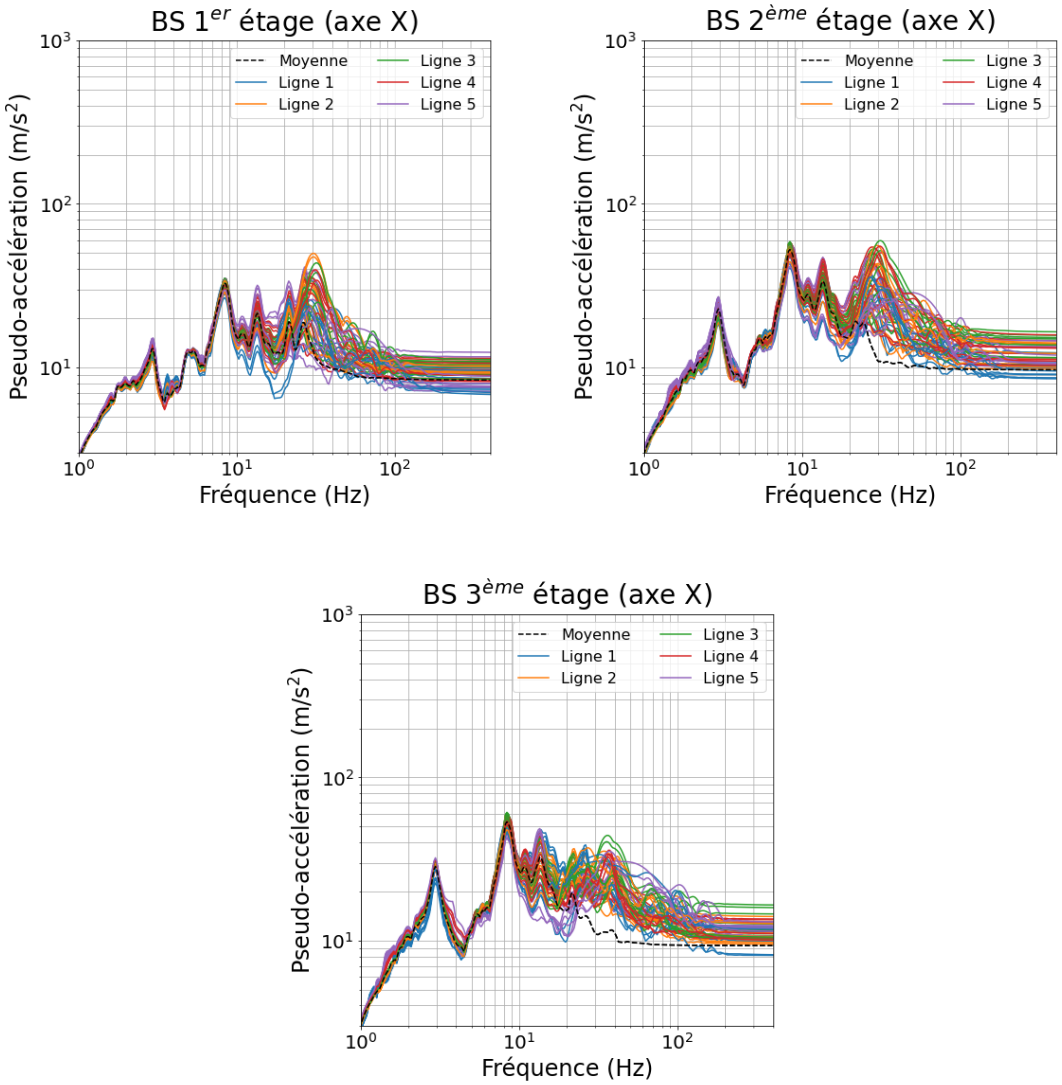


Figure C.3: Spectres de réponse dans la direction X pour les 3 premiers étages du bâtiment BS

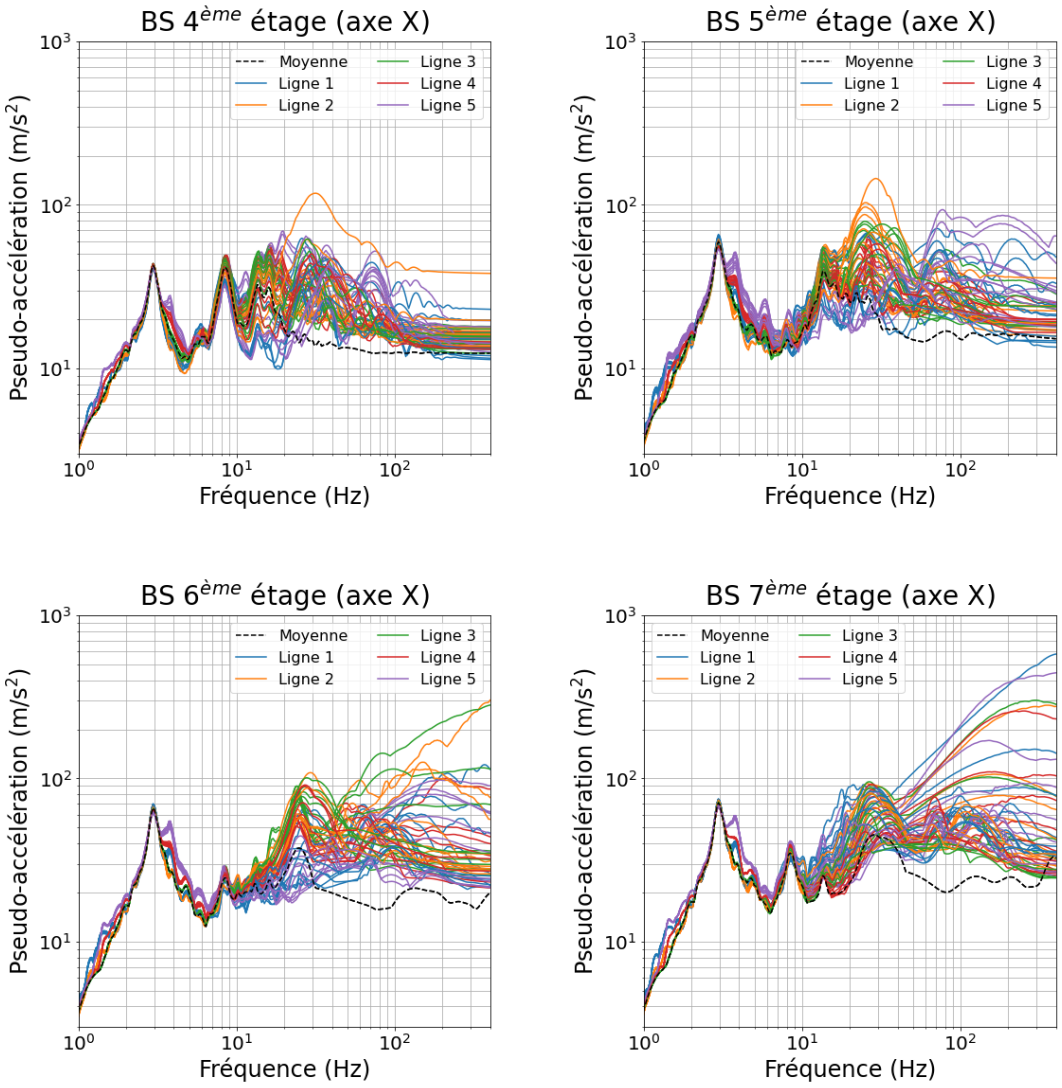


Figure C.4: Spectres de réponse dans la direction X pour les 4 derniers étages du bâtiment BS

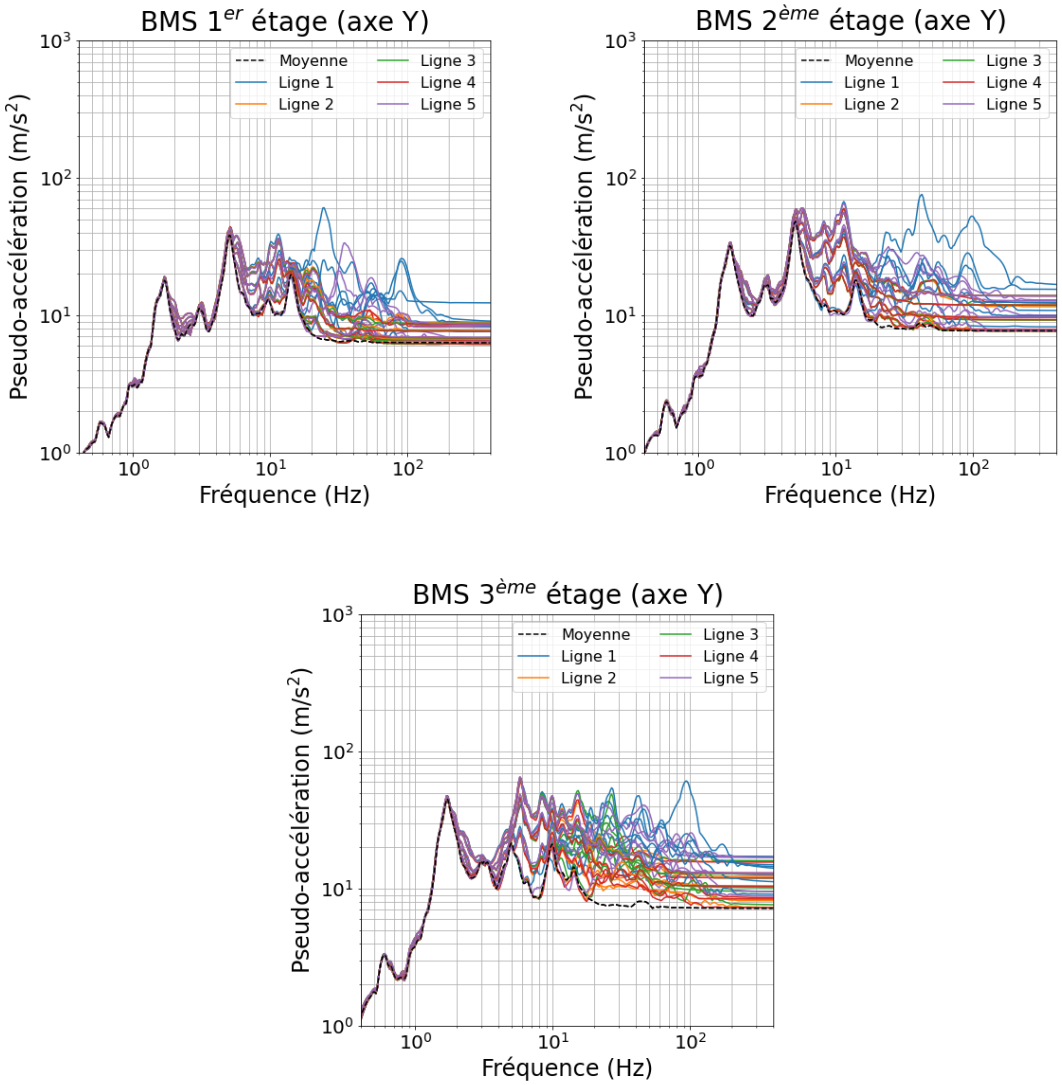


Figure C.5: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 3 premiers étages du bâtiment BMS

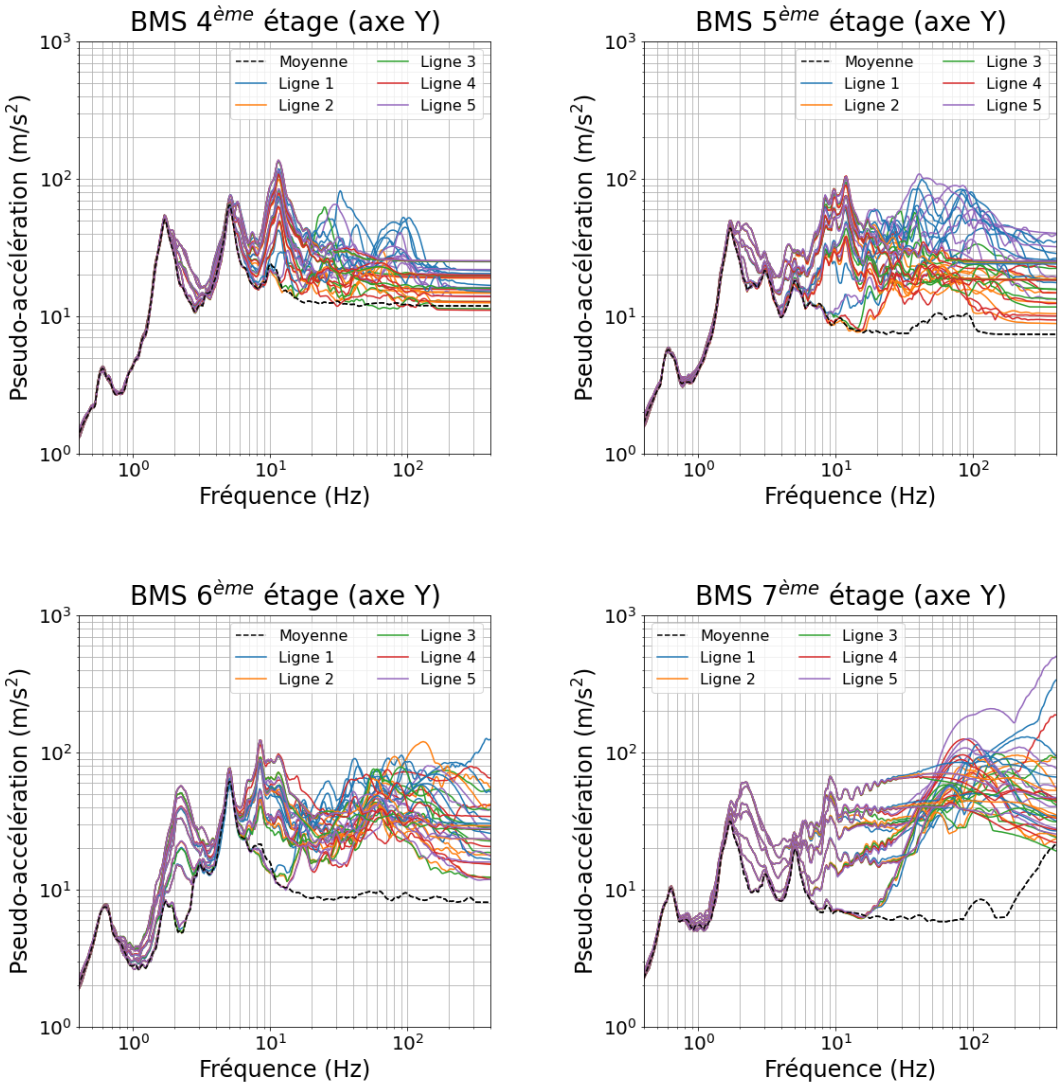


Figure C.6: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS

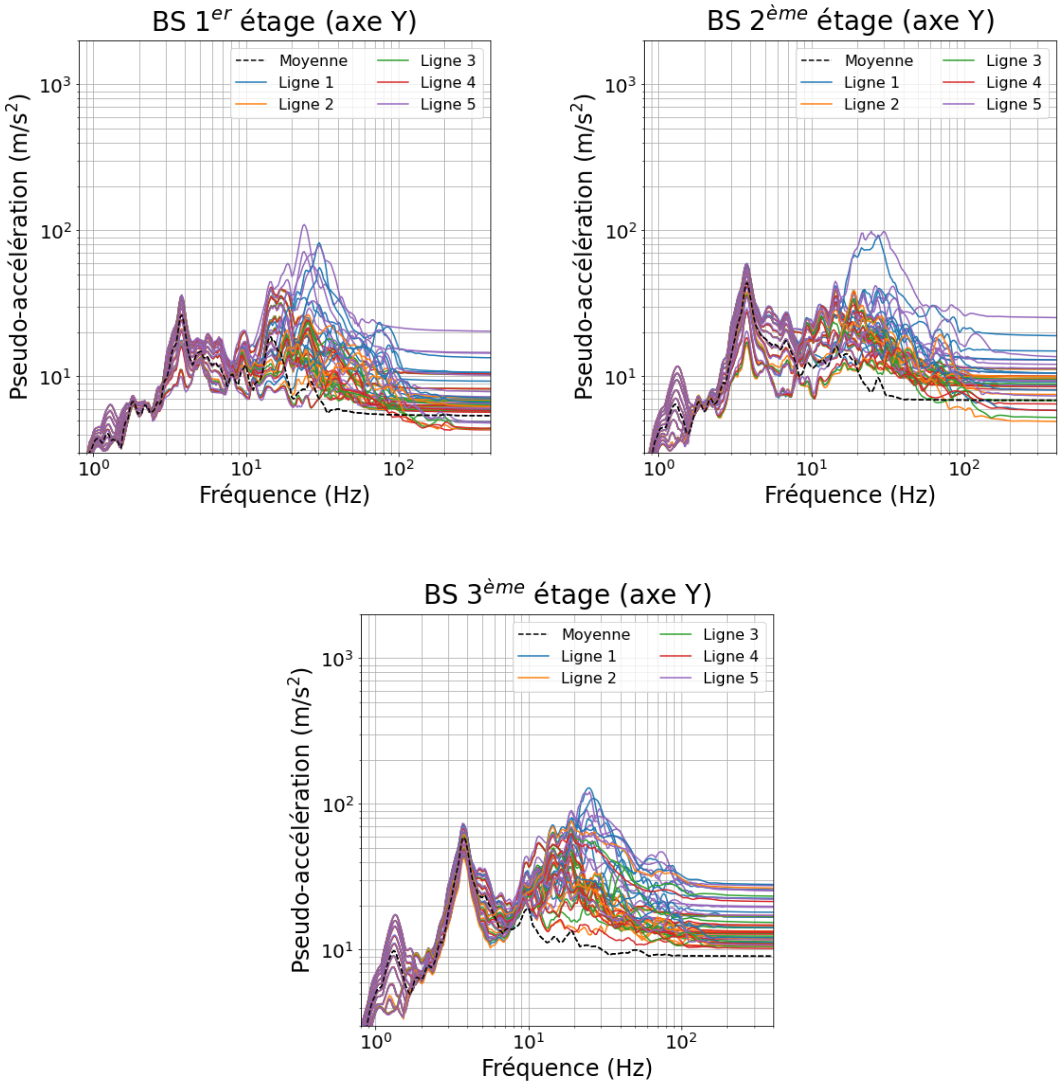


Figure C.7: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 3 premiers étages du bâtiment BS

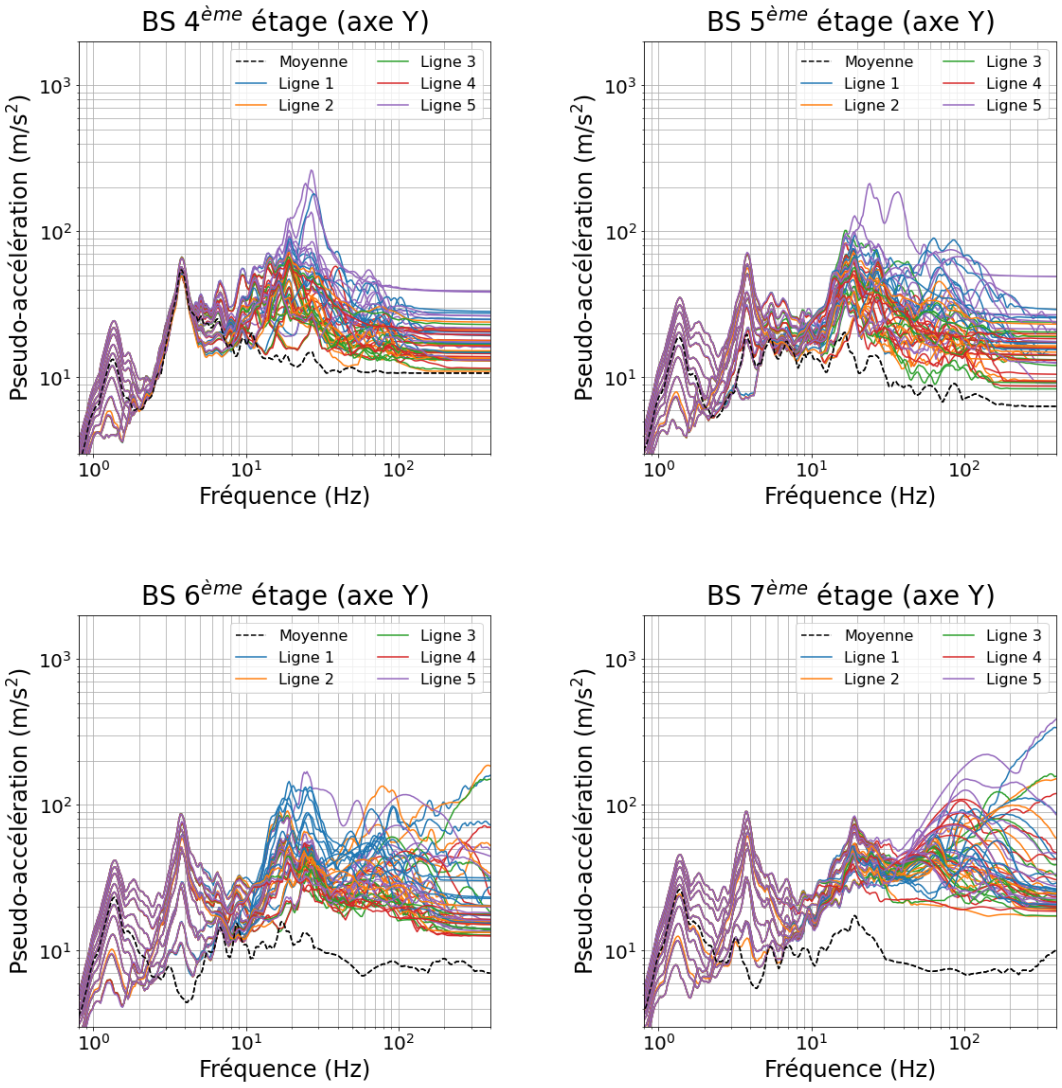


Figure C.8: Spectres de réponse dans la direction Y pour les 4 derniers étages du bâtiment BS

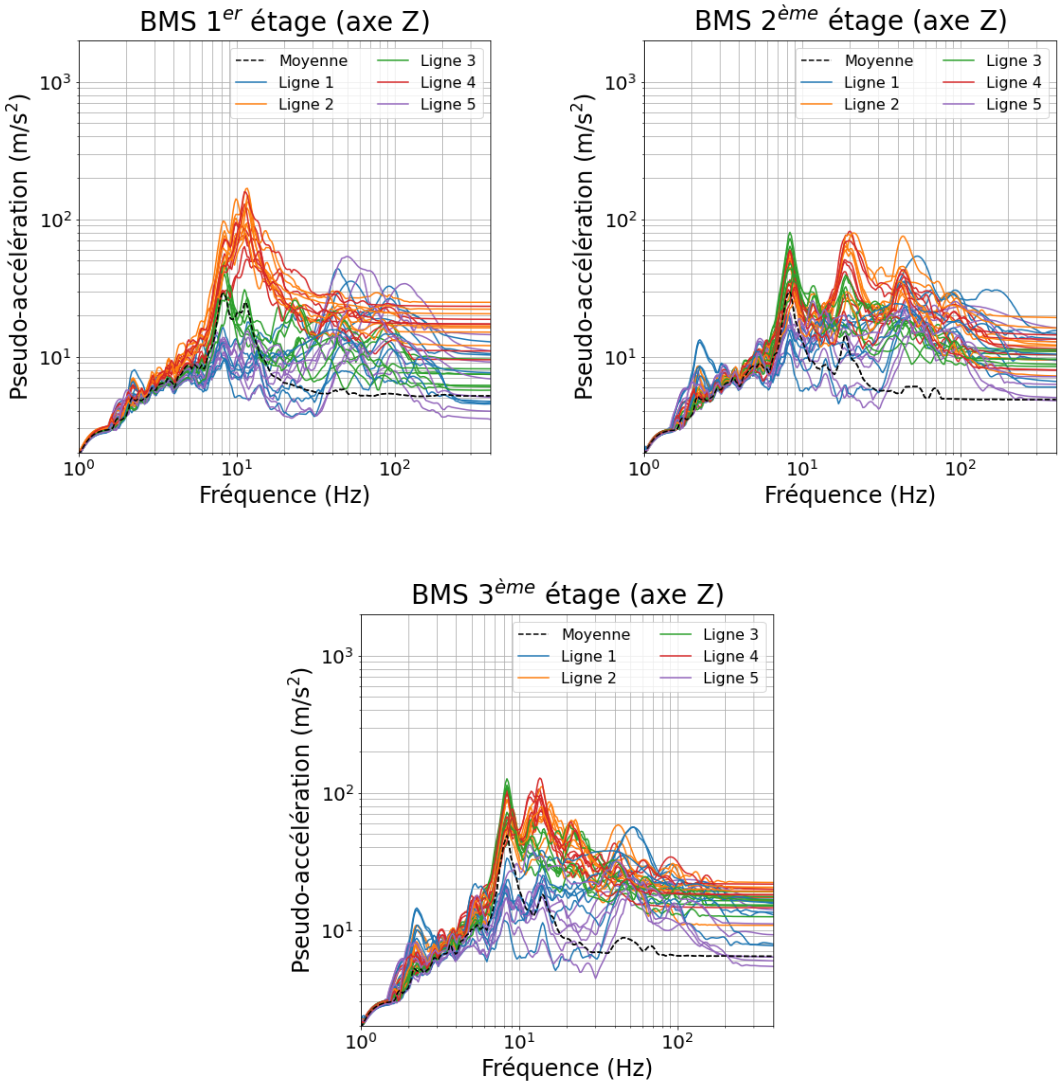


Figure C.9: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 3 premiers étages du bâtiment BMS

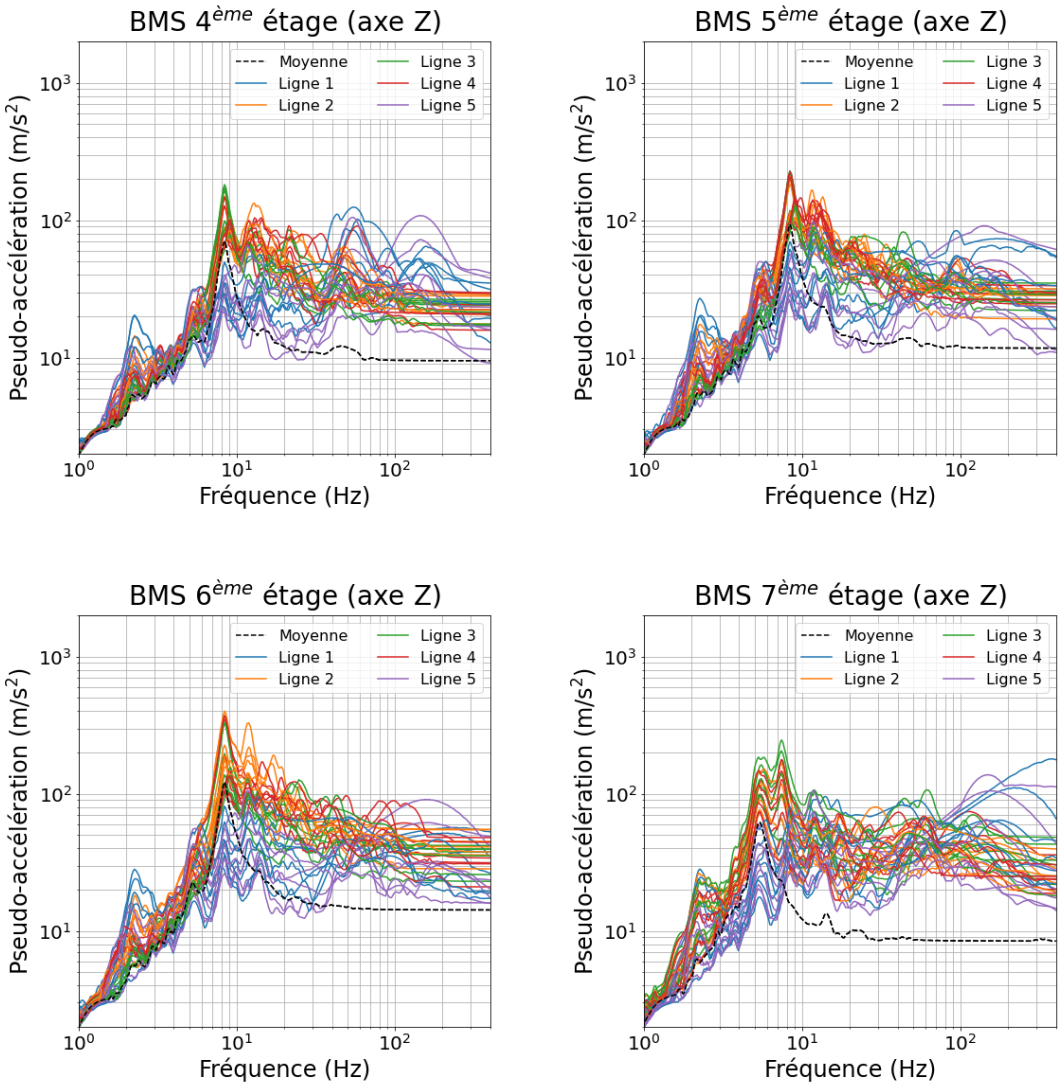


Figure C.10: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 4 derniers étages du bâtiment BMS

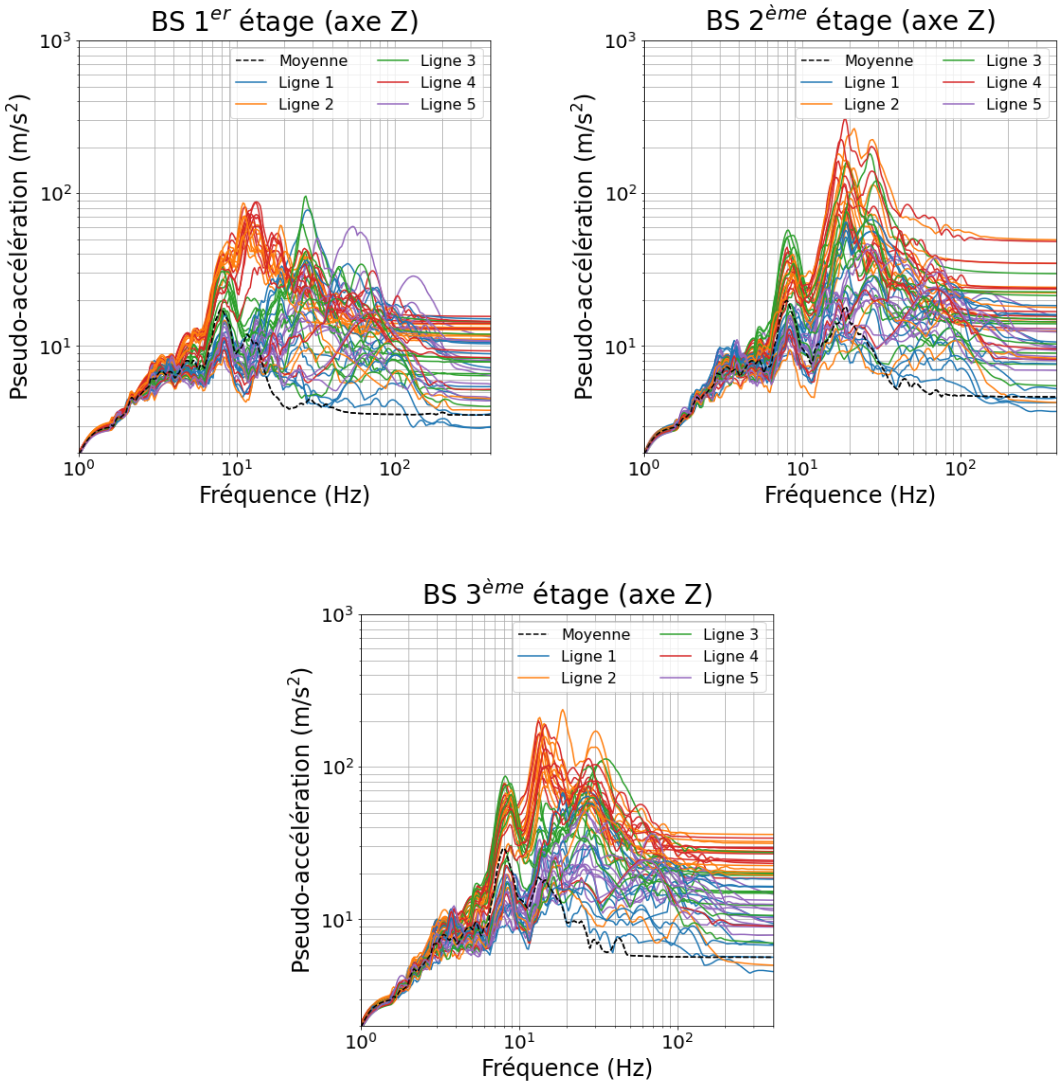


Figure C.11: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 3 premiers étages du bâtiment BS

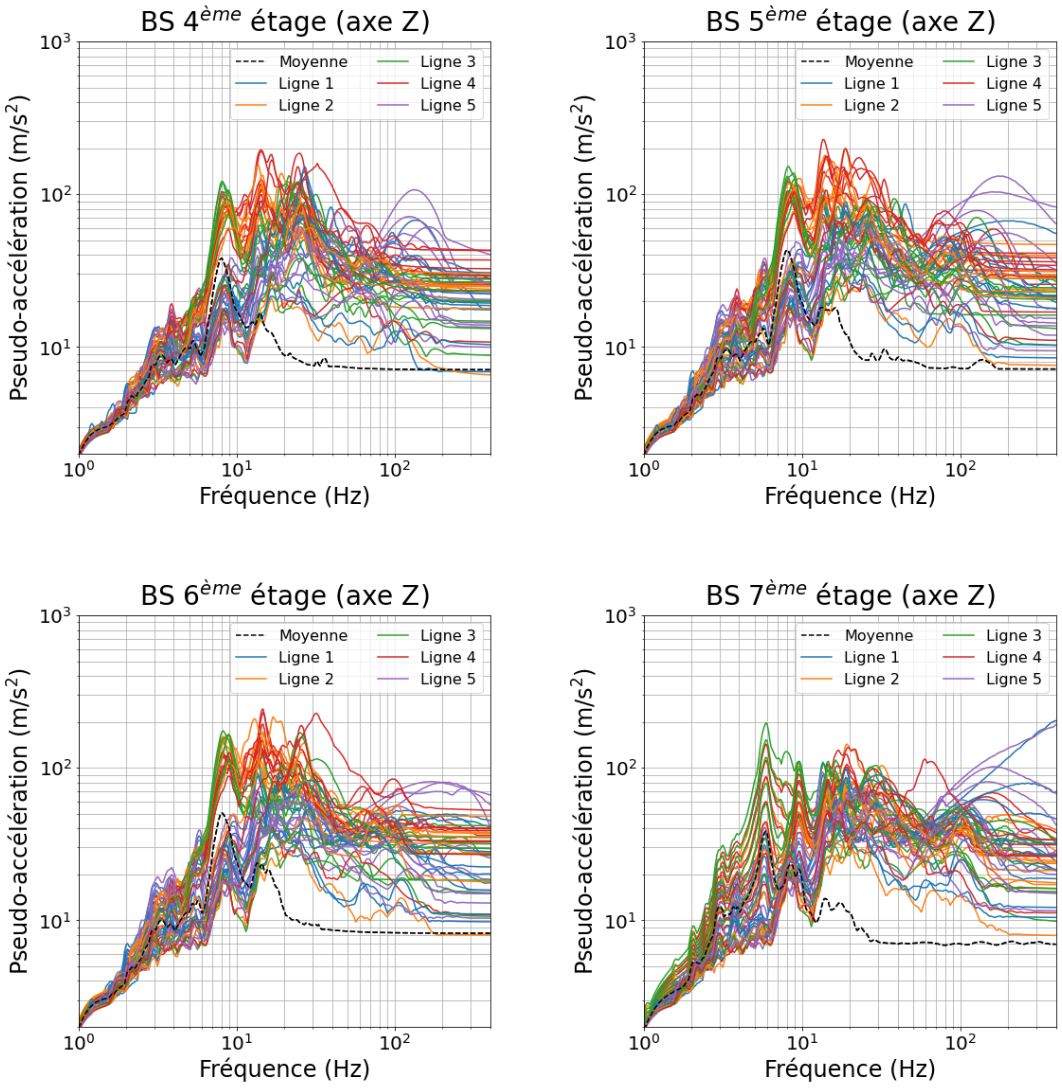


Figure C.12: Spectres de réponse dans la direction Z pour les 4 derniers étages du bâtiment BS

Bibliographie

[1] S. E. Abdel Raheem, "Mitigation measures for earthquake induced pounding effects on seismic performance of adjacent buildings," *Bulletin of earthquake engineering*, vol. 12, no. 4, pp. 1705–1724, 2014.

[2] V. Acary, "Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés," Ph.D. dissertation, Université de la Méditerranée-Aix-Marseille II, 2001.

[3] S. Adhikari, "Damping modelling using generalized proportional damping," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 293, no. 1-2, pp. 156–170, 2006.

[4] S. A. Anagnostopoulos, "Pounding of buildings in series during earthquakes," *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, vol. 16, no. 3, pp. 443–456, 1988.

[5] S. A. Anagnostopoulos, "Building pounding re-examined: How serious a problem is it?" In *Eleventh world conference on earthquake engineering*, Pergamon, Elsevier Science Oxford, UK, 1996, p. 2108.

[6] S. Anagnostopoulos and K. Spiliopoulos, "An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings," *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, vol. 21, no. 4, pp. 289–302, 1992.

[7] J. Azevedo and R. Bento, "Design criteria for buildings subjected to pounding," in *Eelventh World Conference on Earthquake Engineering*, E. S. Ltd, Ed., Acapulco, Mexico, Jun. 1996.

[8] F. B. BELGACEM, P. Hild, and P. Laborde, "Extension of the mortar finite element method to a variational inequality modeling unilateral contact," *Mathematical Models and Methods in Applied Sciences*, vol. 9, no. 02, pp. 287–303, 1999.

[9] F. B. Belgacem, P. Hild, and P. Laborde, "Approximation of the unilateral contact problem by the mortar finite element method," *Comptes Rendus de l'Academie des Sciences Series I Mathematics*, vol. 324, no. 1, pp. 123–127, 1997.

[10] T. Belytschko, W. K. Liu, B. Moran, and K. Elkhodary, *Nonlinear finite elements for continua and structures*. John wiley & sons, 2014.

[11] V. Bertero, "Observations on structural pounding," in *The Mexico Earthquake - 1985: Factors Involved and Lessons Learned*, ASCE, 1987, pp. 264–278.

[12] K. Bi and H. Hao, "Numerical simulation of pounding damage to bridge structures under spatially varying ground motions," *Engineering Structures*, vol. 46, pp. 62–76, 2013.

[13] B. Bodnar, T. Heitz, T. Clément, and B. Richard, "Assessment of the floor response spectra due to pounding between adjacent structures during earthquakes: An alternative approach to study local amplifications," *Engineering Structures*, vol. 255, p. 113 922, 2022.

[14] D. M. Boore, C. D. Stephens, and W. B. Joyner, "Comments on baseline correction of digital strong-motion data: Examples from the 1999 hector mine, california, earthquake," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 92, no. 4, pp. 1543–1560, 2002.

[15] R. M. Brach, "Rigid body collisions," 1989.

[16] M. Brun, A. Gravouil, A. Combescure, and A. Limam, "Two feti-based heterogeneous time step coupling methods for newmark and α-schemes derived from the energy method," *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 283, pp. 130–176, 2015.

[17] M. Brun, F. De Martin, and N. Richart, "Hybrid asynchronous sem/fem cosimulation for seismic nonlinear analysis of concrete gravity dams," *Computers & Structures*, vol. 245, p. 106 459, 2021.

[18] Cast3m, *Http://www-cast3m.cea.fr/*, 2018.

[19] K. T. Chau and X. Wei, "Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 30, no. 5, pp. 633–651, 2001.

[20] K. T. Chau, X. Wei, X. Guo, and C. Shen, "Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 32, no. 4, pp. 537–554, 2003.

[21] G. L. Cole, R. Dhakal, A. J. Carr, and D. Bull, "Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage," 2010.

[22] G. Cole, R. Dhakal, and F. Turner, "Building pounding damage observed in the 2011 Christchurch earthquake," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 41, no. 5, pp. 893–913, 2012.

[23] G. Cole, R. Dhakal, A. Carr, and D. Bull, "An investigation of the effects of mass distribution on pounding structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 40, pp. 641–659, 2011.

[24] G. L. Cole, R. P. Dhakal, A. J. Carr, and D. K. Bull, "The effect of diaphragm wave propagation on the analysis of pounding structures," in *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes, Greece, Jun. 2009.

[25] A. Combescure and A. Gravouil, "A numerical scheme to couple subdomains with different time-steps for predominantly linear transient analysis," *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 191, no. 11-12, pp. 1129–1157, 2002.

[26] R. Courant, K. Friedrichs, and H. Lewy, "On the partial difference equations of mathematical physics," *IBM journal of Research and Development*, vol. 11, no. 2, pp. 215–234, 1967.

[27] V. Crozet, "Campagne d'essais I.B.B protocole expérimental, den/dans/dm2s/semt/emsi/nt/17-008/a," CEA, Tech. Rep., 2017.

[28] V. Crozet, "Etude de l'entrechoquement entre bâtiments au cours d'un séisme," Ph.D. dissertation, Institut Polytechnique de Paris, 2019.

[29] V. Crozet, I. Politopoulos, and T. Chaudat, "Shake table tests of structures subject to pounding," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 48, no. 10, pp. 1156–1173, 2019.

[30] V. Crozet, I. Politopoulos, M. Yang, J.-M. Martinez, and S. Erlicher, "Sensitivity analysis of pounding between adjacent structures," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, no. 1, pp. 219–235, 2018.

[31] R. O. Davis, "Pounding of buildings modelled by an impact oscillator," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 21, no. 3, pp. 253–274, 1992.

[32] J. Di Stasio, "The cd-lagrange scheme, a robust explicit time-integrator for impact dynamics: A new singular mass formulation, and an extension to deformable-deformable contact," Ph.D. dissertation, Université de Lyon, 2021.

[33] C. Dohrmann, S. Key, and M. Heinstein, "Methods for connecting dissimilar three-dimensional finite element meshes," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 47, no. 5, pp. 1057–1080, 2000.

[34] H. Elwardany, A. Seleemah, and R. Jankowski, "Seismic pounding behavior of multi-story buildings in series considering the effect of infill panels," *Engineering Structures*, vol. 144, pp. 139–150, 2017.

[35] M. Favvata, "Minimum required separation gap for adjacent RC frames with potential inter-story seismic pounding," *Engineering Structures*, vol. 152, pp. 643–659, 2017.

[36] M. Favvata, M. Naoum, and C. Karayannis, "Earthquake induced interaction between RC frame and steel frame structures," *WIT Transactions on the Built Environment*, vol. 134, pp. 839–851, 2013.

[37] F.-E. Fekak, M. Brun, A. Gravouil, and B. Depale, "A new heterogeneous asynchronous explicit–implicit time integrator for nonsmooth dynamics," *Computational Mechanics*, vol. 60, no. 1, pp. 1–21, 2017.

[38] F.-E. Fekak, "Étude de la réponse dynamique des ponts roulants soumis à des chocs multiples pendant un séisme: Co-simulation implicite/explicite multi-échelle en temps pour la dynamique du contact," Ph.D. dissertation, Université de Lyon, 2017.

[39] A. Filiatrault, P. Wagner, and S. Cherry, "An experimental study on the seismic pounding on buildings," in *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, E. S. Ltd, Ed., Acapulco, Mexico, Jun. 1996.

[40] A. Filiatrault, P. Wagner, and S. Cherry, "Analytical prediction of experimental building pounding," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 24, no. 8, pp. 1131–1154, 1995.

[41] A. Francavilla and O. Zienkiewicz, "A note on numerical computation of elastic contact problems," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 9, no. 4, pp. 913–924, 1975.

[42] E. de France, *Finite element code_aster, analysis of structures and thermomechanics for studies and research*, Open source on www.code-aster.org, 1989–2017.

[43] M. Géradin and D. J. Rixen, *Mechanical vibrations: theory and application to structural dynamics*. John Wiley & Sons, 2014.

[44] W. Goldsmith, *Impact*. Courier Corporation, 2001.

[45] A. Gravouil, A. Combescure, and M. Brun, "Heterogeneous asynchronous time integrators for computational structural dynamics," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 102, no. 3-4, pp. 202–232, 2015.

[46] A. Gravouil and A. Combescure, "Multi-time-step explicit–implicit method for non-linear structural dynamics," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 50, no. 1, pp. 199–225, 2001.

[47] H. Hertz, "On the contact of elastic solids," *Z. Reine Angew. Mathematik*, vol. 92, pp. 156–171, 1881.

[48] T. J. Hughes, *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. Courier Corporation, 2012.

[49] R. Jankowski, "Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 34, no. 6, pp. 595–611, 2005.

[50] R. Jankowski, "Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 8, pp. 1851–1864, 2009.

[51] R. Jankowski, "Non-linear FEM analysis of pounding-involved response of buildings under non-uniform earthquake excitation," *Engineering Structures*, vol. 37, pp. 99–105, 2012.

[52] R. Jankowski, K. Wilde, and Y. Fujino, "Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 27, no. 5, pp. 487–502, 1998.

[53] R. Jankowski, "Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 39, no. 3, pp. 343–354, 2010.

[54] R. Jankowski and S. Mahmoud, "Earthquake - induced structural pounding," in, G. Earth and P. Sciences, Eds. Springer International Publishing Switzerland, 2015, ch. 2.

[55] R. Jankowski and S. Mahmoud, *Earthquake-induced structural pounding*. Springer, 2015.

[56] M. Jean, "The non-smooth contact dynamics method," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 177, no. 3-4, pp. 235–257, 1999.

[57] V. Jeng and W. Tzeng, "Assessment of seismic pounding hazard for taipei city," *Engineering Structures*, vol. 22, no. 5, pp. 459–471, 2000.

[58] C. Karayannis and M. Favvata, "Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights," *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, vol. 34, no. 1, pp. 1–20, 2005.

[59] K. Kasai and B. Maison, "Observation of structural pounding damage from 1989 loma prieta earthquake," in *Proceeding of 6th Canadian Conference of Earthquake Engineering*, 1991, pp. 735–742.

[60] K. Kasai, V. Jeng, P. Patel, J. Munshi, and B. Maison, "Seismic pounding effects-survey and analysis," *Earthquake Engineering*, 1992.

[61] K. Kasai and B. Maison, "Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake," *Engineering Structures*, vol. 19, no. 3, pp. 195–207, 1997.

[62] K. Kasai and B. F. Maison, "Dynamics of pounding when two building collide," *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 21, pp. 771–786, 1992.

[63] S. Khatiwada, N. Chouw, and T. Larkin, "An experimental study on pounding force between reinforced concrete slabs," in *Australian Earthquake Engineering Society 2013 Conference*, Hobart, Tasmania, Nov. 2013.

[64] S. Khatiwada, N. Chouw, and T. Larkin, "An experimental investigation on contact behaviour during structural pounding," in *NZSEE Conference: Towards Integrated Seismic Design*, Aotea Centre, Auckland, Mar. 2014.

[65] P. Komodromos, "Simulation of the earthquake-induced pounding of seismically isolated buildings," *Computers & Structures*, vol. 86, no. 7-8, pp. 618–626, 2008.

[66] R. Kosloff and D. Kosloff, "Absorbing boundaries for wave propagation problems," *Journal of Computational Physics*, vol. 63, no. 2, pp. 363–376, 1986.

[67] J. H. Krahenbuhl Ambiel, M. Brun, A. Thibon, and A. Gravouil, "Three-dimensional analysis of eccentric pounding between two-storey structures using explicit non-smooth dynamics," *Engineering Structures*, vol. 251, p. 113 385, 2022.

[68] S. Krenk, *Non-linear modeling and analysis of solids and structures*. Cambridge University Press, 2009.

[69] T. Langlade, D. Bertrand, S. Grange, G. Candia, and J. de la Llera, "Modelling of earthquake-induced pounding between adjacent structures with a non-smooth contact dynamics method," *Engineering Structures*, vol. 241, p. 112 426, 2021.

[70] T. A. Laursen, *Computational contact and impact mechanics: fundamentals of modeling interfacial phenomena in nonlinear finite element analysis*. Springer Science & Business Media, 2003.

[71] E. Leibovich, A. Rutenberg, and D. Yankelevsky, "On eccentric seismic pounding of symmetric buildings," *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, no. 3, pp. 219–233, 1996.

[72] C.-Y. Liaw and A. K. Chopra, "Dynamics of towers surrounded by water," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 3, no. 1, pp. 33–49, 1974.

[73] B. Madani, F. Behnamfar, and H. Tajmir Riahi, "Dynamic response of structures subjected to pounding and structure-soil-structure interaction," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 78, pp. 46–60, 2015.

[74] L. Maheo, "Etude des effets dissipatifs de differents schemas d'integration temporelle en calcul dynamique par elements finis," Ph.D. dissertation, Université de Bretagne Sud, 2006.

[75] S. Mahmoud, A. Abd-Elhamed, and R. Jankowski, "Earthquake-induced pounding between equal height multi-storey buildings considering soil-structure interaction," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, no. 4, pp. 1021–1048, 2013.

[76] P. K. Malhotra, "Dynamics of seismic pounding at expansion joints of concrete bridges," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124(7), pp. 794–802, 1998.

[77] T. McDevitt and T. Laursen, "A mortar-finite element formulation for frictional contact problems," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 48, no. 10, pp. 1525–1547, 2000.

[78] J.-J. Moreau, "Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics," in *Nonsmooth Mechanics and Applications*, Springer, 1988, pp. 1–82.

[79] J.-J. Moreau, "Numerical aspects of the sweeping process," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 177, pp. 329–349, 1999.

[80] R. Mullen and T. Belytschko, "An analysis of an unconditionally stable explicit method," *Computers & Structures*, vol. 16, no. 6, pp. 691–696, 1983.

[81] G. Mylonakis, D. Papastamatiou, J. Psycharis, and K. Mahmoud, "Simplified modeling of bridge response on soft soil to nonuniform seismic excitation," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 6, no. 6, pp. 587–597, 2001.

[82] N. M. Newmark, "A method of computation for structural dynamics," *Journal of the engineering mechanics division*, vol. 85, no. 3, pp. 67–94, 1959.

[83] C. Pan, R. Zhang, H. Luo, and H. Shen, "Baseline correction of vibration acceleration signals with inconsistent initial velocity and displacement," *Advances in Mechanical Engineering*, vol. 8, no. 10, p. 1 687 814 016 675 534, 2016.

[84] C. Pantelides and X. Ma, "Linear and nonlinear pounding of structural systems," *Computers & Structures*, vol. 66, no. 1, pp. 79–92, 1998.

[85] M. Papadrakakis, H. Mouzakis, N. Plevris, and S. Bitzarakis, "A Lagrange multiplier solution method for pounding of buildings during earthquakes," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 20, no. 11, pp. 981–998, 1991.

[86] M. Papadrakakis and H. Mouzakis, "Earthquake simulator testing of pounding between adjacent buildings," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 24, no. 6, pp. 811–834, 1995.

[87] K. Park, C. Felippa, and G. Rebel, "A simple algorithm for localized construction of non-matching structural interfaces," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 53, no. 9, pp. 2117–2142, 2002.

[88] A. Pecker, "Dynamique des structures et des ouvrages," *Ecole des Ponts-ParisTech, Edition*, 2011.

[89] A. Popp, "Mortar methods for computational contact mechanics and general interface problems," Ph.D. dissertation, Technische Universität München, 2012.

[90] M. A. Puso, "A 3d mortar method for solid mechanics," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 59, no. 3, pp. 315–336, 2004.

[91] S. E. A. Raheem, M. Y. Fooly, M. Omar, and A. K. A. Zaher, "Seismic pounding effects on the adjacent symmetric buildings with eccentric alignment," *Earthquakes and Structures*, vol. 16, no. 6, pp. 715–726, 2019.

[92] A. Rezavandi and A. Moghadam, "Experimental and numerical study on pounding effects and mitigation techniques for adjacent structures," *Advances in Structural Engineering*, vol. 10, no. 2, pp. 121–134, 2007.

[93] E. Rosenblueth and R. Meli, "The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City.," *Concrete International*, vol. 8, no. 5, pp. 23–34, 1986.

[94] A. Sarebanha, G. Mosqueda, M. Kim, and J. Kim, "Seismic response of base isolated nuclear power plants considering impact to moat walls," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 328, pp. 58–72, 2018.

[95] B. Sołtysik and R. Jankowski, "Building damage due to structural pounding during earthquakes," *Journal of Physics: Conference Series*, vol. 628, no. 012040, Jul. 2015.

[96] J. D. Stasio, D. Dureisseix, A. Gravouil, G. Georges, and T. Homolle, "Benchmark cases for robust explicit time integrators in non-smooth transient dynamics," *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences*, vol. 6, no. 1, pp. 1–31, 2019.

[97] T. Sugiyama, T. Ishii, and M. Kaneko, "Effects of seismic wave propagation on a long and narrow building: Body wave and surface wave propagation," *Computers and Geotechnics*, vol. 17, no. 4, pp. 547–564, 1995.

[98] M. Teodorescu, "Application d'une formulation explicite en vitesse à la modélisation numérique du forage," Ph.D. dissertation, Ecole de Mines de Paris, 2002.

[99] S. Tholance, T. Jassey, and E. Hodin, "Etude de l'entrechoquement des bâtiments électriques de bugey, 2137-17-011/atr/not/001," ATR INGENIERIE, Tech. Rep., 2018.

[100] S. Tholance, T. Jassey, and E. Hodin, "Etude de l'entrechoquement des bâtiments électriques de bugey, 2137-17-011/atr/not/002," ATR INGENIERIE, Tech. Rep., 2018.

[101] S. Tholance, T. Jassey, and E. Hodin, "Etude de l'entrechoquement des bâtiments électriques de bugey, 2137-17-011/atr/not/003," ATR INGENIERIE, Tech. Rep., 2019.

[102] G. Watanabe and K. Kawashima, "Numerical simulation of pounding of bridge decks," in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004, pp. 1–6.

[103] B. I. Wohlmuth, "A mortar finite element method using dual spaces for the lagrange multiplier," *SIAM journal on numerical analysis*, vol. 38, no. 3, pp. 989–1012, 2000.

[104] B. I. Wohlmuth, "Iterative solvers based on domain decomposition," in *Discretization Methods and Iterative Solvers Based on Domain Decomposition*, Springer, 2001, pp. 85–176.

[105] J. Wolf and P. Skrikerud, "Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 57, no. 2, pp. 253–275, 1980.

[106] P. Wriggers and T. A. Laursen, *Computational contact mechanics*. Springer, 2006, vol. 2.

[107] S. R. Wu, "Lumped mass matrix in explicit finite element method for transient dynamics of elasticity," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 195, no. 44-47, pp. 5983–5994, 2006.

[108] H. Xia, Y. Han, N. Zhang, and W. Guo, "Dynamic analysis of train–bridge system subjected to non-uniform seismic excitations," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 35, no. 12, pp. 1563–1579, 2006.

[109] J. Yang, J. Li, and G. Lin, "A simple approach to integration of acceleration data for dynamic soil–structure interaction analysis," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 26, no. 8, pp. 725–734, 2006.

[110] G. Zanardo, H. Hao, and C. Modena, "Seismic response of multi-span simply supported bridges to a spatially varying earthquake ground motion," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 31, no. 6, pp. 1325–1345, 2002.

[111] P. Zhu, M. Abe, and Y. Fujino, "Modelling three-dimensional non-linear seismic performance of elevated bridges with emphasis on pounding of girders," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 31, no. 11, pp. 1891–1913, 2002.

[112] O. Zienkiewicz and R. Taylor, *The Finite Element Method for solid and structural mechanics*. Elsevier, 2005.

[113] L. Zuchowski, M. Brun, and F. De Martin, "Co-simulation coupling spectral/finite elements for 3d soil/structure interaction problems," *Comptes Rendus Mécanique*, vol. 346, no. 5, pp. 408–422, 2018.

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE DE L'INSA LYON, MEMBRE DE L'UNIVERSITE DE LYON

NOM : KRAHENBUHL AMBIEL — DATE de SOUTENANCE : 09/09/2022

Prénoms : José Henrique

TITRE : Approche dynamique explicite avec le schéma CD-Lagrange pour l'étude de l'entrechoquement entre bâtiments sous séisme

NATURE : Doctorat — Numéro d'ordre : AAAALYSEIXXXX

Ecole doctorale : MEGA

Spécialité : Ingénierie Civil

RESUME : Les structures du génie civil exposées au risque sismique sont pourvues de joints de para-sismiques, destinés à éviter la collision entre les bâtiments au cours d'un séisme. Le dimensionnement du joint para-sismique est établi en évaluant les déplacements des bâtiments soumis à une action sismique de référence. Dans le cadre d'études probabilistes de sûreté, la prise en considération de scénario d'agressions extrêmes, notamment sismiques, au-delà du référentiel réglementaire, conduit à s'interroger sur les conséquences d'éventuels entrechoquements entre les bâtiments adjacents. Notamment, l'industrie nucléaire souhaite évaluer les conséquences d'un séisme au-delà du référentiel pour les bâtiments existants caractérisés par une distance de séparation qui ne permettrait pas d'éviter un entrechoquement pour ce niveau d'agression. Les sollicitations mécaniques provenant des entrechoquements entre bâtiments adjacents sont caractérisées par un haut contenu fréquentiel, susceptible de perturber la fonctionnalité de certains équipements des centrales nucléaires comme les armoires électriques. Par conséquent, l'objectif des travaux de recherche est de caractériser au mieux l'excitation sismique au point d'ancrage des équipements en reproduisant le phénomène d'impact/contact entre les bâtiments adjacents ainsi que la propagation des ondes hautes fréquences dans la structure, jusqu'au point d'ancrage de l'équipement sur une large bande de fréquences allant jusqu'à 400 Hz via des spectres de réponse. La méthode aux éléments finis (FEM) pour la discrétisation spatiale est adoptée, avec une intégration temporelle explicite des équations du mouvement. Pour le traitement du contact/impact, on utilise le schéma d'intégration temporelle explicite CD-Lagrange, qui a démontré sa performance et sa robustesse pour des problèmes de dynamique non-régulière comportant un grand nombre d'impacts.

MOTS-CLÉS : Structural pounding, Explicit Non-smooth Dynamics, Lagrange Multipiers, 3D FEM Analysis, Floor Response Spectra.

Laboratoire (s) de recherche : GEOMAS, LaMCoS.

Directeur de thèse :
Michael BRUN, Université de Lorraine, LEM3
Anthony GRAVOUIL, INSA de Lyon, LaMCoS

Président de jury :

Composition du jury :

DEU Jean-François	Professeur, CNAM	Rapporteur
POLITOPOULOS Ioannis	HDR, CEA	Rapporteur
GATUINGT Fabrice	Professeur, ENS Paris Saclay	Examinateur
DJERAN-MAIGRE Irini	Professeure, INSA Lyon	Examinatrice
BRUN Michael	Professeur, Université de Lorraine	Directeur de thèse
GRAVOUIL Anthony	Professeur, INSA Lyon	Directeur de thèse
RICHARD Benjamin	HDR, IRSN	Invité
HERVE Guillaume	Docteur, EDF	Invité
THIBON Alfred	Ingénieur, EDF	Invité