



**HAL**  
open science

# Evaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures in situ

Matthieu Perrault

► **To cite this version:**

Matthieu Perrault. Evaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures in situ. Sciences de la Terre. Université de Grenoble, 2013. Français. NNT : 2013GRENU009 . tel-00934454

**HAL Id: tel-00934454**

**<https://theses.hal.science/tel-00934454v1>**

Submitted on 22 Jan 2014

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Sciences de la Terre et de l'Environnement**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Matthieu PERRAULT**

Thèse dirigée par **Philippe GUÉGUEN**

préparée au sein de l' **Institut des Sciences de la Terre**  
et de l'**École Doctorale Terre, Univers, Environnement**

## Évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures *in situ*

Thèse soutenue publiquement le **25 janvier 2013**,  
devant le jury composé de :

**M. John DOUGLAS**

Expert en sismologie, PhD, HDR, BRGM, Rapporteur

**M. Panagiotis KOTRONIS**

Professeur, HDR, École Centrale de Nantes, Rapporteur

**M. David BAUMONT**

Chercheur, PhD, IRSN, Examineur

**M. Fabrice COTTON**

Professeur, HDR, Université de Grenoble, ISTerre, Examineur

**M. Pierino LESTUZZI**

Maître d'enseignement et de recherche, PhD, EPFL, Examineur

**M. Philippe GUÉGUEN**

Directeur de Recherche, HDR, IFSTTAR, ISTerre, Directeur de thèse





---

# Résumé

---

L'objectif de cette thèse est d'analyser et de caractériser le lien entre les mouvements du sol et la réponse des bâtiments. En particulier, on s'intéresse à réduire les incertitudes qui entrent en jeu dans les méthodes de vulnérabilité, afin d'estimer plus précisément la vulnérabilité des structures au risque sismique. Pour ce faire, cette thèse est basée sur l'utilisation de données enregistrées au sein de bâtiments.

Les enregistrements de vibrations ambiantes et de séismes de faibles amplitudes au sein de bâtiments permettent de caractériser le comportement élastique de ces structures. Des modèles peuvent ensuite être définis afin d'étudier les différentes composantes de la variabilité présente au sein des courbes de fragilité. On s'intéresse dans un premier temps au premier niveau de dommage, au-delà duquel les caractéristiques élastiques des bâtiments sont modifiées et les modèles définis ne sont plus valables.

Des enregistrements de séismes ayant eu lieu depuis le début des années 1970 dans des bâtiments californiens sont ensuite utilisés. A partir de ces données, on a pu mettre en évidence des relations entre le déplacement au sein des structures et des paramètres décrivant la nocivité des signaux sismiques. Suivant l'indicateur utilisé pour représenter la nocivité des séismes, la réponse des bâtiments peut être estimée plus ou moins précisément. Notamment, les indicateurs faisant intervenir les paramètres dynamiques des bâtiments sont davantage liés avec la réponse des structures, représentée par son déplacement inter-étage moyen. La variabilité de la réponse des bâtiments peut être améliorée en regroupant les bâtiments par typologies (définies suivant leur matériau principal de construction et leur hauteur). En apportant davantage d'informations sur les structures, on peut ainsi diminuer la composante épistémique de la variabilité. De plus, en combinant des indicateurs de nocivité, on peut améliorer la précision pour la prédiction de la réponse de la structure. Une forme fonctionnelle est ainsi proposée afin d'estimer le déplacement inter-étage moyen au sein des structures, pour plusieurs typologies de bâtiments, à partir de quatre indicateurs de nocivité. Cette forme fonctionnelle est utilisée pour établir des courbes de fragilité et peut également être utilisée afin de donner une première estimation des dommages à la suite d'un séisme, en comparant les valeurs de déformations inter-étages avec des valeurs de référence (FEMA, 2003).

Enfin, une méthode hybride est proposée pour la construction de courbes de fragilité, faisant intervenir un modèle de comportement non linéaire. Les paramètres de ce modèle sont définis de telle sorte que la réponse du modèle s'ajuste aux enregistrements de séismes effectués dans les bâtiments. Ce modèle est ensuite utilisé pour évaluer les composantes d'incertitudes et pour construire des courbes de fragilité pour tous les niveaux de dommages.





---

# Abstract

---

## Contribution of *in situ* measurements in the evaluation of the seismic vulnerability of existing buildings

This PhD thesis is focused on the correlation between ground motion and the buildings response. In particular, we interested in reducing the uncertainties that occur in vulnerability methods in order to assess more precisely the seismic vulnerability of existing structures. In order to do this, this thesis is based on the use of data recorded within buildings.

Records of ambient vibrations and low amplitude earthquakes within buildings are used to characterize the elastic behaviour of these structures. Linear models can then be defined in order to study the various components of the variability of the fragility curves, for the first damage level.

Earthquake that have occurred since the 1970s have been recorded within Californian buildings. From these data, we focused on the relationship between the building response and parameters describing the noxiousness of ground motion. Depending on the indicator used to represent the noxiousness of earthquakes, the building response can be estimated more or less accurately. In particular, indicators involving the dynamic parameters of the buildings are more related with the response of structures, which is represented by its averaged inter-story drift. Grouping buildings by typologies (defined according to their main material of construction and their height) can improve the variability in the response of buildings. Indeed, by providing more information on the structure, we can reduce the epistemic component of variability. In addition, by combining noxiousness parameters, the accuracy in the prediction of the building response can be improved. A functional form is thus proposed to estimate the averaged inter-story drift within the structures, for several typologies of buildings. This functional form is then used to assess fragility curves and can also be used to get an estimate of damage after an earthquake, by comparing the values of inter-story drift given by the functional form with reference values (FEMA, 2003).

Finally, a hybrid method is proposed for the construction of fragility curves, involving a nonlinear model. The parameters of this model are defined so that the response of the model fits the earthquake recordings, which were made within buildings. This model is then used to evaluate the components of variability and to build fragility curves for all damage levels.



---

# Remerciements

---

Mes premiers remerciements s'adressent à mon encadrant, Philippe GUÉGUEN. Merci de m'avoir donné goût à la recherche au cours de mes deux stages réalisés au LGIT. Tes conseils, tes idées, ta patience et ta motivation sont autant d'atouts qui m'ont permis de mener à bien mon travail de thèse. Ces quelques années sous ton encadrement ont été très enrichissantes.

Je remercie les rapporteurs de ma thèse, John DOUGLAS et Panagiotis KOTRONIS, ainsi que les examinateurs, David BAUMONT, Fabrice COTTON et Pierino LESTUZZI, d'avoir accepté de prendre le temps de lire et commenter mon travail de thèse.

Je remercie l'ensemble des personnes avec qui j'ai pu interagir au cours de ces années. Merci particulièrement à Fabian BONILLA, Mathieu CAUSSE, Clotaire MICHEL et Caterina NEGULESCU, ainsi que toutes les personnes participant au projet URBASIS, dans lequel s'inscrit mon travail de thèse. Je tiens à remercier une nouvelle fois Pierino LESTUZZI pour son excellent accueil à l'EPFL.

Ces trois années de thèse, précédées de deux stages au sein du feu LGIT, n'auraient pas été si agréables sans la présence des autres étudiants. Merci tout d'abord aux (anciens) étudiants du groupe de 11h15, qui m'ont accueilli à mon arrivée au labo : Agathe, Bastien, Bérénice, Dimitri, Mathilde, Romain et Soumaya. Je remercie tous les étudiants avec qui j'ai partagé de très bons moments au cours de cette thèse, notamment Guénoilé et Thomas P. qui m'ont accompagné durant l'ensemble de ces trois années. Un merci plus particulier à Pierre et Jean pour avoir veillé à ce que je garde toujours le moral en me laissant gagner au squash et au tennis, et en me laissant devant pendant les sorties VTT ! Et je n'oublie pas les gens qui m'ont remercié dans leur manuscrit (Mikael, Thomas G., merci à vous !) ainsi que toute l'équipe de foot d'ISTerre.

Merci également aux anciens TPE. Les moments passés en votre compagnie sont toujours un plaisir.

J'adresse également d'énormes remerciements à ma famille, et plus particulièrement à mes parents. Vous avez su m'accompagner tout au long de mon parcours. Votre présence et votre soutien m'ont énormément aidé. Un merci aussi à mon frangin et toute sa famille.

Merci également à mes camarades de maternelle de SPDF : Axel, Ben, Christophe, Mika, Mat, Taps, Steven. Et bien sûr Caro, Célia, Delphine, Marina et Manou ! Si vous lisez ces remerciements, je serais déjà comblé ;-). Merci à vous d'avoir toujours été là.

Merci enfin à Aurore, pour tout ce que tu m'apportes au quotidien, et pour m'avoir supporté durant la fin de la rédaction !



---

# Table des matières

<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>1 Quelques rappels sur les méthodes d'analyse de la vulnérabilité</b>	<b>7</b>
1.1 Les méthodes d'analyse de vulnérabilité . . . . .	8
1.1.1 Une méthode d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle : la méthodologie Hazus (FEMA, 2003) . . . . .	10
1.1.2 Correspondances avec les autres méthodes de vulnérabilité sismique . . . . .	14
1.2 L'utilisation des mesures <i>in situ</i> pour l'estimation de la vulnérabilité des structures	14
1.2.1 Caractéristiques des bâtiments à partir de mesures <i>in situ</i> . . . . .	14
1.2.2 Prise en compte des caractéristiques expérimentales déterminées à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique . . . . .	15
1.3 Conclusion . . . . .	16
<b>2 Construction de courbes de fragilité à partir d'enregistrements <i>in situ</i></b>	<b>19</b>
2.1 Introduction . . . . .	20
2.2 Étude de la vulnérabilité d'un bâtiment particulier à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes : cas d'un collège de la Martinique . . . . .	22
2.2.1 Présentation du collège Gérard Café . . . . .	22
2.2.2 Enregistrements de vibrations ambiantes . . . . .	23
2.2.3 Construction de courbes de fragilité . . . . .	24
2.2.4 Base de données d'accélérogrammes synthétiques . . . . .	27
2.2.5 Courbes de fragilité . . . . .	35
2.2.6 Conclusion . . . . .	37
2.3 Modélisation linéaire d'un bâtiment à partir de mesures <i>in situ</i> et estimation de la variabilité liée aux courbes de fragilité . . . . .	39
2.3.1 The BRD tower . . . . .	40
2.3.2 Method . . . . .	42
2.3.3 Adjusting the BRD model using the Anderson's criteria . . . . .	47
2.3.4 Uncertainties of the fragility curves . . . . .	52
2.3.5 Seismic vulnerability of the BRD Tower . . . . .	57
2.3.6 Conclusion and perspectives . . . . .	57

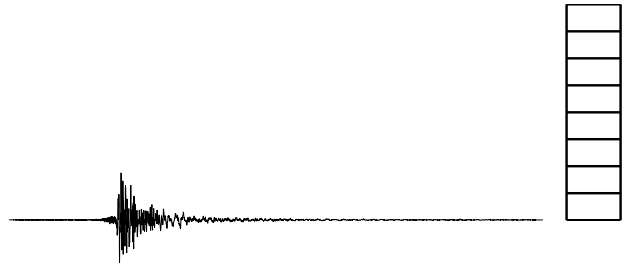
<b>3</b>	<b>Variabilité de la réponse de bâtiments réels</b>	<b>61</b>
3.1	Introduction . . . . .	62
3.2	Base de données de mouvements forts enregistrés dans des bâtiments californiens	63
3.3	Indicateurs de dommage . . . . .	67
3.3.1	Variation des caractéristiques dynamiques d'une structure suite à un endommagement . . . . .	68
3.3.2	Indicateurs théoriques . . . . .	70
3.3.3	Choix des indicateurs utilisés dans la suite de l'étude . . . . .	72
3.4	Évaluation des caractéristiques dynamiques des bâtiments et des indicateurs de dommage . . . . .	73
3.4.1	Identification des fréquences . . . . .	73
3.4.2	Évaluation des fréquences pré-sismique, co-sismique minimale et post-sismique	74
3.4.3	Fréquences empiriques définies dans l'Eurocode 8 (2005) . . . . .	75
3.4.4	Évaluation de l'amortissement . . . . .	77
3.4.5	Comparaison entre les chutes de fréquences et les <i>NRRD</i> . . . . .	79
3.5	Variabilité de la réponse des bâtiments ( <i>NRRD</i> ) en fonction des indicateurs de nocivité . . . . .	80
3.5.1	Indicateurs de nocivité classiques . . . . .	85
3.5.2	Liens entre durées du mouvement sismique et réponse du bâtiment . . . .	91
3.5.3	Indicateurs de nocivité définis à partir des spectres en accélération, vitesse et déplacement et choix de la fréquence du bâtiment (empirique ou expérimentale) . . . . .	101
3.5.4	Coefficients $a$ , $b$ et $c$ des deux premières formes fonctionnelles et domaines de validité . . . . .	107
3.6	Conclusions . . . . .	110
<b>4</b>	<b>Forme fonctionnelle et courbes de fragilité empiriques</b>	<b>113</b>
4.1	Introduction . . . . .	114
4.2	Mise en place d'une forme fonctionnelle . . . . .	115
4.2.1	Forme générale . . . . .	115
4.2.2	Choix des indicateurs . . . . .	115
4.2.3	Forme fonctionnelle proposée . . . . .	117
4.3	Les méthodes d'optimisation globale . . . . .	118
4.4	Inversion des paramètres de la forme fonctionnelle . . . . .	120
4.4.1	Vérification du processus d'inversion à partir de données synthétiques . .	120
4.4.2	Inversion des paramètres à partir des données réelles . . . . .	124
4.5	Application pour la construction de courbes de fragilité empiriques . . . . .	130
4.5.1	Construction des courbes de fragilité empiriques . . . . .	130
4.5.2	Évaluation des paramètres $\mu$ et $\sigma$ des courbes de fragilité, pour plusieurs typologies de bâtiments . . . . .	131
4.5.3	Courbes de fragilité pour différentes classes de bâtiments . . . . .	137
4.6	Conclusion . . . . .	140

---

<b>5</b>	<b>Méthode hybride : Observations/Modélisation non linéaire</b>	<b>143</b>
5.1	Introduction . . . . .	144
5.2	Modélisation non linéaire . . . . .	145
5.2.1	Le modèle Takeda . . . . .	145
5.2.2	Ajustement des paramètres du modèle Takeda aux données réelles . . . . .	146
5.3	Vulnérabilité des bâtiments en béton armé à partir de l'utilisation de modèles Takeda . . . . .	152
5.3.1	Définition de modèles Takeda par typologie . . . . .	152
5.3.2	Variabilité des courbes de fragilité . . . . .	153
5.3.3	Courbes de fragilité pour les trois typologies de bâtiments en béton armé .	160
5.4	Vulnérabilité d'un bâtiment particulier . . . . .	165
5.4.1	Vulnérabilité sismique à partir d'enregistrements de séismes . . . . .	165
5.4.2	Vulnérabilité sismique à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes	166
5.5	Conclusion . . . . .	168
	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>171</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>177</b>
<b>A</b>	<b>Description de l'ensemble des bâtiments compris dans la base de données</b>	<b>189</b>
<b>B</b>	<b>Description de l'ensemble des événements sismiques compris dans la base de données</b>	<b>199</b>
<b>C</b>	<b>Description des quatre tables de la base de données</b>	<b>205</b>







# Introduction

---

« *Ce ne sont pas les séismes qui causent les morts, mais l'effondrement des bâtiments* ». L'action directe des séismes ne peut pas expliquer à elle seule le nombre de victimes causées par les séismes. [Coburn et Spence \(2002\)](#) mentionnent qu'au cours du siècle dernier, 75 % des victimes des séismes ont été engendrées par la destruction de bâtiments. La qualité des constructions et leur résistance aux séismes est donc primordiale. Les codes de construction sont régulièrement mis à jour afin d'améliorer la conception des bâtiments neufs, et plus généralement des structures de génie civil. Ainsi, on peut se protéger face au risque sismique en dimensionnant les futures constructions de telles sortes qu'elles résistent aux différents scénarii de séismes. Cependant, si les structures de génie civil les plus récentes respectent les codes parasismiques aujourd'hui en vigueur dans de nombreux pays où la sismicité présente un risque important, on peut alors se demander ce qu'il en est des bâtiments existants.

L'âge des bâtiments du parc immobilier français peut en effet se compter en dizaines d'années, et davantage encore dans les centres historiques. Au cours du siècle dernier, [Coburn et Spence \(2002\)](#) estiment qu'il y a eu autant de victimes au cours de la première moitié du siècle que pendant la seconde moitié, alors que les constructions nouvelles ne cessent de s'améliorer. Le faible taux de renouvellement des structures est alors mis en cause. Ils soulignent également que les bâtiments détruits sont en majeure partie des bâtiments en maçonnerie. Ces bâtiments occupent encore de nos jours une très grande partie du parc immobilier des pays en voie de développement.

Les pertes occasionnées, tant sur un bilan humain que matériel, prouvent que cette thématique relève d'une importance capitale. En effet, au cours de la dernière décennie, les pertes humaines dues aux séismes majeurs ont été très nombreuses : en 2005, 86 000 victimes ont été recensées à la suite d'un séisme au Pakistan (magnitude 7.6) ; en 2008, le séisme du Sichuan, en Chine, provoqua au moins 87 500 morts ( $M = 7.9$ ) ; en 2010, le séisme d'Haïti engendra plus de 300 000 morts ( $M = 7.0$ ).

Cependant, la comparaison de ces séismes avec le séisme du Chili de 2010, de magnitude 8.8, qui provoqua 500 victimes, montre que les pertes sont davantage expliquées par un défaut dans la conception des bâtiments que par l'énergie libérée lors des séismes.

Ainsi la notion de risque sismique ( $R$ ) repose sur une combinaison des notions d'aléa sismique ( $A$ ) et de vulnérabilité ( $V$ ) :  $R = A \times V$ . L'aléa fait référence à un événement menaçant pouvant

engendrer des dommages dans une région et pour une période donnée. La vulnérabilité représente le caractère fragile d'un élément susceptible d'engendrer des pertes et des dégâts matériels. Ainsi, une zone à forte sismicité, mais où se trouvent peu d'habitations et d'occupants, présente un risque inférieur à une zone sismique modérée, où les séismes sont récurrents, mais où sont présents des bâtiments. De plus, la qualité de construction des bâtiments entre également en jeu. Si l'on souhaite déterminer le coût associé à un élément précis face à un risque, on peut ajouter un facteur  $E$ , indiquant la valeur de l'élément exposé à l'équation précédente, c'est-à-dire :  $R = A \times V \times E$ . Le risque sismique est donc une combinaison de facteurs. Si on ne peut pas prévoir quand et où précisément aura lieu un séisme, ni son amplitude exacte, on peut toutefois estimer la vulnérabilité des structures de génie civil.

### Comment décrire la vulnérabilité d'une structure face à un aléa donné ?

La vulnérabilité d'une structure peut être représentée par des fonctions analytiques ou des modèles. On peut par exemple définir des courbes de fragilité, estimant la probabilité qu'une structure soit endommagée en fonction d'un aléa donné. Plusieurs niveaux de dommages peuvent ainsi être étudiés. Cependant, dans ce type de courbe est introduite la notion de variabilité (figure 1) : dans un système complètement déterministe, on pourrait connaître exactement à partir de quelle valeur de la demande un bâtiment va être endommagé. La présence de variabilité implique des incertitudes sur la définition de cette valeur limite. Afin d'estimer correctement la vulnérabilité d'une structure, il faut donc identifier et estimer cette variabilité.

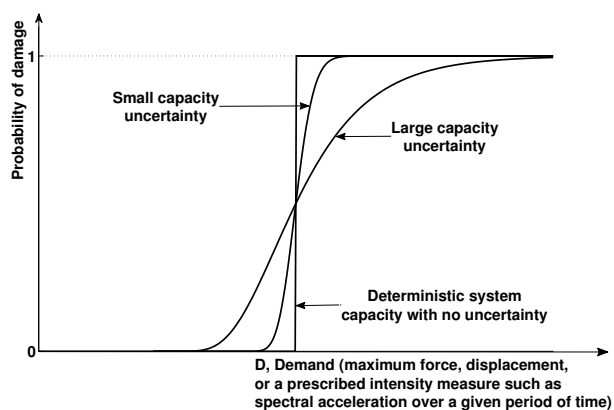


FIGURE 1 – Description générale d'une courbe de fragilité

La variabilité qui entre en jeu dans l'élaboration des courbes de fragilité peut être décomposée suivant les trois thématiques suivantes :

- l'incertitude liée au modèle : de quelle manière représente-t-on le comportement d'un bâtiment, et quel est son effet sur les courbes de fragilité ?
- l'incertitude liée au paramètre d'endommagement : on peut décrire l'endommagement d'une structure en utilisant différents paramètres. Si l'on souhaite caractériser le dommage provoqué par la torsion du bâtiment, ou par les modes de flexion par exemple, quelle précision apporte le paramètre utilisé sur la description de l'endommagement ? Puis, suivant le para-

---

mètre utilisé pour décrire l'endommagement d'une structure, de quelle manière représente-t-on le comportement d'un bâtiment, et quel est son effet sur les courbes de fragilité ?

- l'incertitude liée au mouvement sismique : comment représenter la nocivité du mouvement sismique et le lien avec la réponse des bâtiments ?

Plus ces incertitudes seront faibles, plus on connaîtra avec précision la valeur du paramètre sismique au-delà de laquelle le bâtiment commencera à se fissurer. Cependant, ces trois composantes peuvent interférer. En effet, suivant le paramètre décrit pour représenter le comportement d'un bâtiment, l'indicateur apportant la plus faible variabilité de l'aléa peut être modifié. Il convient donc de définir le meilleur couple indicateur de nocivité/paramètre d'endommagement.

Cette thèse tente de répondre à ces problématiques. Pour ce faire, les deux points décrits ci-dessous constitueront le fil conducteur de cette thèse.

## Qu'apportent les mesures réalisées dans des bâtiments ?

Depuis le début du XX<sup>ème</sup> siècle, date à laquelle ont eu lieu les premières mesures de vibrations dans des bâtiments au Japon, les mesures réalisées dans les structures de génie civil ont permis de caractériser leur comportement. Les premières mesures ont mis en évidence l'existence des fréquences de vibrations. Par la suite, l'amortissement et les modes de résonance ont pu être identifiés. Dans la plupart des cas, les instrumentations à grande échelle ont été réalisées à la suite de séismes majeurs qui ont fait beaucoup de dégâts et soulevé des questions. Les travaux d'Omori (1922) font suite notamment au séisme de Sanriku, au Japon, qui a eu lieu en 1896, de magnitude 8.5 et entraînant la mort de 27 000 personnes. Les travaux de Carder (1936) résultent d'un programme d'instrumentalisation motivé par le séisme de Santa Barbara en 1925 – magnitude 6.8, 13 morts et des dommages estimés à 8 millions de dollars – et le séisme de Long Beach en 1933 – magnitude 6.4, 115 morts et des dommages estimés à 40 millions de dollars. Plus tard, le séisme de San Fernando de 1971 – magnitude 6.5, 65 morts et des dommages estimés à 500 millions de dollars – accéléra le programme d'instrumentalisation des bâtiments en Californie.

Plus récemment, les mesures *in situ* ont permis de développer des modèles basés sur le comportement réel des structures sous vibrations ambiantes et d'analyser leur vulnérabilité face au premier niveau de dommage (*e.g.* Michel *et al.*, 2008).

L'utilisation de données mesurées au sein de bâtiments peut également être utile pour comprendre l'interaction entre la réponse des bâtiments et les mouvements du sol, et ainsi définir quel paramètre permet de mieux caractériser la nocivité des séismes.

## Comment représenter la nocivité d'un séisme ?

La magnitude d'un séisme exprime l'énergie libérée au foyer. Si elle peut fournir une estimation de la dangerosité générale d'un séisme, elle ne permet pas d'estimer avec précision les dommages qui peuvent survenir dans une structure. Dans ce cas, comment peut-on représenter la nocivité d'un séisme ? C'est-à-dire, si l'on s'intéresse à caractériser la réponse des bâtiments,

quel paramètre décrivant le séisme est le plus lié à la réponse des bâtiments ? Un mouvement du sol peut être caractérisé par sa durée, sa magnitude, l'accélération maximale qu'il génère, etc... En définissant le paramètre qui apporte le moins de variabilité dans la réponse des structures, on peut diminuer les incertitudes liées à l'estimation de leur vulnérabilité sismique (figure 1).

## Plan de la thèse

Le **premier chapitre** présente les méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique. Ces méthodes peuvent être adaptées pour représenter la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un bâtiment spécifique ou à l'échelle d'une typologie de bâtiment. Elles reposent sur l'utilisation de données d'observations post-sismiques, de mesures expérimentales, de fonctions analytiques, de modèles numériques ou de méthodes hybrides.

Dans le **chapitre 2**, une méthode est proposée afin de construire des courbes de fragilité pour des bâtiments spécifiques. À partir d'enregistrements de vibrations ambiantes, on peut décrire le comportement élastique d'un bâtiment et, à l'aide d'une base de données de séismes, construire une courbe de fragilité adaptée pour étudier l'apparition des premières fissures, c'est-à-dire caractérisant le premier niveau de dommage. L'utilisation d'enregistrements de séismes de faibles amplitudes permet également de mettre au point un modèle de comportement permettant d'étudier la vulnérabilité.

Dans ce chapitre, on s'intéresse également à caractériser les incertitudes liées à la définition du modèle de comportement, et à l'aléa sismique, dans le cadre de bâtiments particuliers.

Dans le **chapitre 3**, on étudie le lien entre la réponse des bâtiments et les mouvements du sol. Pour ce faire, une base de données de séismes enregistrés au cours des 40 dernières années au sein de bâtiments californiens est utilisée, avec l'objectif de faire un lien entre la nocivité des séismes et la réponse des structures, et de répondre à la question suivante : quel indicateur de la nocivité des séismes apporte le moins de variabilité dans la réponse des structures ?

Au **chapitre 4**, on propose de mettre en place une forme fonctionnelle reliant une combinaison d'indicateurs du mouvement du sol à la réponse des bâtiments. L'utilisation d'une combinaison d'indicateurs permet de réduire davantage la variabilité de la réponse des bâtiments au sein d'une typologie. À l'aide de cette forme fonctionnelle, on peut donc estimer les réponses des bâtiments avec une variabilité assez faible, suivant la classe de bâtiment considérée. En choisissant des indicateurs rapides à calculer et basés uniquement sur l'enregistrement de l'accélération, on peut, à la suite d'un séisme, donner une première estimation des dommages au sein de plusieurs typologies de bâtiments. Cette forme fonctionnelle permet également d'établir des courbes de fragilité basées sur les mesures de séismes dans des bâtiments.

Dans le **cinquième et dernier chapitre**, on propose de mettre en place une méthode

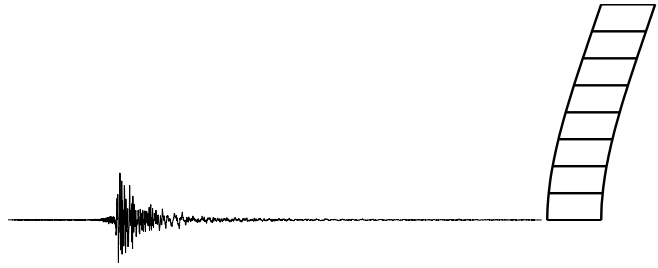
---

hybride d'analyse de la vulnérabilité de bâtiments en béton armé. Un modèle non linéaire est ajusté à la réponse réelle des bâtiments et, à partir de ce modèle et d'une base de données de séismes synthétiques, des courbes de fragilité sont établies pour tous les niveaux de dommages.



---

# 1



## Quelques rappels sur les méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique et l'utilisation des mesures réalisées dans les bâtiments

---

Dans ce premier chapitre sont présentées les méthodes existantes d'estimation de la vulnérabilité des bâtiments. Une partie est également consacrée à l'utilisation des mesures *in situ*, notamment dans le cas de l'étude de la vulnérabilité des structures.

Les méthodes d'analyse de la vulnérabilité consistent à estimer la probabilité qu'une structure soit endommagée en fonction d'un aléa donné. Pour ce faire, différentes méthodes proposent de caractériser ces dommages suivant des échelles de dommages, telles que les méthodes développées en Italie (GNDT, 1986), aux États-Unis (FEMA, 1999), ou en Europe (*e.g.* Risk-UE; Milutinovic et Trendafiloski, 2003). Les dommages peuvent également être exprimés suivant un coût (FEMA, 1999), en affectant un coût à chaque élément endommagé et en prenant en compte d'autres éléments économiques et sociaux. Enfin, certains auteurs proposent également de chiffrer la vulnérabilité en analysant le nombre de pertes humaines (*e.g.* Coburn *et al.*, 1992). Combescure *et al.* (2005) et Guéguen (2009, 2012) proposent des études bibliographiques sur ce sujet.

---

### Sommaire

---

<b>1.1</b>	<b>Les méthodes d'analyse de vulnérabilité . . . . .</b>	<b>8</b>
1.1.1	Une méthode d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle : la méthodologie Hazus (FEMA, 2003) . . . . .	10
1.1.2	Correspondances avec les autres méthodes de vulnérabilité sismique . . . . .	14
<b>1.2</b>	<b>L'utilisation des mesures <i>in situ</i> pour l'estimation de la vulnérabilité des structures . . . . .</b>	<b>14</b>
1.2.1	Caractéristiques des bâtiments à partir de mesures <i>in situ</i> . . . . .	14
1.2.2	Prise en compte des caractéristiques expérimentales déterminées à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique . . . . .	15
<b>1.3</b>	<b>Conclusion . . . . .</b>	<b>16</b>

---



## 1.1 Les méthodes d'analyse de vulnérabilité

Différentes fonctions peuvent être utilisées pour estimer la fragilité. Ces fonctions peuvent être classées suivant quatre catégories principales : les fonctions empiriques, les méthodes basées sur des expertises, les méthodes analytiques et les méthodes hybrides.

**Les courbes de fragilité empiriques :** ces courbes sont établies à partir de probabilités basées sur les dommages observés durant les séismes passés. Ces données proviennent principalement de missions post-sismiques. Elles sont parfois complétées par des essais réalisés sur table vibrante. Comme ces courbes sont issues d'observations, elles prennent en compte la totalité des facteurs, c'est-à-dire à la fois la fragilité des structures en elles-mêmes, mais également les conditions de site, telles que l'interaction sol-structure.

Cependant, ces courbes présentent l'inconvénient d'estimer la fragilité des bâtiments pour une région spécifique. De plus, elles ne sont applicables que sur les structures ou typologies de structures qui ont pu être endommagées lors de séismes.

**Les courbes basées sur des expertises :** ces courbes sont basées sur le jugement et l'opinion d'experts. Pour ce faire, ces personnes fournissent une estimation de la probabilité de dommage qu'ils estiment pour une typologie de bâtiments et un niveau de dommage particulier. L'inconvénient majeur est qu'elles dépendent de l'expérience individuelle des experts. Ainsi, il est possible d'obtenir une variabilité importante, dépendant du nombre d'experts interrogés et de la décision de chaque expert.

**Les courbes analytiques :** ces courbes sont définies à partir de données statistiques issues de l'endommagement de modèles structurels. Des distributions de dommages sont en effet observées lorsque des modèles sont soumis à des séismes d'amplitudes croissantes.

Cette méthode d'analyse peut être limitée par les temps de calcul nécessaires pour obtenir les résultats d'un modèle complet. C'est pourquoi, afin de réduire le temps de calcul, des modèles analytiques simplifiés sont également proposés.

**Les méthodes hybrides :** ces méthodes sont basées sur une combinaison des méthodes citées ci-dessus. Généralement, les méthodes hybrides sont introduites afin de compenser les inconvénients provenant d'une méthode, comme par exemple le manque de données d'observations ou le manque d'objectivité des experts pour établir des probabilités de dommages.

Dans le cadre du projet Syner-G, des méthodes ont été recensées, permettant d'estimer la fragilité de bâtiments appartenant au parc immobilier européen, dans le cas de bâtiments en béton armé et en maçonnerie (figure 1.1). Parmi les méthodes recensées, une très grande majorité correspond à des méthodes analytiques (*e.g.* D'Ayala *et al.*, 1997; Milutinovic et Trendafiloski, 2003; Akkar *et al.*, 2005; Rossetto et Elnashai, 2005). Les méthodes empiriques représentent environ un cinquième des études. Elles sont généralement basées sur les observations de dommages réalisées en Italie (*e.g.* Nuti *et al.*, 2001; Rota *et al.*, 2008). Une seule méthode basée sur des

opinions d'experts a été recensée, dans le cadre de la méthode Risk-UE appliquée à la ville de Sofia, ainsi qu'une méthode hybride (Kappos *et al.*, 2006).

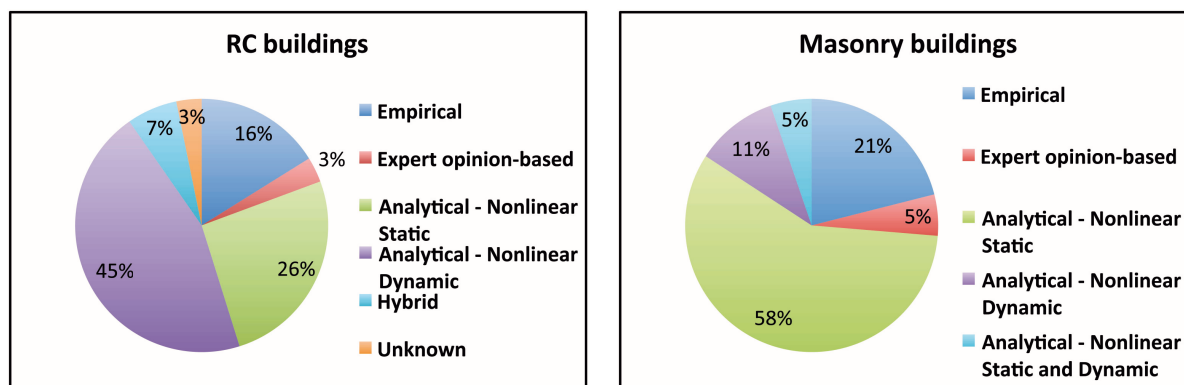


FIGURE 1.1 – Les méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique, pour les bâtiments en béton armé (à gauche) et en maçonnerie (à droite). Les chiffres utilisés dans ces graphiques sont basés sur les études listées dans les livrables du projet Syner-G.

Ces quatre catégories représentent les catégories génériques. Nous mentionnerons dans la suite de ce chapitre des méthodes basées sur des enregistrements de vibrations au sein des structures, qui peuvent être assimilées à des méthodes empiriques.

De manière générale, la construction de courbes de fragilité répond aux trois questions suivantes :

- Avec quelle méthode accède-t-on à la vulnérabilité du bâti ?
- Comment représenter la nocivité de l'aléa sismique ?
- Comment caractériser l'endommagement ?

Les différentes méthodes d'analyse ont été énoncées ci-dessus. Les courbes de fragilité, ou les matrices de probabilité de dommages, sont données en fonction d'un indicateur représentant la nocivité du mouvement du sol. Dans les méthodes développées pour représenter la vulnérabilité des bâtiments européens (figure 1.2), le mouvement du sol est principalement représenté par l'accélération maximale (*PGA*) ou par une intensité (*MMI*, *MCS* et *MSK81*). Il peut être également caractérisé en utilisant les valeurs spectrales, c'est-à-dire le déplacement ou l'accélération maximal d'un oscillateur à un degré de liberté, à une période donnée.

La notion d'endommagement diffère également selon les méthodes. Généralement, l'endommagement est décrit en fonction d'un certain paramètre, pour lequel plusieurs limites sont fixées afin de définir plusieurs niveaux de dommages.

Dans la suite de ce chapitre, nous nous intéressons plus particulièrement aux méthodes permettant d'établir la vulnérabilité de bâtiments à grande échelle. En particulier, nous détaillerons la méthode Hazus (FEMA, 1999), sur laquelle repose cette thèse. En effet, dans les chapitres suivants sont utilisées les typologies de bâtiments et la définition de l'endommagement définies dans cette méthodologie.

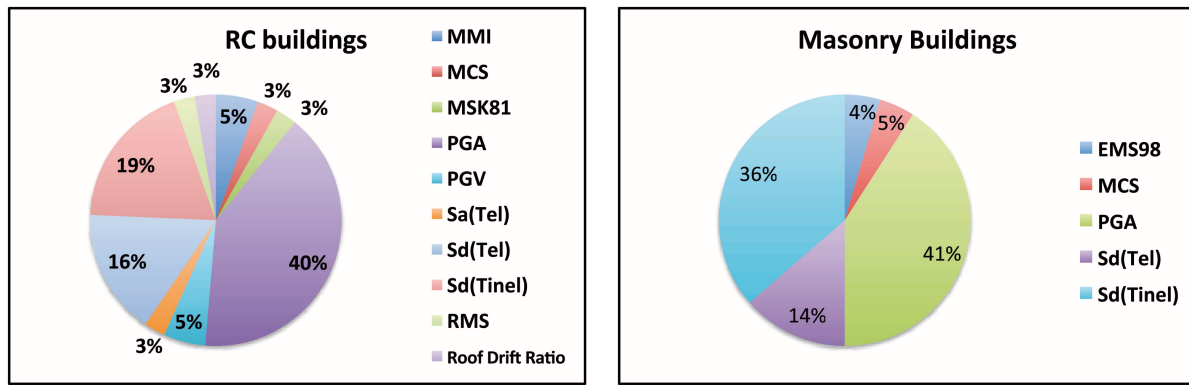


FIGURE 1.2 – Les indicateurs de nocivité dans les méthodes de vulnérabilité sismique, pour les bâtiments en béton armé (à gauche) et en maçonnerie (à droite). Les chiffres utilisés dans ces graphiques sont basés sur les études listées dans les livrables du projet Syner-G.

### 1.1.1 Une méthode d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle : la méthodologie Hazus (FEMA, 2003)

Hazus (*HAZards-United-States*) est une méthode développée dans les années 1990 par la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA). Elle concerne l'analyse des risques naturels, tels que les inondations, les ouragans ou les séismes, en analysant les impacts sociaux, structurels (pour les bâtiments résidentiels et commerciaux, les écoles, les installations critiques et les infrastructures) et économiques (en évaluant par exemple les coûts de réparation et de reconstruction) que peuvent apporter de tels événements.

Dans le cadre de l'estimation de la vulnérabilité des structures, la méthode Hazus décrit :

- les typologies de bâtiments ;
- la définition des dommages ;
- le calcul de la probabilité de dommage par une méthode analytique.

L'objectif est alors de fournir des courbes de fragilité correspondantes à une typologie de bâtiments, et pour plusieurs niveaux de dommages (figure 1.3).

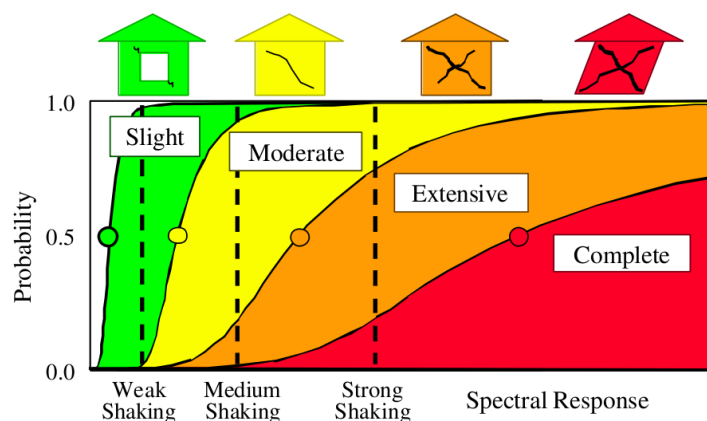


FIGURE 1.3 – Exemple de courbes de fragilité pour les niveaux de dommage « léger », « moyen », « important » et « ruine » (FEMA, 2003).

---

### 1.1.1.1 Les typologies de bâtiments

36 typologies de bâtiments sont considérées, définies à partir de leur matériau de construction, du système porteur définissant le comportement général de la structure et du nombre d'étages. Ainsi, 16 systèmes structurels sont définis : W1 et W2 pour les bâtiments en bois, S1 à S5 pour les bâtiments en acier, C1 à C3 pour les bâtiments en béton, PC1 et PC2 pour les bâtiments composés d'éléments en béton préfabriqué, RM1 et RM2 pour les bâtiments en maçonnerie renforcée, URM pour les bâtiments en maçonnerie non renforcée et MH pour la classe particulière des mobil-homes. L'ensemble de ces typologies est décrit dans le tableau 1.1.

Outre ces typologies, la méthode Hazus tient compte de la conception parasismique des bâtiments. Quatre niveaux de conception parasismique sont en effet introduits :

- *Pre Code* : le bâtiment n'a aucune conception parasismique. Pour les régions à sismicité importantes, telles que la côte californienne, on considère qu'un bâtiment a ce niveau de conception si il a été construit avant 1940.
- *Low Code* : faible dimensionnement parasismique.
- *Moderate Code* : dimensionnement parasismique modéré. La méthode Hazus considère que les bâtiments construits après 1940 dans les zones à forte sismicité respectent ce dimensionnement.
- *High Code* : plus haut niveau de dimensionnement parasismique, pour les bâtiments ayant été construits après 1973.

### 1.1.1.2 Définition des dommages

Dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2003), quatre niveaux de dommages sont définis : « léger », « modéré », « important » et « ruine ». Ces niveaux de dommages sont définis pour les 16 systèmes structurels décrits ci-dessus. Par exemple, pour la typologie des bâtiments en béton armé C2, qui représente les bâtiments en béton armé les plus courants en France, les niveaux de dommages sont définis de la façon suivante :

- Niveau de dommage « léger » : apparition de fines fissures près des liaisons ou au sein des liaisons.
- Niveau de dommage « modéré » : la plupart des murs présentent des fissures diagonales ; certains murs présentent également des fissures plus grandes avec effritement du béton aux extrémités, indiquant que la limite élastique a été atteinte.
- Niveau de dommage « important » : pour la plupart des murs, la limite d'élasticité a été atteinte ; certains murs ont dépassé leur capacité ultime, présentant de larges fissures traversantes et un effritement important le long des fissures. Un effondrement partiel peut se produire en raison de la défaillance des colonnes non ductiles qui ne sont pas conçues pour résister à des charges latérales.
- Niveau de dommage « ruine » : la structure s'est effondrée, ou est sur le point de s'effondrer à cause de la défaillance de la plupart des murs et de la défaillance de certaines poutres ou colonnes critiques. Environ 13 % (*low-rise*), 10 % (*mid-rise*) ou 5 % (*high-rise*) de la superficie totale des bâtiments C2 est prévue de s'effondrer.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Meters
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq 5000$ sq. ft.)		1-2	1	4.27
2	W2	Wood, Commercial and Industrial ( $> 5000$ sq. ft.)		All	2	7.32
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	7.32
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
5	S1H		High-Rise	8+	13	47.55
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	7.32
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
8	S2H		High-Rise	8+	13	47.55
9	S3	Steel Light Frame		All	1	4.57
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	7.32
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
12	S4H		High-Rise	8+	13	47.55
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	7.32
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
15	S5H		High-Rise	8+	13	47.55
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	6.10
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
18	C1H		High-Rise	8+	12	36.58
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
21	C2H		High-Rise	8+	12	36.58
22	C2L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
23	C2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
24	C2H		High-Rise	8+	12	36.58
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	4.57
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
28	PC2H		High-Rise	8+	12	36.58
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	6.10
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	15.24
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	6.10
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
33	RM2H		High-Rise	8+	12	36.58
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	4.57
35	URMM		Mid-Rise	3+	3	10.67
36	MH	Mobile Homes		All	1	3.05

TABLE 1.1 – Typologies de bâtiments définies dans la méthodologie Hazus. D'après la FEMA (2012).

Les dommages sont définis en terme de déformation inter-étage. La déformation inter-étage représente la différence de déplacement horizontal entre deux planchers successifs. La déformation inter-étage  $ISD_i$  est définie par la relation suivante :

$$\forall i \in [0, N] \quad ISD_i(t) = \frac{U_{i+1}(t) - U_i(t)}{x_{i+1} - x_i} \quad (1.1)$$

avec  $U_i$  et  $x_i$  respectivement le déplacement horizontal et la position de l'étage  $i$ .

Des valeurs de déformations inter-étages limites sont donc définies pour les 36 typologies de bâtiments, les quatre niveaux de dimensionnement parasismique et les quatre niveaux de dommages. Ces valeurs de déformations limites sont basées sur des travaux de recherche antérieurs, notamment de [Whitman et al. \(1973\)](#) à la suite du séisme de San Fernando (1972), de [Hasselmann et al. \(1980\)](#) et de [Ferritto \(1982, 1983\)](#).

### 1.1.1.3 Fonction de probabilité d'endommagement

Dans la méthodologie Hazus, la fonction analytique représentant la probabilité qu'une typologie soit endommagée suivant un certain niveau de dommage est donnée par la fonction de répartition de la loi lognormale. Cette méthode analytique représente l'aléa sismique en introduisant le spectre en déplacement comme indicateur de nocivité en fonction du  $Sd$  :

$$P [ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\overline{S_{d,ds}}} \right) \right] \quad (1.2)$$

où  $\overline{S_{d,ds}}$  est la valeur médiane du  $Sd$  pour laquelle le bâtiment atteint le seuil du niveau de dommage  $ds$ ,  $\beta_{ds}$  est l'écart-type du logarithme naturel du  $Sd$ , pour un niveau de dommage  $ds$ , et  $\Phi$  est la fonction de répartition de la loi normale. Des courbes sont également définies en représentant le mouvement du sol par son accélération maximale.

Dans le cas de l'étude des dommages des éléments structuraux, dans la méthode Hazus, la variabilité totale est caractérisée comme la combinaison de trois composantes d'incertitudes :

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV [\beta_C, \beta_D, \overline{S_{d,ds}}])^2 + \beta_{M(ds)}^2} \quad (1.3)$$

où :

- $\beta_C$  est l'écart-type lognormal qui représente la variabilité dans les courbes de capacité. En effet, dans la méthode Hazus, la réponse des bâtiments est caractérisée par les courbes de capacité, apportant une certaine variabilité.
- $\beta_D$  est l'écart-type lognormal qui décrit la variabilité de la demande, c'est-à-dire de l'aléa sismique.
- $\beta_{M(ds)}$  est l'écart-type lognormal qui décrit la variabilité dans l'estimation de la valeur médiane de la déformation inter-étage définissant le seuil d'un niveau de dommage  $ds$ .

Ces trois composantes sont notées  $\beta_C$ ,  $\beta_D$  et  $\beta_{M(ds)}$  dans la méthode Hazus. Dans la suite, elles seront respectivement notées  $\sigma_{mod}$ ,  $\sigma_{aléa}$  et  $\sigma_{dom}$ .

Afin de pouvoir estimer la probabilité d'endommagement d'une typologie de bâtiment, les valeurs de  $\beta_{ds}$  et de  $\overline{S}_{d,ds}$  sont données, pour chaque typologie de bâtiments, chaque niveau de conception parasismique et chaque niveau de dommage.

### 1.1.2 Correspondances avec les autres méthodes de vulnérabilité sismique

On a choisi de détailler la méthodologie Hazus dans la section précédente, car les résultats de cette thèse sont basés sur la définition des dommages de la méthodologie Hazus. Cependant, pour les autres méthodes de vulnérabilité à grande échelle, notamment pour les deux méthodologies européennes EMS-98 (Gruenthal, 2001) et Risk-UE (Milutinovic et Trendafiloski, 2003), des correspondances entre les méthodes existent, notamment sur les niveaux de dommages et les typologies de bâtiments considérées.

Cependant, toutes les méthodologies n'utilisent pas les mêmes définitions des dommages et les mêmes fonctions analytiques pour représenter la fragilité des constructions. Par exemple, alors que la méthode Hazus propose une définition des dommages basée sur la déformation inter-étage maximale atteinte au cours d'une sollicitation, la méthode Risk-UE définit quatre niveaux de dommages basés sur le déplacement maximal atteint en tête de l'ouvrage. Dans la continuité du travail de Michel *et al.* (2012), et de façon à être homogène dans l'ensemble de cette étude, nous choisirons la déformation inter-étage maximale comme indicateur d'endommagement tout au long de cette étude.

## 1.2 L'utilisation des mesures *in situ* pour l'estimation de la vulnérabilité des structures

### 1.2.1 Caractéristiques des bâtiments à partir de mesures *in situ*

Depuis les premières instrumentations dans des structures de génie civil au début du XX<sup>ème</sup> siècle (Omori, 1922; Carder, 1936), les enregistrements de vibrations ambiantes et de séismes dans des bâtiments ont permis de comprendre le lien entre les caractéristiques dynamiques des structures de génie civil – c'est-à-dire les fréquences propres, les déformées modales et l'amortissement – et leurs propriétés physiques – par exemple les dimensions, les matériaux, etc...

Le premier programme d'instrumentation des structures de génie civil à grande échelle débuta aux États-Unis dans les années 1960. L'objectif principal était de comprendre le comportement des bâtiments sous sollicitations fortes. Un grand nombre d'applications est dérivé de ces mesures, notamment sur les sujets suivants : l'effet des conditions du sol sur la réponse sismique des structures (*e.g.* Housner, 1957; Jennings et Kuroiwa, 1968; Crouse et Jennings, 1975; Luco *et al.*, 1987), le mode de déformations des bâtiments (*e.g.* Blume, 1972; Foutch, 1976), la réponse non linéaire des structures sous sollicitations fortes (*e.g.* Şafak et Çelebi, 1991).

Des études se sont également concentrées sur le fait que des variations transitoires de fréquence peuvent être observées au sein des bâtiments. McVerry et Beck (1983) observèrent à partir d'un enregistrement du séisme de San Fernando (1971) que la fréquence d'un bâtiment avait chuté de plus de 40 % et 60 % dans chacune des directions du bâtiment. Au Japon, Satake et Yokota



---

(1996) ont également comparé la diminution des fréquences lors de tremblements de terre dans les bâtiments en acier. Au Mexique, Meli *et al.* (1998) ont instrumenté un immeuble de 14 étages et ont étudié l'importance de l'interaction sol-structure et la diminution de la fréquence associée à une amplitude importante de la secousse. Plus récemment, Todorovska et Trifunac (2007) et Michel et Guéguen (2010) ont mis en évidence une chute transitoire de fréquence au cours de séismes par des méthodes d'analyse temps-fréquence.

La fréquence d'un bâtiment étant reliée à la rigidité et à la masse de celui-ci, une chute de fréquence indique une baisse de rigidité, pour une masse constante. Ceci s'explique à la fois par le comportement non linéaire des éléments structuraux, par l'ouverture des fissures, pré-existantes à la sollicitation ou non, mais également par l'effet de l'interaction sol-structure et par le comportement non-linéaire du sol (Udwadia et Trifunac, 1973; Dunand, 2005; Todorovska et Trifunac, 2007).

Du fait d'une ouverture irréversible des fissures, des variations permanentes peuvent également apparaître en raison de dommages structuraux prononcés (*e.g.* Clinton *et al.*, 2006; Dunand *et al.*, 2006). Ainsi le suivi des fréquences d'un bâtiment permet d'effectuer une surveillance de l'état d'endommagement des structures de génie civil – en anglais *Structural Health Monitoring* –, comme l'ont démontré Dunand *et al.* (2004) après le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003. Des expériences en laboratoire sur des structures en maçonnerie ont également montré le lien entre la diminution de la fréquence propre et l'amplitude du mouvement du sol. L'étape suivante dans la surveillance des structures de génie civil consiste, une fois un état d'endommagement détecté, à localiser ce dommage (*e.g.* Pandey et Biswas, 1994; Abdel Wahab et De Roeck, 1999; Salawu, 1997).

Enfin, Clinton *et al.* (2006), Herak et Herak (2010) et Mikael *et al.* (2012) montrèrent qu'en plus de variations transitoires importantes, les caractéristiques modales des bâtiments – fréquences et amortissements – oscillaient au cours du temps. Cette variation naturelle, faible, est liée à un forçage extérieur modifiant les propriétés de la structure et de ses conditions aux limites – interaction sol-structure, conditions météorologiques, etc....

### **1.2.2 Prise en compte des caractéristiques expérimentales déterminées à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique**

Omori (1922) et Carder (1936) ont été les premiers à s'intéresser aux enregistrements de vibrations ambiantes. Dans les années 1960 et 1970, Trifunac (1972) confirma l'intérêt des méthodes utilisant les vibrations ambiantes, car elles sont peu coûteuses à réaliser et apportent des résultats similaires aux enregistrements sous vibrations forcées.

Récemment, en Europe, les enregistrements de vibrations ambiantes à grande échelle ont permis d'établir des relations permettant d'estimer empiriquement les fréquences de bâtiments du parc immobilier européen (Crowley et Pinho, 2004; Oliveira et Navarro, 2010; Gallipoli *et al.*, 2009, 2010; Michel *et al.*, 2010b). Ces relations peuvent ensuite être utilisées dans les méthodes de vulnérabilité, afin d'ajuster la première partie des courbes de capacité, dont la pente est proportionnelle à la fréquence élastique (Crowley *et al.*, 2004). Cependant, dans les codes de



dimensionnement, cette fréquence est généralement surestimée afin de prendre une marge de conception (Crowley et Pinho, 2010). Michel *et al.* (2010b) ont en effet observé d'importantes variabilités dans les valeurs de fréquences, au sein d'une même classe de bâtiments, ce qui tend à apporter des courbes de capacités très différentes, au moins dans leur partie élastique. Ainsi il est préférable d'utiliser directement les valeurs de fréquences estimées à partir des mesures, afin d'éliminer cette variabilité. De plus, les valeurs définies empiriquement ne permettent pas de reproduire les fréquences de l'ensemble du parc immobilier, notamment pour les bâtiments présentant une conception particulière.

Les caractéristiques des bâtiments déterminées à partir des enregistrements peuvent être nécessaires afin d'accéder plus précisément à la vulnérabilité d'une structure. En effet, l'enregistrement de vibrations ambiantes permet d'établir un modèle reproduisant le comportement élastique d'un bâtiment, sans connaissance a priori de la structure et sans faire d'hypothèse sur son comportement. De plus, Michel *et al.* (2010a) ont montré la pertinence de l'approche expérimentale afin de fixer les propriétés élastiques et les conditions aux limites d'un modèle numérique 3D, dans le but d'évaluer la réponse sismique de l'hôtel de ville de Grenoble, en particulier sous fortes sollicitations.

De plus, le modèle modal établi à partir des enregistrements de vibrations ambiantes et représentant le comportement élastique d'une structure permet d'accéder à la courbe de fragilité définie pour le premier niveau de dommage. Ce niveau de dommage caractérise la fin du domaine de validité du modèle, car il définit l'apparition des premières fissures dans le bâtiment.

### 1.3 Conclusion

Ce premier chapitre a permis de faire un rappel des différentes méthodes de vulnérabilité existantes. Ces méthodes peuvent généralement être séparées en trois catégories : les méthodes empiriques, les méthodes basées sur le jugements d'experts ou les méthodes analytiques. Il existe également des méthodes hybrides, combinant deux de ces notions. Les méthodes empiriques sont généralement définies pour des typologies de bâtiments, alors que les méthodes numériques sont davantage focalisées sur la vulnérabilité de bâtiments spécifiques.

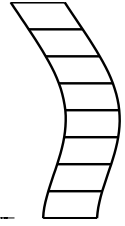
Les méthodes empiriques sont fondées sur la définition de modèles de comportement caractéristiques de typologies de bâtiments. Ils introduisent alors des incertitudes. Les mesures réalisées dans des bâtiments permettent de réduire ces incertitudes, en proposant des modèles adaptés au comportement de chaque structure. Elles permettent également de fixer le comportement élastique des bâtiments.





---

# 2



## Construction de courbes de fragilité à partir d'enregistrements *in situ*

---

Dans ce chapitre, des courbes de fragilité sont établies pour des bâtiments particuliers, dans un premier temps à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes, puis à partir d'enregistrements de séismes. Les différentes composantes de la variabilité des courbes de fragilité sont également évaluées.

---

### Sommaire

---

<b>2.1</b>	<b>Introduction . . . . .</b>	<b>20</b>
<b>2.2</b>	<b>Étude de la vulnérabilité d'un bâtiment particulier à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes : cas d'un collège de la Martinique . . . . .</b>	<b>22</b>
2.2.1	Présentation du collège Gérard Café . . . . .	22
2.2.2	Enregistrements de vibrations ambiantes . . . . .	23
2.2.3	Construction de courbes de fragilité . . . . .	24
2.2.4	Base de données d'accélérogrammes synthétiques . . . . .	27
2.2.5	Courbes de fragilité . . . . .	35
2.2.6	Conclusion . . . . .	37
<b>2.3</b>	<b>Modélisation linéaire d'un bâtiment à partir de mesures <i>in situ</i> et estimation de la variabilité liée aux courbes de fragilité . . . . .</b>	<b>39</b>
2.3.1	The BRD tower . . . . .	40
2.3.2	Method . . . . .	42
2.3.3	Adjusting the BRD model using the Anderson's criteria . . . . .	47
2.3.4	Uncertainties of the fragility curves . . . . .	52
2.3.5	Seismic vulnerability of the BRD Tower . . . . .	57
2.3.6	Conclusion and perspectives . . . . .	57

---

## 2.1 Introduction

Alors que l'aléa sismique demeure constant, la croissance de l'urbanisation augmente le nombre de bâtiments et les populations exposées au risque sismique. Jackson (2006) considère qu'il faut s'attendre à des séismes majeurs touchant des mégalo-poles, car le début de cette urbanisation de masse est relativement récent par rapport à la période de retour des séismes majeurs. L'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments existants est donc un enjeu majeur pour la prédiction ou la réduction du risque sismique dans les sociétés industrielles modernes, et en particulier dans les pays en voie de développement. Des méthodes empiriques ont été développées à partir d'observations post-sismiques et de jugements d'experts pour évaluer ce risque à grande échelle (*e.g.* GNDT, 1986; FEMA, 1999; Milutinovic et Trendafiloski, 2003; Guéguen *et al.*, 2007). Ces méthodes ont permis de construire des matrices de probabilité de dommage reliant l'aléa sismique, généralement exprimé par une intensité macrosismique, à la probabilité qu'un bâtiment ou qu'une typologie de bâtiments soit endommagé. Cependant, on observe des niveaux d'incertitude relativement élevés accompagnant ces méthodes. Ces incertitudes proviennent d'une connaissance insuffisante du comportement des structures de génie civil, de la complexité des mécanismes d'endommagement et des relations entre le mouvement sismique et la réponse des bâtiments (Michel *et al.*, 2012).

Kappos *et al.* (2006) et Douglas (2007) expliquent que le principal problème dans la construction de fonctions de vulnérabilité empiriques telles que les courbes de fragilité (exprimant la probabilité qu'un bâtiment soit endommagé en fonction d'un aléa donné) provient du manque de données d'observation, notamment pour les séismes importants entraînant des dégâts. Ce problème devient capital dans des régions à sismicité faible à modérée, où les périodes de retour des séismes majeurs peuvent être très importantes. Ce manque de données d'observations engendre alors des incertitudes dans la construction des courbes de fragilité. Une solution pour réduire ces incertitudes est d'améliorer la compréhension des structures de génie civil lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations sismiques. Ces incertitudes sont une combinaison de la variabilité aléatoire, donc par définition étant inconnue et ne pouvant pas être réduite, et de la variabilité épistémique, provenant de la connaissance du comportement des structures. D'après Spence *et al.* (2003), la principale source de l'incertitude épistémique provient de l'organisation des bâtiments suivant des typologies auxquelles sont associées des comportements génériques. Pour réduire cette incertitude, Pinho *et al.* (2002) and Crowley et Pinho (2004) suggèrent de compléter les méthodes d'analyse de vulnérabilité par l'utilisation des relations entre la hauteur des bâtiments et leurs fréquences de vibration. Cependant des relations simplifiées peuvent introduire des incertitudes dans les estimations de la fréquence fondamentale (Gallipoli *et al.*, 2010; Michel *et al.*, 2010b), ce qui peut alors augmenter les incertitudes dans les courbes de fragilité.

Une solution consiste à utiliser des données expérimentales afin d'établir des modèles de comportement. La plupart des études réalisées à partir de données de vibrations dans des bâtiments sont focalisées sur la compréhension des caractéristiques dynamiques des structures, de leur réponse à des sollicitations sismiques ou de l'interaction sol-structure (*e.g.* Trifunac, 1972; Bard, 1988; Çelebi *et al.*, 1993; Meli *et al.*, 1998; Ventura et Ding, 2000; Clinton *et al.*, 2006; Todorovska

---

et Trifunac, 2007), et rarement sur l'utilisation de ces données pour l'évaluation de leur vulnérabilité sismique (e.g. Michel *et al.*, 2012). Cependant, on peut améliorer les paramètres du modèle de comportement à partir de données expérimentales, et notamment à partir des enregistrements de vibrations ambiantes (e.g. Volant *et al.*, 2002; Michel *et al.*, 2010a). Cette solution est adaptée pour étudier la réponse particulière d'une structure à un chargement sismique. De plus, elle rend possible une analyse sur un grand nombre de bâtiments, à l'échelle d'une ville par exemple, car ces enregistrements de vibrations ambiantes sont rapides à mettre en œuvre et peu coûteux.

Par exemple, Michel *et al.* (2010b) fournissent des relations entre la hauteur et la période fondamentale de bâtiments français. Ils montrent que la connaissance de la période d'un bâtiment peut faciliter la mise en place de la partie élastique des courbes de capacité pour des bâtiments regroupés par typologies et peut alors réduire les incertitudes épistémiques des courbes de fragilité. Boutin *et al.* (2005) proposent l'utilisation des vibrations ambiantes afin d'estimer le seuil d'intégrité des structures, c'est-à-dire pour estimer la valeur de l'intensité sismique correspondant à la limite entre l'état endommagé et l'état non-endommagé d'une structure. Plus récemment, Michel *et al.* (2012) proposent une méthode pour construire des courbes de fragilité pour le niveau de dommage « léger », à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes. Ils réduisent la variabilité épistémique en effectuant une analyse modale de la structure et en considérant que le niveau de dommage « léger » correspond à la fin du comportement élastique du bâtiment.

Dans un premier temps, nous proposons d'effectuer l'analyse de la vulnérabilité de deux structures identiques à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes. Ces deux structures ont subi un séisme et l'une d'entre elle semble plus endommagée. On utilise la méthode proposée par Michel *et al.* (2012) pour construire les courbes de fragilité à partir du modèle modal expérimental et d'une base de données d'accélérogrammes synthétiques. Puisque les bâtiments sont identiques mais endommagés de façon différente, cette approche permettra d'aborder la notion de vulnérabilité variable dans le temps, en particulier suite à un séisme. Dans une deuxième partie, nous nous intéressons à un bâtiment roumain instrumenté depuis 2003 (Aldea *et al.*, 2004), au sein duquel des enregistrements de séismes sont disponibles. Nous appliquons la méthode de Michel *et al.* (2012) en associant le comportement du bâtiment à un modèle de poutre de Timoshenko établi à partir des enregistrements de séismes. Dans cette partie, nous analysons deux sources d'incertitudes dans les courbes de fragilité : l'incertitude sur les paramètres définissant le modèle de comportement et la variabilité provenant de l'aléa sismique. Enfin, nous proposons des courbes de fragilité pour ce bâtiment et une comparaison avec la courbe de la méthodologie Hazus est effectuée.

## 2.2 Étude de la vulnérabilité d'un bâtiment particulier à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes : cas d'un collège de la Martinique

### 2.2.1 Présentation du collège Gérard Café

Le collège Gérard Café, situé dans la localité du Marin en Martinique, est composé de deux ailes identiques, solidaires à leurs extrémités par deux cages d'escalier (figure 2.1). Il a été endommagé lors du séisme du 29 novembre 2007 ( $M_W = 7.4$ ), entraînant depuis une interdiction d'accès par mesure de sécurité. Lors de ce séisme, une accélération au sol  $a_g = 1.78 m/s^2$  a été enregistrée par la station du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) la plus proche (station MAMA).

Ce collège a été construit en 1970. Chaque aile est composée de portiques en béton armé, disposés dans le sens transversal. Les deux ailes sont composées d'un rez-de-chaussée et de trois étages, de dimensions  $50 m \times 9 m$ . Un joint de dilatation sépare chaque aile en leur milieu, sur toute la hauteur du bâtiment. Des joints séparent également les deux ailes des cages d'escalier. Des coursives sont disposées à chaque étage vers l'intérieur du bâtiment (figure 2.1).

Les deux ailes sont identiques, excepté au niveau du rez-de-chaussée : le rez-de-chaussée de la première aile (située au nord) est totalement rempli alors que la seconde aile (au sud) est composée d'un préau sur environ un tiers de la longueur du bâtiment, et sur toute sa largeur. Le système porteur est composé de poutres en béton armé verticales, disposées uniformément dans les deux directions. Ces poutres verticales présentent une discontinuité entre le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage.

Lors du séisme du 29 novembre 2007, d'importants dommages ont été générés au sein de ce bâtiment (figure 2.2). Au niveau de la discontinuité des poutres verticales, entre le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage, des fissures en X sont visibles sur la plupart des poteaux. On observe également des fissurations des murs de remplissage.



FIGURE 2.1 – Le collège Gérard Café, situé dans la localité du Marin en Martinique.



FIGURE 2.2 – Dommages observés dans le collège Gérard Café du Marin, causés par le séisme du 29 novembre 2007 ( $M_W = 7.4$ ). A gauche : fissuration en X ; à droite : fissuration d'un mur de remplissage.

### 2.2.2 Enregistrements de vibrations ambiantes

Les enregistrements des vibrations ambiantes ont été effectués dans ce bâtiment à l'aide d'une station Cityshark II (Châtelain *et al.*, 2000), station d'acquisition à 18 entrées permettant d'enregistrer simultanément les données provenant de six capteurs, suivant trois composantes. Les capteurs utilisés sont des vélocimètres Lennartz 1s. Cette campagne de mesures a été réalisée en novembre 2011 en collaboration avec le BRGM, dans le cadre du projet ANR URBASIS.

Le positionnement des capteurs est représenté sur la figure 2.3. De manière générale, une mesure a été réalisée dans chaque angle du bâtiment, avec également des mesures de part et d'autres du joint de dilatation central. Au total, 21 points de mesure ont été réalisés dans l'aile 1 et 23 dans l'aile 2. Le toit étant difficile d'accès, aucun point de mesure n'a été effectué à cet endroit. C'est pourquoi les plans de la figure 2.3 ne présentent qu'un rez-de-chaussée plus deux étages.

La durée d'un enregistrement est fixée à 10 minutes, de manière à vérifier la condition de Cantieni (2004), à savoir qu'il faut enregistrer 1000 à 2000 périodes du mode fondamental. Pour ces bâtiments, la période du premier mode est estimée à environ 0.3 s. Puisqu'on ne pouvait réaliser que six points de mesure simultanément, un point de référence a été choisi afin de relier tous les enregistrements entre eux. Le capteur de référence a été placé au dernier étage afin d'avoir un ratio signal sur bruit optimal. C'est en effet au dernier étage que l'amplitude du signal est la plus élevée.

Les deux ailes ont été considérées comme indépendantes l'une de l'autre lors de la campagne de mesure. Les mesures ont donc été effectuées avec un point de référence par aile.



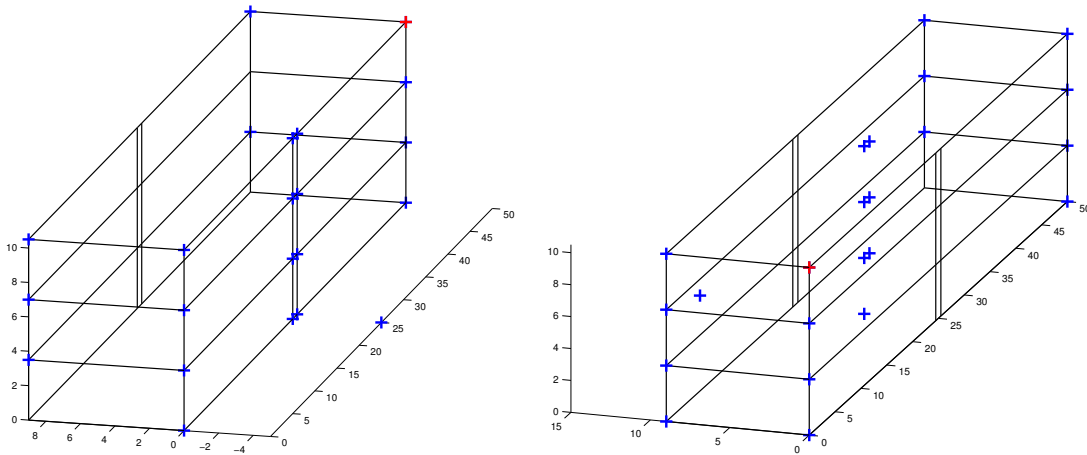


FIGURE 2.3 – Emplacement des capteurs pour l'enregistrement des vibrations ambiantes (à gauche : aile 1 ; à droite : aile 2). Les capteurs de référence sont représentés en rouge.

### 2.2.3 Construction de courbes de fragilité

À partir des mesures de vibrations ambiantes réalisées au sein des deux ailes du collège, nous pouvons établir une courbe de fragilité pour chaque aile à partir de la méthode proposée par Michel *et al.* (2012). Cette méthode est décomposée en trois étapes :

1. Établissement d'un modèle à partir des paramètres modaux expérimentaux ;
2. Définition d'un paramètre de dommage et d'un seuil limite correspondant à un niveau de dommage donné ;
3. Construction des courbes de fragilité pour le niveau de dommage considéré ;

Les paramètres modaux expérimentaux permettent d'établir un modèle modal linéaire qui est valide dans tout le domaine de comportement élastique de la structure. Au-delà de ce domaine, les caractéristiques de la structure sont modifiées et le modèle modal n'est plus valide. C'est pourquoi nous utilisons ces paramètres modaux pour construire la courbe de fragilité qui correspond au niveau de dommage « léger », caractérisant l'apparition des premières fissures, c'est-à-dire le niveau de dommage caractérisant le seuil d'intégrité de la structure (Boutin *et al.*, 2005).

#### 2.2.3.1 Étape 1 : Définition d'un modèle expérimental

Une analyse modale effectuée par *Frequency Domain Decomposition* (*FDD*, Brincker *et al.*, 2001; Michel, 2007), à partir des données de vibrations ambiantes, a permis d'évaluer les fréquences et les amortissements des deux ailes du collège (tableau 2.1), ainsi que les déformées modales (figures 2.4 et 2.5). La *FDD* est une méthode fondée sur la décomposition en valeurs propres des matrices de densité spectrale, où les valeurs propres correspondantes aux fréquences de résonance et les vecteurs propres aux déformées modales associées.

En supposant que les deux ailes du collège ont une répartition régulière de leur masse, on peut modéliser la réponse de chaque aile par un modèle discret 1D à plusieurs degrés de liberté, dans chaque direction (longitudinale et transversale). À partir de la connaissance des paramètres modaux, le déplacement au sein du modèle soumis à une sollicitation  $U_S(t)$  est calculé à partir

	Direction	$f_1$ (Hz)	$\xi_1$ (%)	$f_2$ (Hz)	$\xi_2$ (%)
Aile 1	Longitudinale	3.809	2.70		
	Transversale	4.382	3.10		
	Torsion	5.383	8.50	6.604	4.70
Aile 2	Longitudinale	3.406	2.30		
	Transversale	4.749	3.00		
	Torsion	5.627	3.30	6.677	4.60

TABLE 2.1 – Fréquences  $f$  et amortissements  $\xi$  des deux ailes du collège Gérard Café, évalués par *Frequency Domain Decomposition* (Brincker *et al.*, 2001) à partir des enregistrements de vibrations ambiantes.

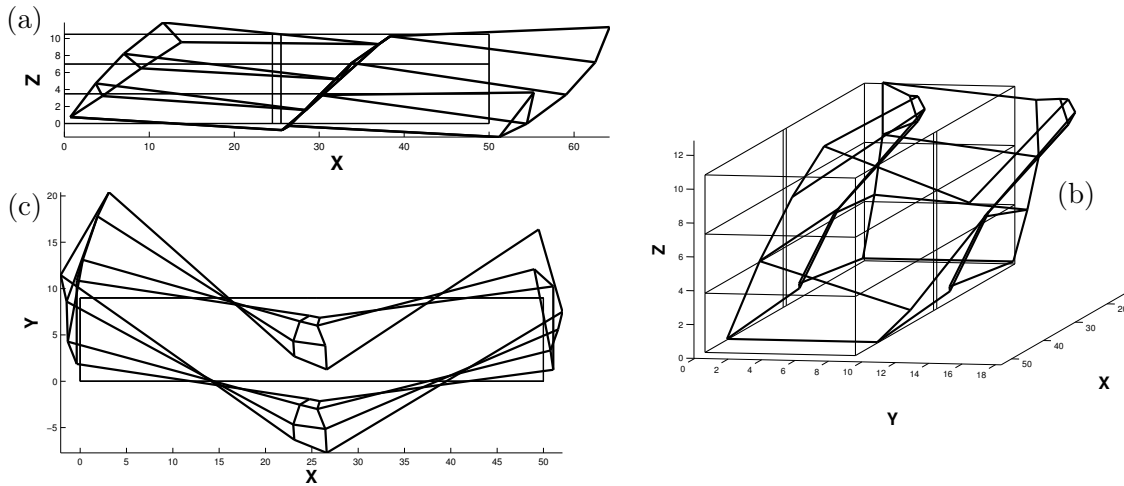


FIGURE 2.4 – Déformées modales de l'aile 1 : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction longitudinale, à  $f = 3.809 \text{ Hz}$ ; (b) 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction transversale, à  $f = 4.382 \text{ Hz}$ ; (c) Mode de torsion (vue du dessus), à  $f = 6.604 \text{ Hz}$ .

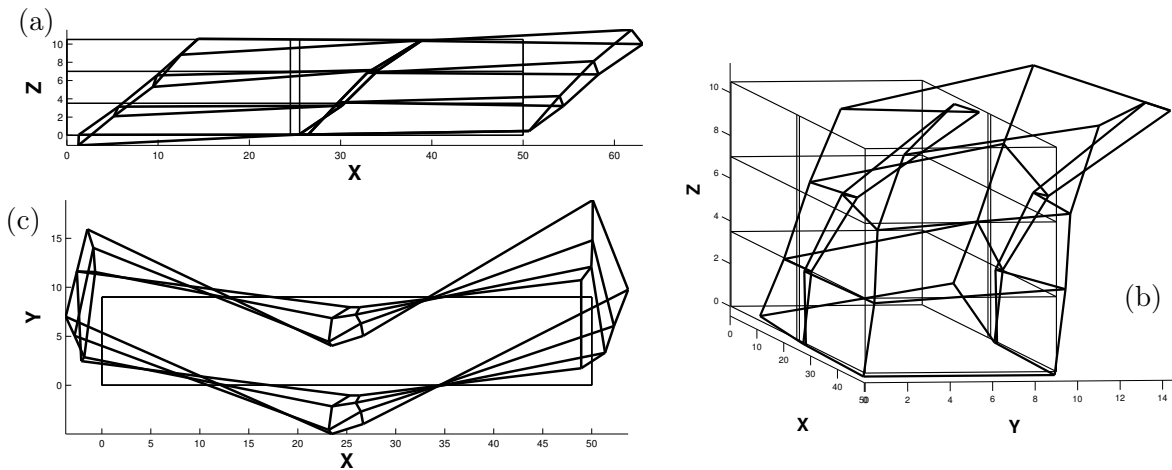


FIGURE 2.5 – Déformées modales de l'aile 2 : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction longitudinale, à  $f = 3.406 \text{ Hz}$ ; (b) 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction transversale, à  $f = 4.749 \text{ Hz}$ ; (c) Mode de torsion (vue du dessus), à  $f = 6.677 \text{ Hz}$ .

de l'équation suivante (Clough et Penzien, 1993) :

$$\{U(t)\} = [\Phi] \{y(t)\} + U_S(t) \quad (2.1)$$

où  $y(t)$  est déterminé à partir de l'intégrale de Duhamel :

$$y(t) = \sum_{j=1}^N \frac{-p_j}{\omega_{Dj}} \int_0^t \ddot{U}_s(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin(\omega_{Dj}(t-\tau)) d\tau \quad (2.2)$$

avec  $\omega_{Dj}^2 = \omega_j^2 (1 - \xi_j^2)$  le carré de la pulsation amortie,  $p_j = \frac{\{\phi_j\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\}} = \frac{\sum_{i=1}^N \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N \phi_{ij}^2}$  le

facteur de participation du  $j^{\text{ème}}$  mode,  $M$  la matrice des masses (diagonale si les masses sont uniformément réparties sur chaque étage),  $N$  le nombre d'étages et  $\Phi$ ,  $\omega$  et  $\xi$  les déformées modales, fréquences et amortissements du bâtiment, respectivement.

L'inconvénient de ce modèle 1D est qu'il ne permet pas de prendre en compte l'effet des modes de torsion et que les comportements dans les deux directions du bâtiment sont considérés indépendants. Cependant, ce modèle permet d'établir des courbes de fragilité pour chaque direction du bâtiment.

### 2.2.3.2 Étape 2 : Définition d'un paramètre de dommage

Afin d'établir des courbes de fragilité, un critère de dommage doit être défini. Pour ce faire, nous utilisons la déformation inter-étage (*Inter Story Drift, ISD*), définie par l'équation 2.3 :

$$\forall i \in [0, N] \quad ISD_i(t) = \frac{D_{i+1}(t) - D_i(t)}{h_i} \quad (2.3)$$

où  $N$  est le nombre total d'étages,  $D_i(t)$  le déplacement de l'étage  $i$  à l'instant  $t$  et  $h_i$  la hauteur du  $i^{\text{ème}}$  étage. La déformation inter-étage est notamment utilisée comme critère d'endommagement dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2003), où des valeurs limites d'*ISD* sont définies pour plusieurs typologies de bâtiments, quatre niveaux de conception parasismique (*Pre Code*, *Low Code*, *Moderate Code* et *High Code*) et quatre niveaux de dommages (« léger », « modéré », « important » et « ruine »).

D'après la présentation du bâtiment (paragraphe 2.2.1), le collège Gérard Café appartient à la typologie Hazus *C2M* (FEMA, 2003). Le bâtiment a été construit en 1970 sans éléments de conception parasismique (*Pre Code*). La valeur limite d'*ISD* pour le niveau de dommage « léger » est alors de  $0.0021 m/m$ .

### 2.2.3.3 Étape 3 : Construction de courbes de fragilité

À partir du modèle modal présenté à l'étape 1, le déplacement inter-étage est estimé à partir d'une base de données d'accélérogrammes. La réponse du bâtiment est calculée à l'aide de l'intégrale de Duhamel (équation 2.2). La valeur de la déformation inter-étage maximale qui a lieu au

cours de chaque séisme est évaluée à partir de la réponse du bâtiment et de l'équation 2.3. Les courbes de fragilité sont ensuite établies selon la méthode de Michel *et al.* (2012) (figure 2.6) :

1. Une courbe de fragilité est établie en fonction d'un indicateur représentant la nocivité des séismes, plus communément appelé mesure d'intensité ( $IM$ ). On classe les accélérogrammes par  $IM$  croissants, suivant l' $IM$  choisi.
2. On définit des classes de  $N_{IM}$   $IM$  consécutifs, où  $N_{IM}$  est le nombre de accélérogrammes composant chaque classe. On choisit  $N_{IM}$  compris entre 10 et 20 afin que les classes soient constituées de suffisamment de données.
3. Pour chaque classe de  $N_{IM}$   $IM$  consécutifs correspondent  $N_{IM}$  accélérogrammes. Pour ces  $N_{IM}$  accélérogrammes, les  $ISD$  maximales sont calculées.
4. Les  $N_{IM}$  valeurs d' $ISD$  sont comparées à la valeur limite définissant le niveau de dommage, ici  $ISD_{lim} = 0.0021 m/m$ . Parmi les  $N_{IM}$  valeurs d' $ISD$ ,  $N_{exceed}$  sont supérieures à la limite  $ISD_{lim}$ . Ainsi, pour cette classe de  $N_{IM}$ , il y a une probabilité égale à  $N_{exceed}/N_{IM}$ , comprise entre 0 et 1, que le bâtiment soit endommagé. Cette probabilité correspond à un point de la courbe de fragilité, avec en abscisse la moyenne des  $N_{IM}$   $IM$ .
5. On réitère ce processus pour toutes les classes de  $N_{IM}$   $IM$  successives.
6. Enfin, une courbe de fragilité est tracée en ajustant l'ensemble des points par la fonction de répartition d'une loi lognormale :

$$P(d > ds)[IM] = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(IM) - \ln(\mu)}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (2.4)$$

où  $ds$  est le niveau de dommage considéré,  $\operatorname{erf}$  la fonction d'erreur,  $\mu$  est la valeur médiane et  $\sigma$  l'écart-type correspondant à la distribution lognormale.

Suivant l' $IM$  utilisé en abscisse des courbes de fragilité, les mouvements du sol sont triés différemment. Pour chaque  $IM$ , on obtient alors un couple  $\{\mu; \sigma\}$  caractérisant la courbe de fragilité. Ainsi la variabilité, définie par le terme  $\sigma$ , peut être différente suivant l'indicateur  $IM$  choisi. L'objectif est alors de choisir l'indicateur apportant la plus faible variabilité. Cette problématique sera également traitée dans les chapitres suivants de cette thèse.

La construction d'une courbe de fragilité nécessite l'utilisation d'une base de données de mouvements du sol. Pour ce faire nous utilisons des accélérogrammes synthétiques, dont la génération fait l'objet de la section suivante (2.2.4).

#### 2.2.4 Base de données d'accélérogrammes synthétiques

Une base de données de mouvements du sol est nécessaire afin d'établir des courbes de fragilité d'après la méthode de Michel *et al.* (2012). Les courbes de fragilité fournissent la probabilité qu'une structure soit endommagée, suivant plusieurs niveaux de dommages. Ainsi des données représentant une large gamme d'amplitudes doivent être utilisées.

Des réseaux tels que les réseaux japonais K-NET et KiK-net mettent à disposition l'ensemble des données enregistrées par leurs stations. Les données collectées sont importantes en nombre, du fait d'une zone sismique active et d'un important réseau de stations (1735) réparties uniformément sur le territoire japonais. De plus, ces données sont accompagnées de métadonnées

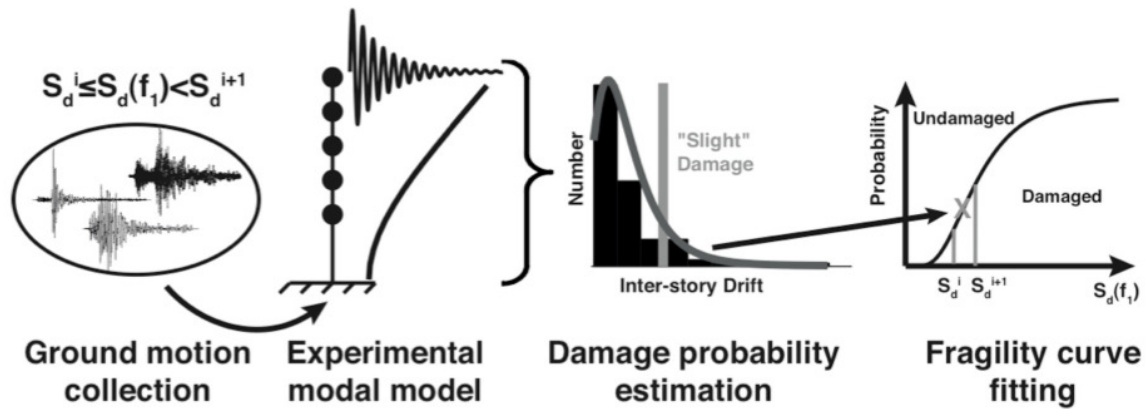


FIGURE 2.6 – Étapes de construction d'une courbe de fragilité. D'après Michel *et al.* (2012).

apportant des informations, telles que les conditions de site au niveau des stations par exemple. Cependant, les distributions des amplitudes maximales enregistrées au niveau des stations (figure 2.7) montrent que la majorité des données enregistrées sont des données d'amplitude faible à moyenne. Par exemple, on dénombre très peu d'enregistrements pour lesquels l'accélération maximale est supérieure à  $1g$  (12 pour le réseau K-NET et 6 pour le réseau KiK-net). Les données des réseaux K-NET et KiK-net utilisées pour tracer ces distributions proviennent des données collectées par Aurore LAURENDEAU dans le cadre de sa thèse. Elles couvrent l'ensemble des données enregistrées jusqu'à fin 2009, dont la distance épacentrale est inférieure à  $150\text{ km}$  pour les séismes de faible magnitude. Pour les séismes de plus forte magnitude, les distances épacentrales conservées varient en fonction de la magnitude. Au total, avec ces critères, 291 745 accélérations horizontales sont disponibles pour le réseau K-NET et 165 816 pour le réseau KiK-net. En particulier, les enregistrements du séisme de Tohoku (11 mars 2011,  $M_W = 9.0$ ), dont les accélérations ont dépassé  $2g$  au niveau de quelques stations, ne font pas partie de ces données.

Le manque de données avec de fortes amplitudes impose l'utilisation d'accélérogrammes synthétiques. Les codes de dimensionnement récents, tel que l'Eurocode 8 (CEN, 2005a) actuellement en vigueur en France, imposent que le dimensionnement des structures nouvelles respecte les actions sismiques de calcul prescrites. Ce mouvement sismique de calcul est défini par la forme de son spectre de réponse en accélération. Il a ainsi été décidé d'utiliser des mouvements du sol respectant cette réglementation.

Il existe des méthodes permettant de générer des mouvements du sol s'ajustant à un spectre cible. Nous avons décidé d'utiliser la méthode SIMQKE développée par Gasparini et Vanmarcke (1976), en la modifiant pour conserver une phase réelle. On décrit dans un premier temps les spectres de réponse définis dans l'Eurocode 8, puis la méthode utilisée pour générer ces accélérogrammes.

#### 2.2.4.1 Spectres de réponse élastique définis dans l'Eurocode 8 (CEN, 2005a)

D'après l'Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

Cet arrêté, en vigueur depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011, a été établi à partir de l'Eurocode 8 (EC8), et

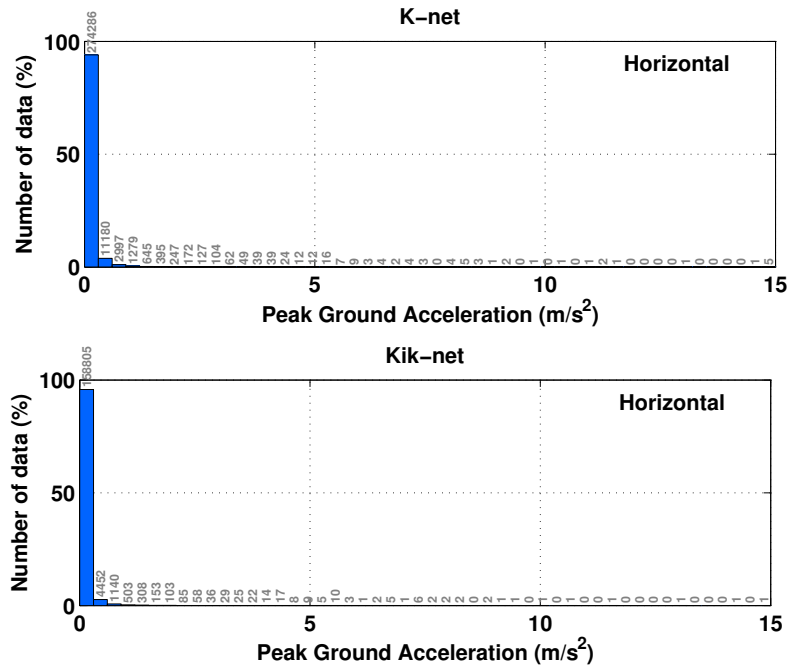


FIGURE 2.7 – Distributions des  $PGA$  de l'ensemble des données des réseaux japonais K-NET (en haut) et KiK-net (en bas), jusqu'à 2009.

plus particulièrement à partir des normes NF EN 1998-1 (CEN, 2005a) et NF EN 1998-3 (CEN, 2005b).

La forme du spectre élastique en accélération  $Se(T)$  (figure 2.8), correspondant au mouvement dû à un séisme en un point donné de la surface du sol, est définie dans l'EC8 par les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : Se(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (2.5a)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : Se(T) = 2.5 a_g S \eta \quad (2.5b)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : Se(T) = 2.5 a_g S \eta \frac{T_C}{T} \quad (2.5c)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : Se(T) = 2.5 a_g S \eta \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (2.5d)$$

Le spectre de réponse élastique dépend donc des paramètres suivants :

**L'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de site rocheux, notée  $a_{gR}$  :**

Les valeurs des accélérations  $a_{gR}$  sont données dans le tableau suivant :

**L'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux, notée  $a_g$  :**

L'accélération  $a_g$  est égale au produit de  $a_{gR}$  par le coefficient d'importance  $\gamma_1$ , c'est-à-dire,  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ . Les valeurs de  $\gamma_1$  sont définies en fonction de la classe des bâtiments et sont données dans le tableau suivant :

Zones de sismicité	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )
1 (très faible)	0.4
2 ( faible)	0.7
3 (modérée)	1.1
4 (moyenne)	1.6
5 (forte)	3.0

Catégorie d'importance	Bâtiments	$\gamma_1$
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple : bâtiments agricoles, etc.	0.8
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1.0
III	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.	1.2
IV	Bâtiments dont l'intégralité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	1.4

**La nature du sol, par l'intermédiaire d'un paramètre  $S$  :** Les valeurs de  $S$  dépendent de la classe de sol. Les classes de sol sont définies dans la norme NF EN 1998-1 en fonction de la célérité moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres ( $V_{S,30}$ ), définie par l'expression suivante :

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.6)$$

où  $h_i$  est l'épaisseur de la  $i^{\text{ème}}$  couche d'un profil de sol d'épaisseur totale 30 m et  $v_i$  est la vitesse moyenne des ondes de cisaillement de la  $i^{\text{ème}}$  couche. Cinq classes de sol – A, B, C, D, E – sont définies en fonction de leur nature. La classe de sol A correspond au sols les plus durs, tels que les rochers, la classe B aux dépôts de sables très denses, graviers ou argiles très raides, la classe C aux dépôts de sables denses ou moyennement denses, de graviers ou d'argiles molles à fermes et la classe D aux dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne ou d'argiles molles à fermes. La classe E est caractérisée par un profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions de classe C ou D d'une épaisseur comprise entre 5 et environ 20 m reposant sur un matériau de classe A. Les valeurs de  $V_{S,30}$  qui définissent chaque classe de sol sont données dans le tableau du paragraphe suivant, ainsi que les valeurs du paramètre  $S$ .

Il existe également deux autres classes de sols, S1 et S2, nécessitant des études spécifiques.

**Les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  :**  $T_B$  et  $T_C$  sont respectivement la limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.  $T_D$  est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant. Les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ , qui dépendent de la classe de sol, sont données dans le tableau suivant :

Classe de sol	$V_{S,30}$ (m)	Pour la zone de sismicité 5				Pour les zones de sismicité 1 à 4			
		$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	> 800	1.00	0.15	0.40	2.00	1.00	0.03	0.20	2.50
B	360–800	1.20	0.15	0.50	2.00	1.35	0.05	0.25	2.50
C	180–360	1.15	0.20	0.60	2.00	1.50	0.06	0.40	2.00
D	< 180	1.35	0.20	0.80	2.00	1.60	0.10	0.60	1.50
E		1.40	0.15	0.50	2.00	1.80	0.08	0.45	1.25

**L'amortissement du bâtiment :**  $\eta$  est un coefficient de correction d'amortissement, pouvant être déterminé par l'expression suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (2.7)$$

où  $\xi$  est le coefficient d'amortissement visqueux de la structure (en %).

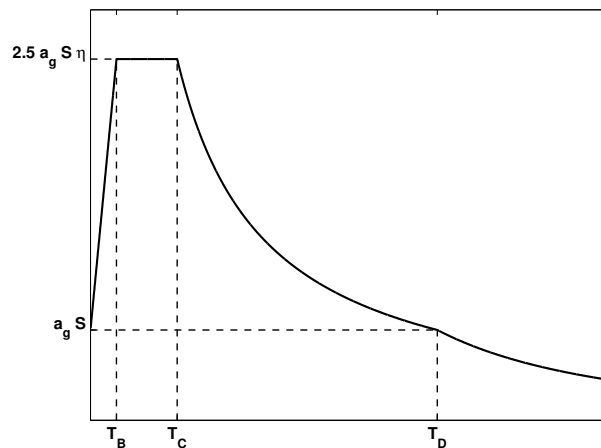


FIGURE 2.8 – Forme du spectre de réponse élastique en accélération défini dans l'Eurocode 8 (CEN, 2005a).

Les valeurs ci-dessus correspondent à la définition des spectres de réponse horizontaux. Dans la suite, nous utiliserons uniquement les accélérographes synthétiques horizontaux. Cependant, dans le but d'obtenir un jeu complet de données pouvant être utilisé pour diverses applications, les composantes verticales ont également été simulées. Dans la direction verticale, les paramètres des spectres de réponse élastique sont résumés dans le tableau suivant, où  $a_{vg}$  est l'accélération verticale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux :

Zones de sismicité	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
1 (très faible) à 4 (moyenne)	0.9	0.03	0.20	2.50
5 (forte)	0.8	0.15	0.40	2.00



### 2.2.4.2 Simulation d'accélérogrammes synthétiques s'ajustant aux spectres réglementaires EC8 par la méthode de Gasparini et Vanmarcke (1976)

Les accélérogrammes synthétiques sont générés à partir de la méthode SIMQKE, basée sur des simulations stochastiques stationnaires, et développée par Gasparini et Vanmarcke (1976). Cette méthode permet de générer des traces temporelles en accélération dont les spectres de réponse sont ajustés à un spectre cible. Pour ce faire, l'accélération est décomposée en une série de sinus, d'après la relation suivante :

$$x(t) = \sum_{i=1}^N A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (2.8)$$

où  $A_i$  et  $\phi_i$  sont l'amplitude et la phase de la  $i^{\text{ème}}$  composante sinusoïdale.

Dans cette méthode, les  $A_i$  sont contrôlés à la fois par l'enveloppe temporelle définie en entrée, et par la densité spectrale de puissance, c'est-à-dire le carré du module de la transformée de Fourier. La densité spectrale de puissance est définie en utilisant la forme analytique proposée dans les travaux de Kanai (1961) et Tajimi (1960) :

$$G(\omega) = \frac{\left[ 1 + 4 \xi_g^2 \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \right] G_0}{\left[ 1 - \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \right]^2 + 4 \xi_g^2 \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2} \quad (2.9)$$

où  $\omega_g$  est la fréquence propre d'une couche de sol,  $\xi_g$  son amortissement radiatif et  $G_0$  son amplitude. Les paramètres de cette densité spectrale de puissance sont ensuite ajustés de manière à ce que le spectre de réponse s'adapte au spectre cible.

Dans la procédure originale de Gasparini et Vanmarcke (1976), on utilise un bruit blanc convolué avec une enveloppe trapézoïdale dans le domaine temporel, et la phase de l'accélérogramme est choisie aléatoirement. Nous avons modifié la version originale en utilisant la phase d'accélérogrammes naturels afin de générer des séismes plus réalistes. Pour ce faire, nous avons sélectionné les signaux du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP ; Péquegnat *et al.*, 2008) correspondant aux critères suivants, de façon à avoir un bon ratio signal sur bruit :

- Magnitude supérieure à 4 ;
- Profondeur inférieure à 10 km ;
- Distance épacentrale inférieure à 40 km ;

Ces critères ont permis de sélectionner 36 enregistrements 3 composantes, correspondant à 18 événements sismiques différents. Pour chaque composante, nous avons simulé un séisme pour chaque zone sismique (5) et pour chaque catégorie d'importance de bâtiment (4). Les classes de sol des stations du RAP enregistrant les 36 signaux ont été conservées pour définir le spectre de réponse cible. Ainsi,  $36 \times 5 \times 4 = 720$  signaux 3 composantes ont été générés (figure 2.9).

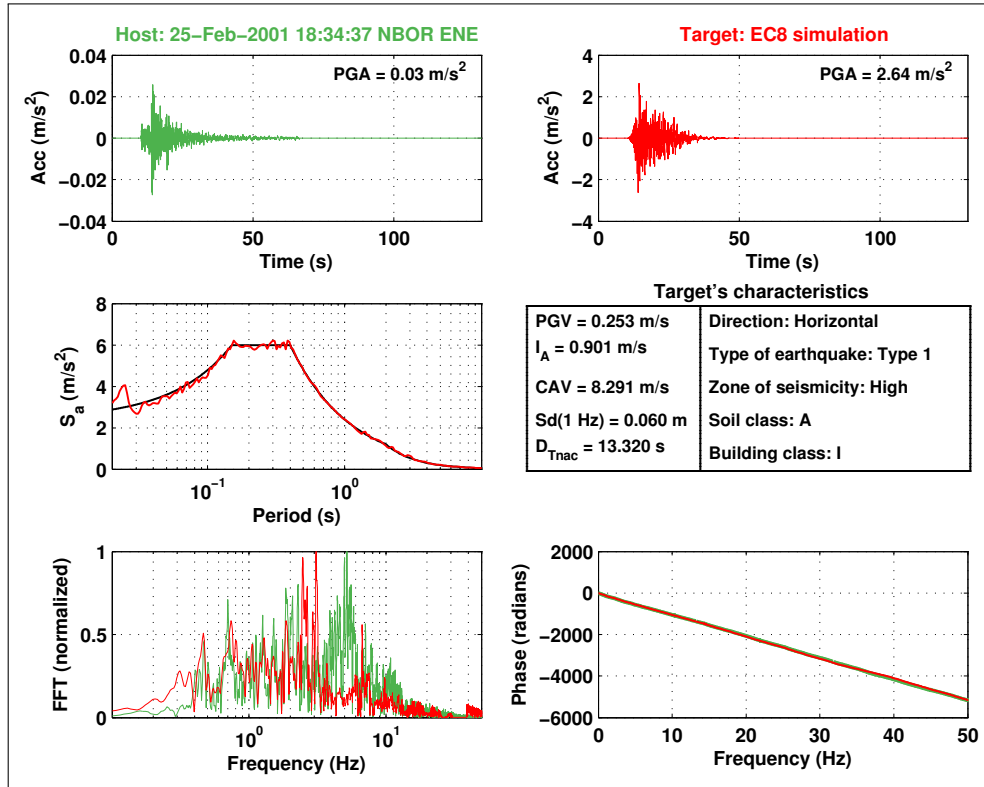


FIGURE 2.9 – Simulation d'un séisme (1<sup>ère</sup> ligne, à droite) s'ajustant au spectre cible (2<sup>ème</sup> ligne, à gauche) par la méthode de Gasparini et Vanmarcke (1976) modifiée. 1<sup>ère</sup> ligne, à gauche : accélération du séisme réel enregistré par le RAP. 2<sup>ème</sup> ligne, à droite : description du spectre cible EC8 et du séisme synthétique. 3<sup>ème</sup> ligne, à gauche : transformées de Fourier des signaux réel (en vert) et simulé (en rouge). 3<sup>ème</sup> ligne, à droite : phase des signaux réel (en vert) et simulé (en rouge).

### 2.2.4.3 Distributions des amplitudes des accélérogrammes synthétiques

Les 720 mouvements du sol générés dans les trois directions, dont les spectres sont ajustés aux spectres de réponse définis dans l'Eurocode 8, apportent une distribution de  $PGA$  peu étendue : les valeurs s'échelonnent en effet de  $0.49$  à  $8.94 m/s^2$ , avec peu de données dépassant  $5.00 m/s^2$  (figure 2.10).

Il est alors envisagé de générer de nouveaux accélérogrammes en affectant un nouveau coefficient  $\gamma_1$ , analogue au coefficient utilisé pour différencier les quatre catégories d'importance des bâtiments, mais qui correspond à des périodes de retour différentes.

Dans l'EC8, les coefficients définissant le spectre réglementaire sont donnés pour un scénario de période de retour  $T_R = 475$  ans. Cette période de retour correspond à une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans : pour une période  $T$ , la probabilité de dépassement d'un phénomène de période de retour  $T_R$  est définie par la relation :  $P_R = 1 - e^{-\frac{T}{T_R}}$ .

On peut également construire ce spectre de réponse pour une période de retour différente, d'après la clause 2.1 (4) de l'EN 1998-1 (CEN, 2005a). Lorsqu'on s'intéresse à l'accélération maximale du sol, il est généralement admis que le taux de dépassement annuel  $H(a_{gR})$  d'un niveau d'accélération  $a_{gR}$  est proportionnel à  $a_{gR}$  :  $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$ . La valeur  $k = 3$  est généralement

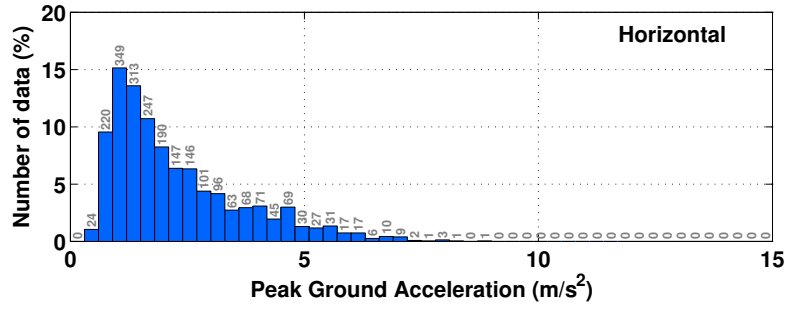


FIGURE 2.10 – Distribution des  $PGA$  des 1440 composantes horizontales des séismes synthétiques s’ajustant aux spectres EC8.

admise, mais elle peut varier entre 2 (voire moins) et 4 suivant les zones de sismicité Douglas *et al.* (2013) fournissant également des valeurs de  $k$  supérieures à 4 pour plusieurs villes situées en France. Pour deux niveaux d’accélération  $a_{gR,1}$  et  $a_{gR,2}$ , le rapport des deux probabilités de dépassement associées  $P_1$  et  $P_2$  vaut environ :  $\frac{P_2}{P_1} \sim \left(\frac{a_{gR,2}}{a_{gR,1}}\right)^{-k}$ .

Ainsi, à partir du spectre de réponse élastique EC8 défini dans la section précédente et correspondant à une période de retour  $T_R = 475$  ans et une probabilité de dépassement  $P_R$  en 50 ans, on peut calculer le spectre de réponse élastique correspondant à une autre période de retour  $T$ , associée à une probabilité de dépassement  $P$  sur la même période de 50 ans, en appliquant un nouveau facteur d’importance  $\gamma_1$ , tel que :  $\gamma_1 \sim \left(\frac{P}{P_R}\right)^{-1/k}$ .

L’EN 1998-1 (CEN, 2005a), la norme relative au dimensionnement des structures, fait référence aux périodes de retour de 475 ans (pour la condition de non-endommagement) et 95 ans (condition de limitation des dommages), cette dernière correspondant à une probabilité de dépassement de 10 % en 10 ans. L’EN 1998-3 (CEN, 2005b), la norme correspondante à l’évaluation et à la rénovation des structures existantes, fait référence à trois périodes de retour : 2475 ans ( $P = 2\%$  en 50 ans), relative à l’état limite proche de l’effondrement ( $NC$ , *Near Collapse*), 475 ans ( $P = 10\%$  en 50 ans), relative à l’état limite du dommage significatif ( $SD$ , *Significant Damage*) et 225 ans ( $P = 20\%$  en 50 ans), relative à l’état limite de limitation des dommages ( $DL$ , *Damage Limitation*).

En utilisant les trois périodes de retour définies dans l’EN 1998-3 (CEN, 2005b), apportant les probabilités de dépassement données ci-dessus et sur une même durée (50 ans), et en utilisant un facteur  $k = 2.3$ , on obtient les trois facteurs d’importance suivant :  $\gamma_{1,NC} = 2.01$ ,  $\gamma_{1,SD} = 1.00$  et  $\gamma_{1,LD} = 0.74$ . La valeur  $\gamma_{1,LD} = 0.74$  apporte cependant des spectres trop proches de ceux obtenus avec  $\gamma_{1,SD} = 1.00$ . On a alors admis une nouvelle condition de limitation des dommages associée à une probabilité de 50 % en 50 ans, correspondante à une période de retour de 72 ans et à une valeur  $\tilde{\gamma}_{1,LD} = 0.50$ .

En résumé, nous avons généré deux nouveaux sets de 720 mouvements du sol 3 composantes en multipliant le spectre cible par les deux coefficients d’importance suivant :

- $\gamma_{1,NC} = 2.00$ , pour un spectre cible évalué pour une période de retour de 2475 ans ( $P = 2\%$

en 50 ans).

- $\tilde{\gamma}_{1,LD} = 0.50$ , pour un spectre cible évalué pour une période de retour de 72 ans ( $P = 50\%$  en 50 ans).

Au total, 2160 mouvements du sol 3 composantes sont à notre disposition, c'est-à-dire 4320 composantes horizontales utiles pour construire les courbes de fragilité. L'association de ces 4320 signaux permet d'obtenir une distribution d'amplitude plus large et suffisante (figure 2.11) : 154 apportent un  $PGA$  supérieur ou égal à  $1g$  et 968 un  $PGA$  supérieur ou égal à  $0.5g$ .

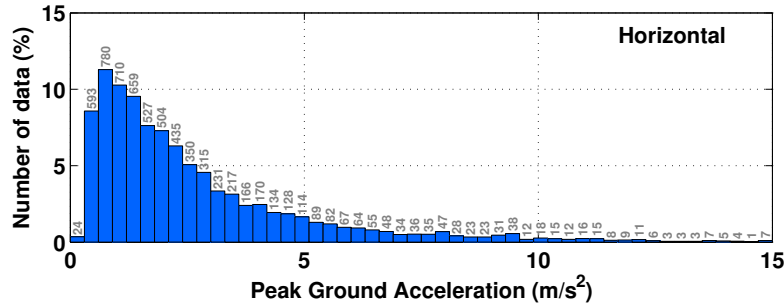


FIGURE 2.11 – Distribution des  $PGA$  des 4320 composantes horizontales des séismes synthétiques s'ajustant aux spectres EC8, pour les périodes de retour suivantes : 72 ans, 475 ans et 2475 ans.

## 2.2.5 Courbes de fragilité

### 2.2.5.1 Influence de la base de données sur les courbes de fragilité

Dans la section 2.2.3, nous utilisons une base de données de mouvements du sol pour établir la courbe de fragilité d'un bâtiment particulier. Dans cette section, nous testons l'influence de la base de données utilisée. Pour ce faire, nous avons représenté les courbes de fragilité d'un bâtiment (l'aile 1 du collège, dans sa direction longitudinale), établies à partir des trois bases de données d'accélérogrammes suivantes (figure 2.12) :

- La base de données de 4320 accélérogrammes synthétiques, simulés à partir de la méthode de Gasparini et Vanmarcke (1976).
- Les séismes enregistrés par les stations du réseau japonais KiK-net, représentant 165 816 signaux.
- Les séismes enregistrés par les stations du réseau japonais K-NET, représentant 291 745 signaux.
- Les séismes enregistrés par les stations des réseaux japonais KiK-net et K-NET, représentant 457 561 signaux.

Sur la figure 2.12 n'est pris en compte que la composante de l'écart-type relative à l'aléa sismique – les composantes relatives à la variabilité provenant du modèle et de la définition des dommages sont identiques quelque soit la base de données utilisée.

Sur la courbe de fragilité établie en fonction du spectre en déplacement  $Sd(f_1, \xi_1)$ , calculé à la première fréquence du bâtiment  $f_1 = 3.809 Hz$  et pour un amortissement  $\xi_1 = 5\%$ , les quatre

courbes de fragilité sont confondues. Sur les courbes de fragilité établies en fonction du  $PGA$ , de la *Cumulative Absolute Velocity* ( $CAV$  ; EPRI, 1988) et de l'intensité d'Arias ( $I_a$  ; Arias, 1970), on observe une différence, à la fois entre les courbes établies à partir de données synthétiques et réelles, mais également entre les courbes établies à partir de données réelles seulement.

Ces différences peuvent être expliquées de la façon suivante :

- Les signaux synthétiques ayant tous la même forme de spectre en déplacement, la variabilité des signaux est inférieure à la variabilité des enregistrements réels (Laurendeau *et al.*, 2012). Ceci entraîne que les écarts-types obtenus dans les courbes de fragilité sont plus faibles.
- Les bases de données de séismes réels ne possèdent pas beaucoup de données d'amplitude importante. Les courbes de fragilité étant tracées en regroupant les signaux par classes de 10 accélérogrammes d'amplitudes équivalentes, on a besoin de beaucoup de signaux d'amplitudes très faible à forte. C'est pourquoi les trois courbes basées sur l'utilisation de séismes réels sont différentes.

Sur la courbe de fragilité exprimée en fonction du  $PGA$ , pour les données réelles (points orange), seules trois classes d'accélérogrammes donnent une probabilité d'endommagement de 1. Sur la courbe exprimée en fonction de  $I_a$ , on dénombre seulement deux classes de 10 accélérogrammes, et aucun sur la courbe exprimée en fonction de la  $CAV$ . Cela signifie que si on choisit les 10 signaux réels ayant la  $CAV$  la plus forte, on n'observe pas une probabilité de dommage égale à 1. Cependant, si on classe les mouvements du sol par valeurs de  $S_d$ , estimé à la première fréquence du bâtiment, beaucoup de classes comprenant 10 signaux apportent une probabilité d'endommagement égale à 1. Dans ce cas, on remarque que la courbe établie à partir des données synthétiques est confondue avec la courbe établie à partir des données réelles.

Enfin, on remarque que les courbes présentent des variabilités différentes suivant l'indicateur choisi pour représenter la nocivité des séismes. En particulier, le spectre en déplacement apporte une variabilité quasi-nulle : quelque soient les accélérogrammes utilisés, une classe de  $S_d$  apporte soit une probabilité d'endommagement nulle, soit une probabilité égale à 1. On peut donc identifier clairement la valeur de  $S_d$  à partir de laquelle il y a endommagement. Ce point sera traité au paragraphe 2.3.4.1 de ce chapitre.

### 2.2.5.2 Courbes de fragilité du collège Gérard Café

Les courbes de fragilité précédentes ne prennent en compte qu'une composante de variabilité, la composante liée à la variabilité de l'aléa sismique. Afin de prendre en compte la variabilité totale, les composantes relatives à l'incertitude sur le modèle de comportement et l'incertitude relative à la définition du dommage doivent être ajoutées. La première composante est étudiée dans la partie suivante. Néanmoins, on peut déjà affirmer qu'elle est très faible. La dernière composante, liée à la définition de l'endommagement, est fournie par la FEMA (2012). Les valeurs de déformations inter-étages limites sont fournies avec une incertitude de 0.400 (notée  $\beta_M$  dans Hazus), quelque soit le niveau de dommage et la typologie de bâtiments.

Une fois ces incertitudes prises en compte, on obtient les courbes de fragilité données sur la figure 2.13, pour les deux ailes du collège, et dans leurs deux directions (*i.e.* une courbe par

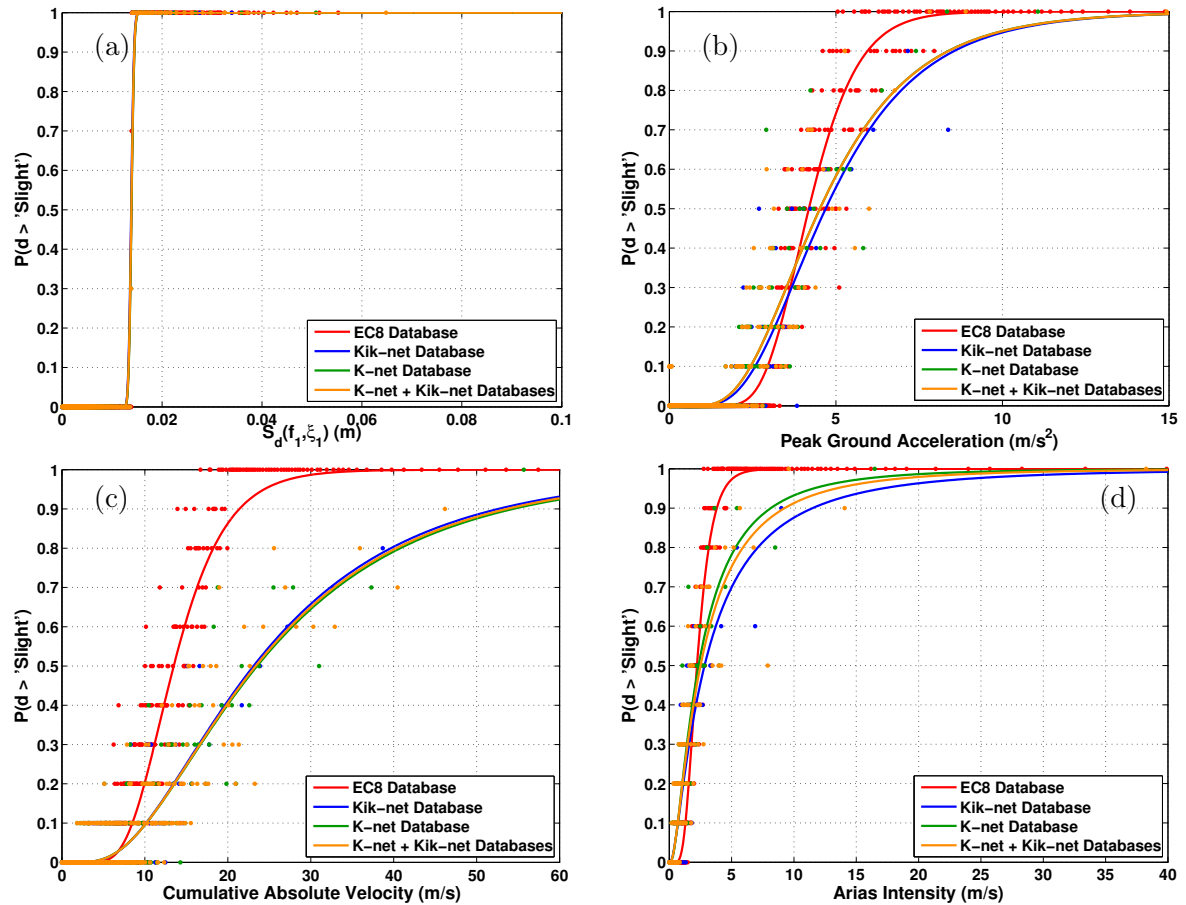


FIGURE 2.12 – Courbes de fragilité de l’aile 1 (direction longitudinale) du collège Gérard Café de la Martinique, pour le niveau de dommage « léger », en fonction de la base de données utilisée : les accélérogrammes synthétiques s’ajustant aux spectres réglementaires EC8 (en rouge), la base de données KiK-net (en bleu), la base de données K-NET (en vert) et l’association des bases de données KiK-net et K-NET (en orange). Les courbes de fragilité sont exprimées en fonction : (a) du  $Sd(f_1, \xi_1)$ ; (b) du  $PGA$ ; (c) de la  $CAV$ ; (d) de l’intensité d’Arias. Sur la figure (a), les quatre courbes sont confondues.

aile et par direction). À partir de cette figure, on observe que l’aile 1 du collège semble être légèrement plus vulnérable que l’autre. Les courbes sont relativement proches. Cependant si on se place à une amplitude  $Sd = 0.02\text{ m}$ , l’aile 1 présente une probabilité d’être endommagée dans sa direction transversale proche de 85 % alors que l’aile 2 ne présente qu’une probabilité d’environ 55 % dans cette même direction.

## 2.2.6 Conclusion

Dans cette partie, nous avons établi des courbes de fragilité de deux bâtiments identiques, à partir d’enregistrements de vibrations ambiantes. Ces enregistrements ont permis de mettre en place un modèle de comportement par bâtiment, basé sur les caractéristiques réelles des bâtiments (fréquences, déformées modales et amortissements).

Les courbes de fragilité ont été établies en utilisant 4320 accélérations horizontales dont les spectres en accélération s’ajustent aux spectres de réponse réglementaires définis dans l’Euro-

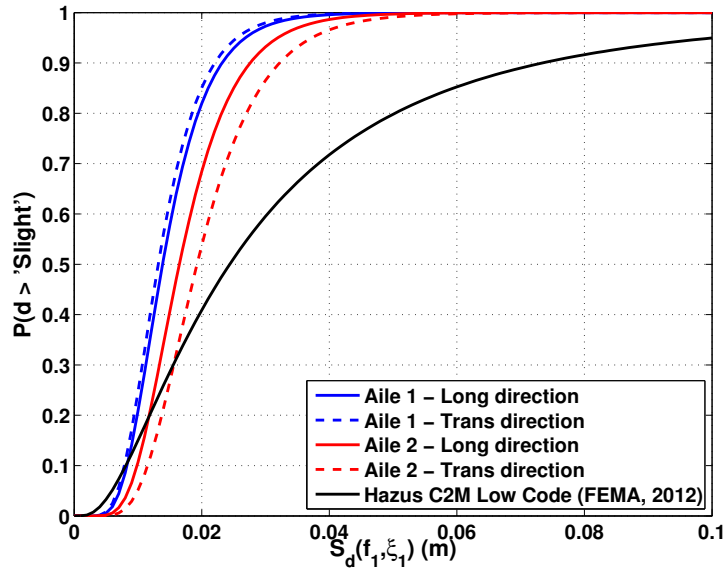


FIGURE 2.13 – Courbes de fragilité pour le niveau de dommage « léger » pour les deux ailes du collège Gérard Café (aile 1 en bleu et aile 2 en rouge), dans leurs directions longitudinale (trait continu) et transversale (trait en pointillés). On donne également la courbe de fragilité Hazus associée à la typologie C2M Low Code.

code 8 (CEN, 2005a). Cette base de données d'accélérogrammes synthétiques, même si elle ne représente pas totalement la variabilité naturelle du mouvement sismique (Laurendeau *et al.*, 2012), fournit des courbes de fragilité proches de celles obtenues à partir de données réelles. Ces courbes sont même confondues lorsque le spectre en déplacement évalué à la fréquence du bâtiment  $S_d(f_1, \xi_1)$  est utilisé pour caractériser le mouvement du sol. Cette base de données a l'avantage de présenter des amplitudes s'échelonnant sur une large gamme de valeurs. Elle pourra donc être utilisée pour estimer la probabilité d'endommagement pour les niveaux de dommages supérieurs, alors que les données réelles sont insuffisantes pour estimer ces probabilités.

Les deux ailes du collège Gérard Café du Marin, qui sont identiques, ont subi des dégâts lors du séisme du 29 novembre 2007 ( $M_W = 7.4$ ). Cependant, les courbes de fragilité montrent qu'une des deux ailes présente une probabilité d'endommagement légèrement supérieure, ce qui signifie qu'elle a subi davantage de dommages durant ce séisme. À partir de ce constat, il est alors possible, à la suite d'un séisme, d'effectuer une série de mesures de vibrations ambiantes et d'établir si une structure a été endommagée pendant le séisme, *i.e.* si elle présente désormais une probabilité plus forte d'être endommagée pour un niveau d'amplitude équivalent, du fait de sa fragilisation. On introduit alors la notion de vulnérabilité temporelle, c'est-à-dire qui évolue au cours du temps, et qui est ajustable à partir des enregistrements *in situ*. Cependant, ceci implique d'avoir réalisé une série de mesures dans le bâtiment avant qu'un séisme ne survienne.



---

## 2.3 Modélisation linéaire d'un bâtiment à partir de mesures in situ et estimation de la variabilité liée aux courbes de fragilité

### Résumé

Les enregistrements in situ réalisés dans une structure de génie civil permettent d'obtenir les caractéristiques modales, à savoir fréquences propres, déformées et amortissements. Lorsque les mesures sont insuffisantes pour obtenir les déformées, la connaissance des deux premières fréquences propres permet de modéliser le bâtiment suivant un modèle de poutre théorique pour représenter le comportement dynamique de celui-ci. La comparaison des enregistrements en haut du bâtiment avec les simulations, à l'aide des critères proposés par [Anderson \(2004\)](#) pour comparer des accélérogrammes, apporte des résultats convaincants pour valider le modèle proposé. Le modèle est ensuite utilisé pour estimer la vulnérabilité sismique du bâtiment selon la méthode de [Michel et al. \(2012\)](#). Dans un premier temps, on se propose d'identifier les incertitudes qui entrent en jeu dans l'établissement des courbes de fragilité pour, dans un deuxième temps, fournir des courbes de fragilité basées sur les mesures in situ. Ces variabilités ont été identifiées comme provenant de trois sources différentes : (1) une incertitude provenant de l'aléa sismique, relative à un indicateur de nocivité et identifiable à partir d'une base de données de mouvements sismiques ; (2) une incertitude liée au modèle et à la variation de fréquences et d'amortissements au sein de celui-ci ; enfin, (3) une incertitude liée au seuil d'intégrité du niveau de dommage, relative à l'indicateur d'endommagement choisi.

**Using experimental data for reducing the uncertainties of the fragility curves for existing buildings: the BRD Tower (Bucharest - Romania) case study.**

PERRAULT, M., GUÉGUEN, P., ALDEA, A., and DEMETRIU, S.

Submitted for publication in *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.

### Abstract

The lack of knowledge on the existing buildings and on the relationships between the seismic intensity parameters and the damage state leads to a large variability of the fragility curves used for seismic vulnerability analysis. This paper aims at investigating and estimating the uncertainties of the fragility curves based on experimental data and simplified models. A 3-step methodology is applied, (1) adjusting the model to experimental modal analysis, based on Timoshenko beam model and following Anderson's criteria ([Anderson, 2004](#)), (2) computing the response of the structure to a large set of accelerograms simulated by SIMQKE software and for which 13 ground motion parameters are computed in order to test the noxiousness of the input motion, and (3) building the fragility curves by compared the inter-story drift computed and provided by Hazus methodology for defining the damage state. The building tested is the RC-shear walls BDR tower in Bucharest (Romania), having a permanent instrumentation. The uncertainty related to the seismic hazard was assessed to 0.019 when  $Sd(f_1)$  is considered as seismic intensity parameter and the uncertainty related to the model is assessed to 0.028. These



values must be compared to the total uncertainty of about 0.7 provided in the Hazus methodology.

**Keywords** Vulnerability, fragility curves, uncertainties, slight damage, Timoshenko model, Bucharest

### 2.3.1 The BRD tower

The BRD-Société Générale Bank high-rise building (Fig. 2.14) has been designed and realized in 2001-2003 according to the provisions of Romanian seismic design code P100-92. It is an office building with a dual reinforced concrete structure (inner shear-wall tube and perimeter frames), with 3 underground stories, a ground floor and 18 stories (Mironescu *et al.*, 2003). The plane dimensions are of about 26 *m* on the transversal (T) direction and 54 *m* on the longitudinal (L) direction. The tower has 74 *m* height. Based on PS logging measurements, the average shear wave velocity over the upper 30 *m* at BRD Tower site is  $V_{S,30m} = 284\text{m/s}$  (Aldea *et al.*, 2006), that corresponds to Eurocode 8 ground type C (deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of meters,  $V_{S,30m} = 180\text{--}360\text{ m/s}$ ). The average shear wave velocity over 110 *m* depth is 354 *m/s*.

The building seismic instrumentation was installed in 2003 within the Japan International Cooperation Agency (JICA) Technical Cooperation Project with Romania (Aldea *et al.*, 2006; JICA, 2007). The instrumentation consists of one acquisition station (K2, Kinometrics) with two tri-axial acceleration sensors (Episensor FBA ES-T, Kinometrics), one sensor at the top of the building (+ 69.6 *m*) and the other one on the foundation slab, at the third underground level, – 9.3 *m*). The sensors are located in an almost central position near the inner shear-wall tube, and the top and basement sensors are on the same vertical axis of the building (Aldea *et al.*, 2007).

Since the instrumentation started, several earthquakes have been recorded in the building. The list of recorded earthquakes used in this paper is given in Table 2.2. The largest earthquake is the 10/27/2004 ( $M_W = 6.0$ ) earthquake, coming from the Vrancea subcrustal source region (focal depth between 60 *km* and 170 *km*), located at about 110-140 *km* North-East. Additional moderate to strong crustal events are also considered herein.



Figure 2.14: BRD instrumented building – headquarters of BRD – Société Générale Bank in Romania.

No.	Date	Local Magnitude ( $M_l$ )	Epicentral distance ( $km$ )	Focal depth ( $km$ )	$PGA$ ( $cm/s^2$ )	$PTA$ ( $cm/s^2$ )	$PGV$ ( $cm/s$ )	$PTV$ ( $cm/s$ )	$PGD$ ( $cm$ )	$PTD$ ( $cm$ )	$I_a$ ( $cm/s$ )	$CAV$ ( $cm/s$ )	$D_{Tnac}$ ( $s$ )
01	21 Jan 2004	4.1	130	118	1.315	3.045	0.039	0.124	0.004	0.027	0.051	1.869	9.96
02	07 Feb 2004	4.4	148	146	0.906	2.738	0.033	0.109	0.003	0.029	0.024	1.601	38.63
03	10 Jul 2004	4.3	123	150	1.597	2.786	0.070	0.155	0.005	0.016	0.085	2.366	11.72
04	27 Sep 2004	4.6	139	166	4.942	2.174	0.350	0.760	0.029	0.081	1.326	8.707	13.04
05	27 Oct 2004	6.0	163	99	36.853	69.432	2.251	5.239	0.231	0.528	68.325	99.365	28.40
06	17 Nov 2004	4.4	152	127	0.781	2.089	0.027	0.094	0.004	0.029	0.016	1.441	51.64
07	14 May 2005	5.2	139	144	5.063	14.734	0.312	0.965	0.041	0.136	1.129	9.699	20.80
08	18 Jun 2005	5.0	162	135	6.033	15.697	0.298	1.024	0.030	0.083	1.267	8.742	11.29
09	08 Sep 2005	4.3	121	140	0.765	1.425	0.036	0.077	0.004	0.016	0.028	1.571	14.14
10	13 Dec 2005	4.8	158	144	7.671	28.004	0.311	1.115	0.025	0.091	1.862	10.553	12.99
11	18 Dec 2005	3.7	107	60	1.079	3.389	0.031	0.112	0.002	0.012	0.064	2.161	12.97
12	16 Feb 2006	4.1	147	130	0.883	2.101	0.024	0.078	0.002	0.009	0.016	1.139	12.64
13	06 Mar 2006	4.8	142	145	0.999	3.470	0.060	0.186	0.005	0.084	0.067	2.769	17.17
14	23 Sep 2006	4.3	124	131	0.673	2.048	0.029	0.095	0.003	0.016	0.016	1.235	21.94
15	17 Jan 2007	4.3	126	120	2.243	4.680	0.081	0.193	0.006	0.013	0.107	2.236	11.91
16	14 Feb 2007	4.2	121	159	0.833	1.545	0.030	0.076	0.004	0.012	0.023	1.336	12.08
17	11 Feb 2008	4.0	132	100	1.464	3.395	0.043	0.115	0.002	0.007	0.034	1.341	7.95
18	25 Apr 2009	6.0	143	101	13.241	37.505	0.551	2.298	0.106	0.330	6.940	21.988	13.58
19	27 May 2009	4.4	139	145	1.875	4.601	0.054	0.178	0.005	0.014	0.072	2.235	17.39
20	20 Jun 2009	3.7	43	14	0.620	1.635	0.027	0.091	0.003	0.022	0.023	1.557	15.91
21	05 Aug 2009	5.5	243	1	1.416	4.604	0.125	0.437	0.024	0.067	0.647	10.812	31.39
22	22 Oct 2009	3.7	140	157	0.588	1.316	0.034	0.064	0.003	0.025	0.016	1.115	21.83
23	26 Dec 2009	4.0	153	102	2.067	4.840	0.050	0.124	0.002	0.017	0.085	2.015	8.46
24	25 Feb 2010	3.7	133	105	1.148	2.150	0.026	0.071	0.004	0.028	0.021	1.364	34.79
25	08 Jun 2010	4.5	130	113	3.538	7.545	0.129	0.336	0.009	0.018	0.283	3.700	7.71

Table 2.2: Description of the events recorded in the BRD Tower between 2004 and 2010. Magnitude, localization (*i.e.* epicentral distances) and focal depths are provided by the Romanian National Institute for Earth Physics (NIEP). The peak ground acceleration ( $PGA$ ), the peak ground velocity ( $PGV$ ), the peak ground displacement ( $PGD$ ), the Arias intensity ( $I_a$ ), the cumulative absolute velocity ( $CAV$ , computed without any threshold) and the Trifunac Duration ( $D_{Tnac}$ ) are computed from the records at the bottom of the BRD Tower; the peak top acceleration ( $PTA$ ), the peak top velocity ( $PTV$ ) and the peak top displacement ( $PTD$ ) from the records at the top.

### 2.3.2 Method

Usually, a fragility curve is given as the conditional probability  $P[D = j|i]$  that a building exceeds a given damage state  $j$  for a given level of seismic input  $i$ . Hazus methodology (FEMA, 1999) provides fragility curves for several classes of buildings and damage levels: slight, moderate, extensive and complete. In the literature, several functions exist for assessing the seismic vulnerability using empirical (Spence *et al.*, 1992; Orsini, 1999) or analytical (Onose, 1982; Singhal et Kiremidjian, 1997) approaches. A critical review of the existing fragility curves can be found in Rossetto et Elnashai (2003). They are usually expressed by the cumulative distribution function of a normal (Spence *et al.*, 1992) or most often lognormal (FEMA, 1999; Milutinovic et Trendafiloski, 2003; McGuire, 2004) distribution. In this paper, a lognormal distribution is used, characterized by a median value  $\mu$  and the corresponding lognormal standard deviation  $\sigma$ , such as:

$$P(d > ds)[A] = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(A) - \ln(\mu)}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (2.10)$$

where  $ds$  is the damage level,  $A$  a measure of the seismic intensity used as the seismic demand,  $\operatorname{erf}$  the error function,  $\mu$  the median value and  $\sigma$  the standard deviation of the lognormal distribution.

Building empirical vulnerability functions or fragility curves often face with the lack of observational data for the highest ranges of ground shaking, giving large uncertainties. Kappos *et al.* (2006) bypassed this difficulty by proposing a hybrid method, mixing empirical approaches and expert judgments for the moderate shaking, and nonlinear analysis for the highest intensities. Nevertheless, the second step requires a relevant definition of the building model, that remains difficult for a single existing building.

Moreover, in the Hazus (FEMA, 1999) and Risk-UE (Milutinovic et Trendafiloski, 2003) philosophies, fragility curves are given for a class of structures rather than a single building, and epistemic uncertainties are then included in the total variability. Michel *et al.* (2012) divided the standard deviation  $\sigma$  of the fragility curve in three parts:  $\sigma_{mod}$  corresponding to the lack of knowledge of the model or the differences of behavior within the same class,  $\sigma_{haz}$  related to the seismic ground motion, *i.e.* due to the selection of the seismic intensity parameter providing the lesser variability of the building response, and finally  $\sigma_{dam}$  related to the thresholds characterising the lower boundary of each damage state. Assuming their independence, the total variance  $\sigma^2$  is given by:

$$\sigma^2 = \sigma_{mod}^2 + \sigma_{haz}^2 + \sigma_{dam}^2 \quad (2.11)$$

A complete description of the method can be found in Michel *et al.* (2012).

This method implements a three-step procedure. The first step consists in adjusting the elastic multi-degree-of-freedom MDOF model obtained by testing. The second step is the MDOF seismic response assessment using a linear approach based on the Duhamel's integral for a large number of time history input motion, regularly distributed within a wide range of seismic intensity. Finally, the third step consists in computing for each range the number (or the probability) to overpass the damage threshold corresponding to the slight damage. Only slight damage is considered here since elastic-linear model is used, Michel *et al.* (2012) considering the elastic domain as valid until the end of the undamaged state of the structure. The three steps are

described hereafter in the sections 3.1 to 3.3 and applied to the BRD Tower in the following sections.

### 2.3.2.1 Step 1. The building model

In this paper, the Frequency Domain Decomposition (FDD) technique (Brincker *et al.*, 2001; Michel *et al.*, 2008, 2010a) is applied to the earthquake data in order to estimate the frequencies of the building. FDD is a non-parametric method, *i.e.* no a priori information of the building model is needed. It consists in computing the Fourier spectra of the cross-correlation matrix of simultaneous recordings. Brincker *et al.* (2001) showed that the Power Spectra Density obtained can be decomposed into singular vectors (*i.e.* an estimate of the mode shapes  $\Phi$ ) and scalar singular values (*i.e.* the resonance frequencies). This method was applied with success to earthquake data (Ventura *et al.*, 1995; Michel *et al.*, 2008, 2010a) and comparison with numerical modelling (Turek *et al.*, 2006; Michel *et al.*, 2008, 2010a) showed the efficiency of this method.

Twenty-five accelerograms recorded at the bottom and at the top of the building have been processed with the FDD method. Three sets of accelerograms have been considered (Table 2.3), depending on the magnitude of the peak ground acceleration (PGA):

- Set 1: records with  $PGA < 3.5 \text{ cm/s}^2$ , corresponding to 18 earthquakes;
- Set 2: records with  $PGA > 3.5 \text{ cm/s}^2$ ; corresponding to 7 earthquakes;
- Set 3: one single record with  $PGA = 36.8 \text{ cm/s}^2$  and corresponding to the strongest ground motion recorded since the building has been instrumented (2004/10/27 earthquake,  $M = 6.0$ ).

Table 2.3 provides the results of the modal analysis. Same values are obtained whatever the level of shaking, so we can consider that the behavior of the building remains elastic. As the first set corresponds to the smallest intensities, the frequencies will be considered as characterizing the elastic response of the BRD in the following. The frequencies of horizontal translations are  $f_{1T} = 1.111 \text{ Hz}$ ,  $f_{2T} = 4.565 \text{ Hz}$ ,  $f_{1L} = 1.477 \text{ Hz}$  and  $f_{2L} = 5.823 \text{ Hz}$ , in the transverse (T) and longitudinal (L) directions, respectively, for the first (1) and second (2) modes, in agreement with previous results (Aldea *et al.*, 2007).

	Transversal direction		Longitudinal direction	
	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
Set 1 – $PGA < 3.5 \text{ cm/s}^2$	1.111	4.565	1.477	5.823
Set 2 – $PGA > 3.5 \text{ cm/s}^2$	1.086	4.407	1.501	5.811
Set 3 – 10/27/2004 Earthquake	1.074	4.419	1.501	5.872

Table 2.3: Experimental frequencies of the BRD Tower evaluated by applying Frequency Domain Decomposition on the three sets of earthquakes.

Based on the  $f_2/f_1$  ratio, a theoretical continuous beam model can be obtained (Clough *et al.* Penzien, 1993):  $f_n = (2n - 1).f_1$  and  $f_n = ((2n - 1)/1.194)^2.f_1$  for the shear and the bending beam, respectively. In practice, real buildings have frequency series often in-between these two models, resulting from the design of the structure associating shear and bending behavior. In this paper, the Timoshenko beam model is used (Boutin *et al.*, 2005). The equation of the behavior

becomes (Hans, 2002):

$$EI \frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} + \frac{EI}{K} m \omega^2 \frac{\partial^2 \Phi(x)}{\partial x^2} - m \omega^2 \Phi(x) = 0 \quad (2.12)$$

where  $EI$  and  $K$  correspond to the bending and shear stiffness, respectively. A dimensionless parameter  $C$  is introduced as the ratio between the bending and the shear behavior (Hans *et al.*, 2005; Michel *et al.*, 2006):

$$C = \frac{EI}{KL^2} \quad (2.13)$$

where  $L$  is the pseudo-length of the beam ( $L = \frac{H}{2\pi}$ , with  $H$  the length of the beam). Once the frequency ratio  $f_k/f_1$  obtained, the Timoshenko parameter  $C$  can be obtained using the following formula:

$$\frac{f_k}{f_1} = \frac{\delta_k^2 \sqrt{1 + \delta_1^2 C}}{\delta_1^2 \sqrt{1 + \delta_k^2 C}} \quad (2.14)$$

where  $\delta_k$  are a series of dimensionless wave numbers ( $\delta_k \approx 2k + 1$  for  $k \geq 2$ ).

Finally, knowing the  $\delta_k$  series and the parameter  $C$ , the theoretical mode shapes are expressed as follows (Hans, 2002):

$$\begin{aligned} \Phi_k(x) = & \frac{\delta_k^4}{1 + C\delta_k^2} \left[ \frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \sinh\left(\frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi}{2}\right) + \delta_k \sin\left(\delta_k \frac{\pi}{2}\right) \right] \left[ \cosh\left(\frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi x}{2H}\right) - \sin\left(\delta_k \frac{\pi x}{2H}\right) \right] \\ & - \left[ \delta_k^2 \cosh\left(\frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi}{2}\right) + \frac{\delta_k}{1 + C\delta_k^2} \cos\left(\delta_k \frac{\pi}{2}\right) \right] \left[ \frac{\delta_k^3}{(1 + C\delta_k^2)^{3/2}} \sinh\left(\frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi x}{2H}\right) - \delta_k^3 \sin\left(\delta_k \frac{\pi x}{2H}\right) \right] \end{aligned} \quad (2.15)$$

For  $C = 0$ , the Timoshenko beam corresponds to a pure bending beam, whereas for  $C = +\infty$ , it corresponds to a pure shear beam (Fig. 2.15). According to Boutin *et al.* (2005), a structure can be considered having the same behavior as a pure bending beam if  $C < 0.05$  and the same behavior as a pure shear beam if  $C > 5$ . Comparison made by Boutin *et al.* (2005) and Michel *et al.* (2006) confirm the reliability of the Timoshenko model compared to that obtained by ambient vibrations on existing buildings using OMA techniques. Perrault et Guéguen (2010) examined also the efficiency of this model for computing the experimental fragility curves.

In our case, the BRD-Tower corresponds to Timoshenko models  $C_T = 0.159$  and  $C_L = 0.195$ , in the transverse and longitudinal directions, respectively. The shear effect is more important than the bending effect, also confirmed by the mode shapes (Fig. 2.16). In this paper, two MDOF models are defined taking into account the frequency ratios in both horizontal directions and using Eq. 2.15.

### 2.3.2.2 Step 2. The MDOF building response

Under assumption of building having regular mass and stiffness distribution, the BRD-Tower is modelled using one MDOF-1D linear lumped mass model for each of the transverse and longitudinal directions. Knowing the modal parameters, *i.e.* frequencies, damping and mode shapes, the displacement vector  $\{U(t)\}$  at each floor of the structure is computed for any ground

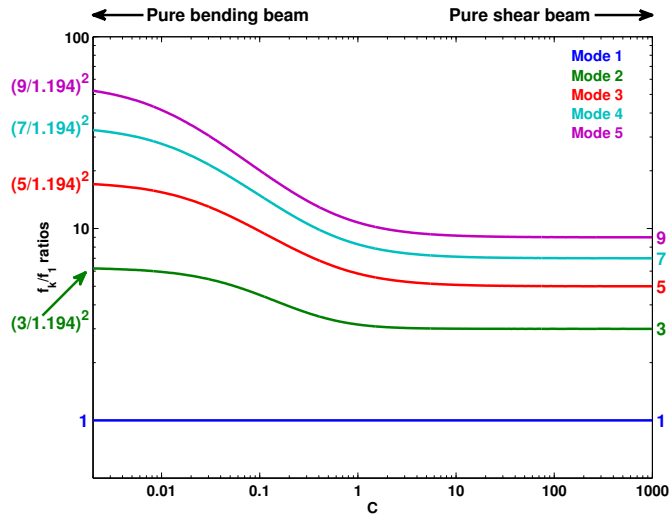


Figure 2.15: Ratios  $\frac{f_k}{f_1}$  according to the value of  $C$ .

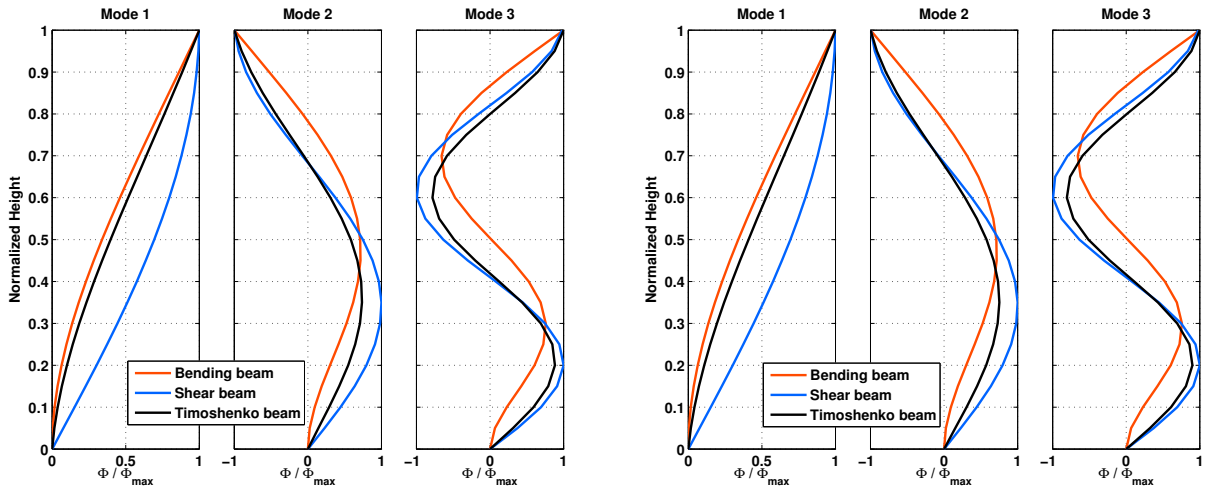


Figure 2.16: The three first mode shapes of the Timoshenko model (black lines) of the BRD-Tower, in the transversal direction (left), for which we obtained  $C_T = 0.159$ , and the longitudinal direction (right), for which we obtained  $C_L = 0.195$ . The mode shapes of the pure bending beam and the pure shear beam are also plotted (red and blue lines, respectively). The mode shapes of both T and L Timoshenko models are very similar to each other because  $C$  values are very close.

motion displacement vector  $\{U_s(t)\}$  using the equation (Clough et Penzien, 1993):

$$\{U(t)\} = [\Phi] \{y(t)\} + U_s(t) \quad (2.16)$$

where  $y(t)$  is determined using the Duhamel integral:

$$y(t) = \sum_{j=1}^N \frac{-p_j}{\omega_{Dj}} \int_0^t \ddot{U}_s(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin(\omega_{Dj}(t-\tau)) d\tau \quad (2.17)$$

with  $\omega_{Dj}^2 = \omega_j^2 (1 - \xi_j^2)$  the damped angular frequency,  $p_j = \frac{\{\phi_j\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\}}$  the participation factor of the mode  $j$ ,  $M$  the regular mass matrix,  $N$  the number of storeys and  $\Phi$ ,  $\xi$  and  $\omega$  the mode shapes, damping ratios and frequencies of the building, respectively.

By this way, higher modes are accounted for the building response and no additional information on mass and rigidity distributions are required. Michel *et al.* (2008, 2010a, 2012) tested the efficiency of this approach compared to real data or numerical modelling for reproducing the elastic building motion under moderate shaking, even though the 3D behavior including torsion mode and the soil-structure interaction effects are not included in the model. In this paper, damping ratio was obtained by adjusting synthetic to real data according to the Anderson's criteria (Anderson, 2004) and discussed in the following section.

### 2.3.2.3 Step 3. The fragility curves

In the literature, several different measures of seismic intensity for input motion are considered as being well correlated with damage (*e.g.* Cabañas *et al.*, 1997; Wald *et al.*, 1999). In this paper, thirteen different ground motion parameters *IM* (*i.e.* intensity measures) for the fragility curves have been considered: the peak ground acceleration (*PGA*), velocity (*PGV*) and displacement (*PGD*), the spectral displacement [ $Sd(f_1, \xi_1), Sd(f_2, \xi_2)$ ], velocity [ $Sv(f_1, \xi_1), Sv(f_2, \xi_2)$ ] and acceleration [ $Sa(f_1, \xi_1), Sa(f_2, \xi_2)$ ], at the first (1) and second (2) modal frequencies, the Arias Intensity (*Ia*; Arias, 1970), the Housner Intensity (*Ih*; Housner, 1952), the Trifunac and Brady duration ( $D_{Tnac}$ ; Trifunac et Brady, 1975b) and the Cumulative Absolute Velocity (*CAV*; EPRI, 1988).

Seismic input motions have been generated using SIMQKE procedure (Gasparini et Vanmarcke, 1976), taking several classes of EC8 response spectra (CEN, 2005a) as target. By this procedure, a wide range of seismic demand (from weak to strong) was obtained, a key condition for constructing continuous fragility curve. In the original code, a white-noise time series is filtered with a trapezoidal envelop in time. The phase of the output time histories is chosen randomly. In a previous study (Perrault et Guéguen, 2010), we modified the original version by using natural phase accelerograms for having a more realistic output time histories. Natural accelerograms were selected from the French Accelerometric Network database (RAP, Péquegnat *et al.*, 2008), corresponding to moderate seismic prone region, with the same range of magnitude and distance than Romania. Only data corresponding to earthquakes with magnitude  $M > 4$ , focal depth lesser than 10 *km*, and recorded at epicentral distances smaller than 40 *km* were selected, corresponding to 18 events and 36 recordings. For each component, 32 synthetic ac-



---

celerograms were generated, with target spectra defined in the Eurocode 8 and corresponding to:

1. the four classes of buildings (*i.e.* class I: buildings of minor importance for public safety; class II: ordinary buildings, not belonging in the other categories; class III: buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse; class IV: buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance;
2. the four French zones of seismicity (*i.e.* zone 2: low seismicity, with a peak ground acceleration  $a_g$  such as  $0.7 \text{ m/s}^2 \leq a_g < 1.1 \text{ m/s}^2$ ; zone 3: moderate seismicity, with  $1.1 \text{ m/s}^2 \leq a_g < 1.6 \text{ m/s}^2$ ; zone 4: medium seismicity, with  $1.6 \text{ m/s}^2 \leq a_g < 3.0 \text{ m/s}^2$ ; zone 5: high seismicity, with  $3.0 \text{ m/s}^2 \leq a_g$ ),
3. the two types of earthquakes (*i.e.* type 1 earthquakes corresponding to moderate to high seismic regions (with a surface magnitude  $M_S > 5.5$ ) and type 2 earthquakes corresponding to low seismic regions ( $M_S < 5.5$ ) and near field earthquakes).

Site conditions of the RAP stations were kept for the soil class of the target response spectra. A total of 2304 synthetics are finally considered in this paper. A comparison of method for providing accelerogram for earthquake engineering application are given in [Laurendeau \*et al.\* \(2012\)](#).

Finally, the damage is computed based on the [FEMA \(2003\)](#) document which provides, by building class, thresholds of each damage state based on the inter-story drift (ISD) limit. ISD is computed as the relative displacement of one story divided by the story height. For each range  $i$  of  $IM$  [ $IM_i, IM_{i+1}$ ], we considered at least 20 samples.  $ISD$  was computed using the Timoshenko model (Eq. 2.15) and the Duhamel's integral (Eq. 2.17). The number of runs exceeding the drift limit corresponding to FEMA slight damage  $ds$  leads then to the probability  $P[d \geq \text{"slight"}]$ . Finally, the process is repeated for all [ $IM_i, IM_{i+1}$ ] intervals and the fragility curve is obtained by fitting the points with the function described in Eq. 2.10. The lognormal standard deviation obtained at this step corresponds to the uncertainty  $\sigma_{haz}$  relative to the seismic hazard (Eq. 2.11).

### 2.3.3 Adjusting the BRD model using the Anderson's criteria

In order to adjust the BRD models to the data, time histories of the building motion were computed at the top using equations 2.15 to 2.17 considering ten values of damping (0.1, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 and 10 %) and compared to observations. Fives modes were considered for the model in both horizontal directions and for the twenty-five available earthquakes (Table 2.2). The comparison between synthetics and observations was done using the Anderson's criteria ([Anderson, 2004](#)). As suggested by Anderson, six frequency ranges have been considered for computing the goodness-of-fit: [0.5 1.0], [1.0 2.0], [2.0 5.0], [5.0 10.0], [10.0 20.0] and [0.5 20.0]  $Hz$ . Once the accelerograms are filtered on each frequency band, ten parameters are compared: the peak acceleration ( $pga$ ), the peak velocity ( $pgv$ ), the peak displacement ( $pgd$ ), the Arias intensity ( $Ia$ ), the integral of velocity squared ( $Iv$ ), the Fourier spectrum ( $fs$ ), the acceleration response on a frequency-by-frequency basis ( $sa$ ), the shape of the normalized integrals of acceleration ( $Da$ ) and velocity squared ( $De$ ) and the cross correlation ( $C^*$ ). Anderson applied these criteria to seismic ground motion recordings and some parameters may not be adapted to the building



response (*e.g.*, response spectra in the building). Nevertheless, all the parameters proposed by Anderson were considered in this study and we kept the same name of the criteria. For each parameter  $para$ , a score  $S_{para}$  is computed giving values between 0 and 10: according to Anderson (2004), a score below 4 indicates a poor fit, a score between 4 and 6 a fair fit, a score between 6 and 8 a good fit and a score over 8 an excellent fit.

Fig. 2.17 shows an example of the 2D radar chart representation of the Anderson's criteria corresponding to the strongest seismic intensity (Table 2.2, 2004/10/27 earthquake,  $M_W = 6.0$ ) recorded in the T direction and considering a Timoshenko model with 1 % of damping. This figure displays a summary of the goodness-of-fit, for the six frequency ranges, criterion by criterion. In this example, all the criteria are over 6 (good fit), except for the  $S_{fs}$  criterion (poor fit). Anderson (2004) assumes this criterion usually provides the most restrictive score because it requires that the Fourier amplitude fits at each frequency.

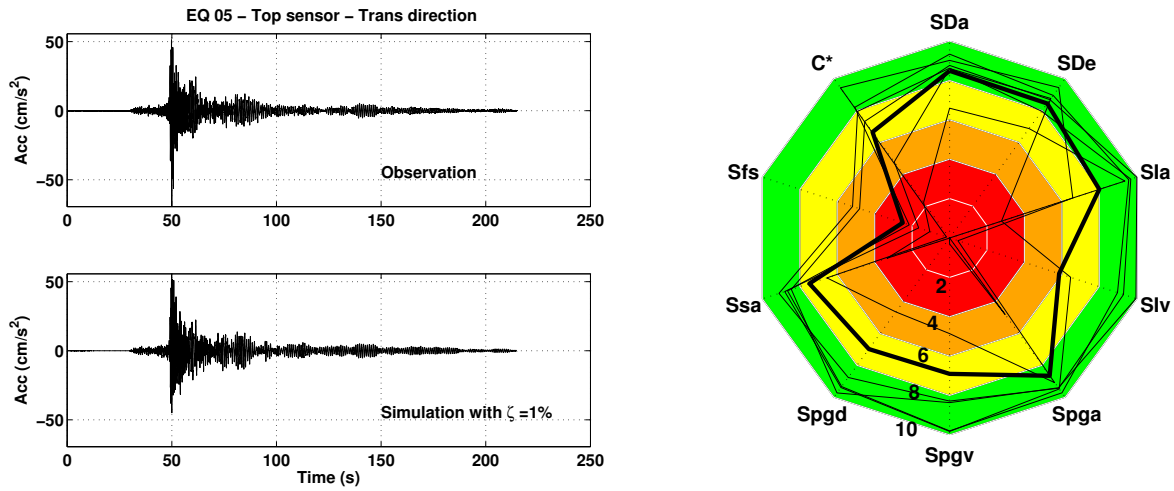


Figure 2.17: Example of the 10/27/04 earthquake ( $M_W = 6.0$ ), in the transverse direction of the structure. Comparison between observation and simulation at the top of the BRD Tower (left) and Anderson's criteria representation (right): score of each frequency band are represented by a thin line whereas the thick one indicates the averaged score. Each value corresponds to an Anderson criterion:  $S_{Da}$ : Arias duration,  $S_{De}$ : Energy duration,  $S_{Ia}$ : Arias intensity,  $S_{Iv}$ : Energy integral,  $S_{pga}$ : peak acceleration,  $S_{pgv}$ : Peak velocity,  $S_{pgd}$ : Peak displacement,  $S_{sa}$ : Response spectra,  $S_{fs}$ : Fourier spectra and  $C^*$ : Cross correlation.

Fig. 2.18 shows Anderson's criteria results for ten damping values and considering the twenty-five earthquakes (Table 2.2). Both T and L directions were considered, and the scores were computed by averaging the scores corresponding to the six frequency ranges. The higher scores are obtained for damping equal to 1 % ( $S_{average} = 6.61$ ) and 4 % ( $S_{average} = 5.97$ ), in the T and L directions, respectively. For this value of damping in the T direction, all the scores are over 6 (good fit) with  $S_{Da}$  and  $S_{De}$  scores over 8 (excellent fit), except for  $S_{fs}$ , which has values between 2 and 4 (poor fit). In the L direction, six criteria present a score upper 6 (good fit), three have a score between 4 and 6 (fair fit) and  $S_{fs}$  score remains below 4 (poor fit).

The effect of the frequency band is displayed on Fig. 2.19 considering the ten values of damping and the twenty-five earthquakes. The lowest goodness-of-fit is obtained in the range

---

[5.0 10.0]  $Hz$ , and [5.0 10.0] and [0.5 1.0]  $Hz$ , in the T and L directions, respectively. For the ranges corresponding to the two first frequencies of the building, *i.e.* [1.0 2.0]  $Hz$  and [2.0 5.0]  $Hz$ , the average score of the Anderson's criteria is over 8, *i.e.* there is an excellent fit between synthetics and observations.

In conclusion, the Anderson's criteria analysis gives experimental validation of the simplified models of the BRD building in the range of shaking level produced by the earthquakes. Two different Timoshenko models have been defined in order to represent the behavior of the building in the two horizontal directions. Models are different because they are defined from different values of frequencies ratio and from different values of damping:  $C_T = 0.159$ ,  $f_{1T} = 1.111 Hz$  and  $\xi_T = 1 \%$  in the T direction and  $C_L = 0.195$ ,  $f_{1L} = 1.477 Hz$  and  $\xi_L = 4 \%$  in the L direction.

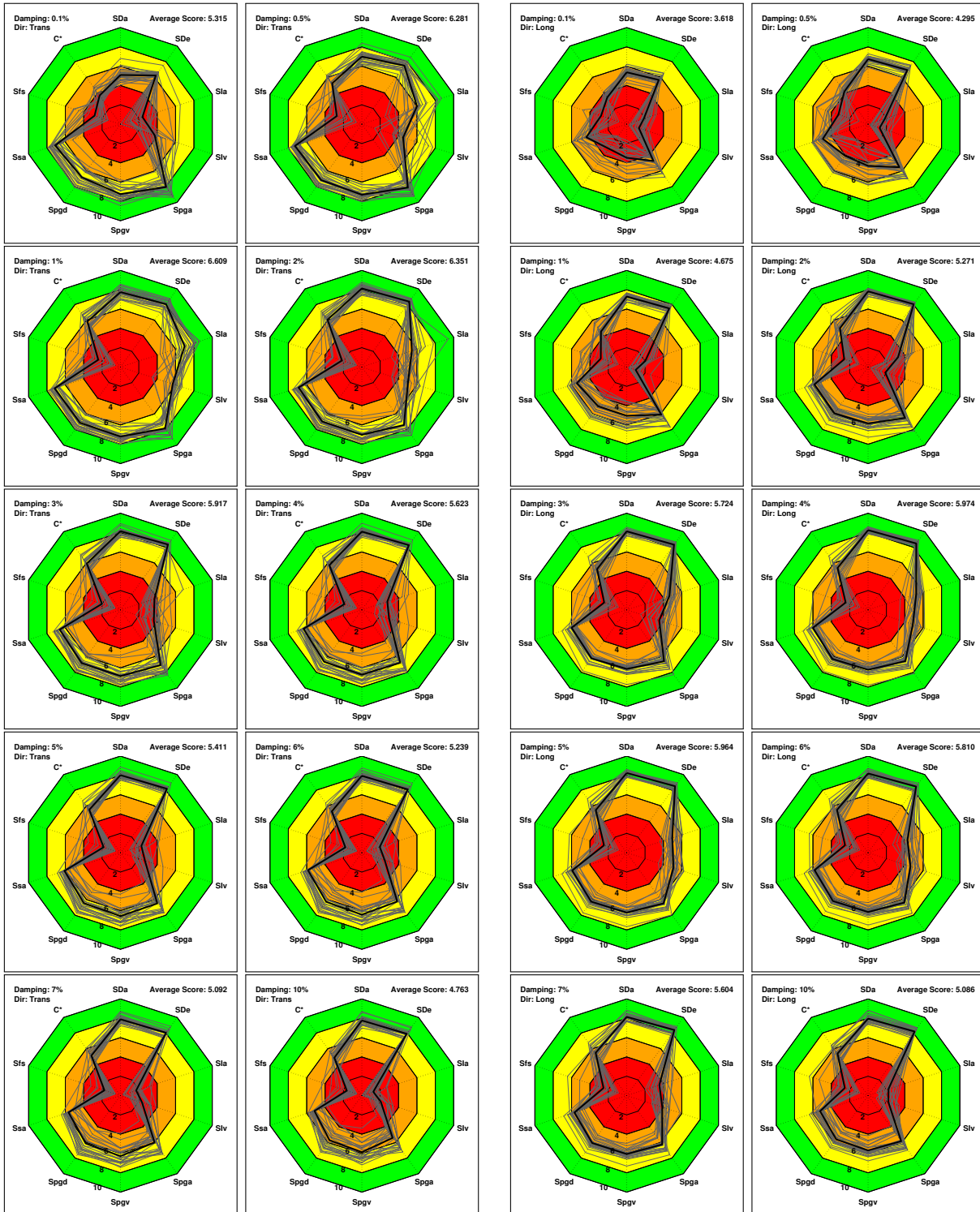


Figure 2.18: Similarity of the recorded and synthetic accelerations, at the top of the BRD Tower, in the transversal (two left columns) and the longitudinal (two left columns) directions, following different values of damping: 0.1, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 and 10 %. The thin polygons correspond to the values of the Anderson's criteria averaged over the six frequency bands, *i.e.* [0.5 1.0], [1.0 2.0], [2.0 5.0], [5.0 10.0], [10.0 20.0] and [0.5 20.0] Hz, for each of the 25 earthquakes recorded between 2004 and 2010; the thick polygon corresponds to the average on the 25 earthquakes.

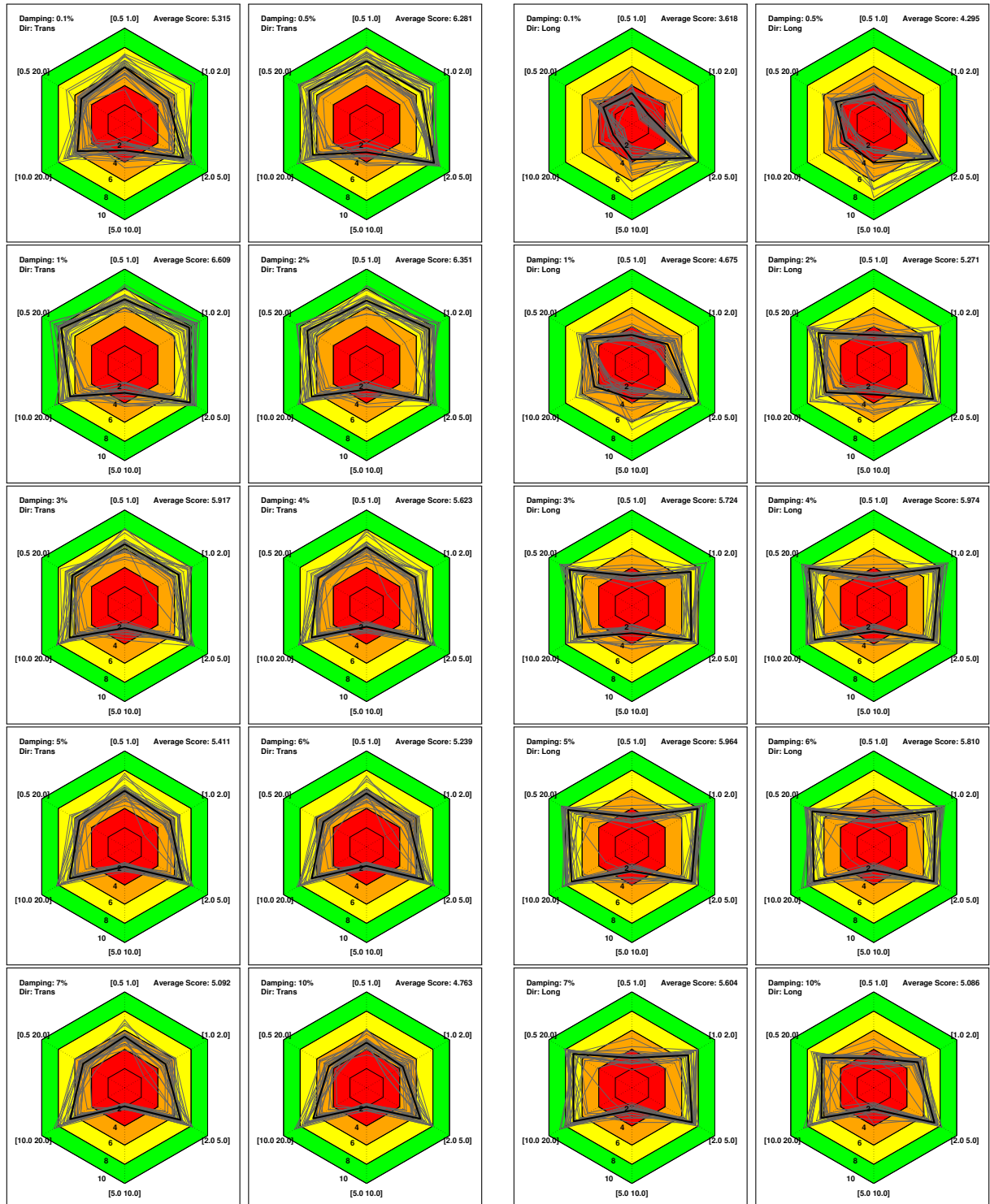


Figure 2.19: Similarity of the recorded and synthetic accelerations, at the top of the BRD Tower, in the transversal (two left columns) and the longitudinal (two left columns) directions, following different values of damping (0.1, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 and 10 %) and the six following frequency bands: [0.5 1.0], [1.0 2.0], [2.0 5.0], [5.0 10.0], [10.0 20.0] and [0.5 20.0] Hz. The thin polygons correspond to the mean values of the ten Anderson's criteria, for each of the 25 earthquakes recorded between 2004 and 2010; the thick polygon corresponds to the average on the 25 earthquakes.

### 2.3.4 Uncertainties of the fragility curves

As assumed by Spence *et al.* (2003), the lack of knowledge of existing building models contribute to the uncertainties of fragility curves, called  $\sigma_{mod}$  in Eq. 2.11. Other uncertainties come from the relationships between the seismic intensity parameters and the damage state, called  $\sigma_{haz}$ . In this paper, we tested the effects of the variability of the modal parameters, *i.e.* frequency and damping, and of the ground motion parameters on the fragility curve, computed following the methodology aforementioned. Uncertainty coming from the damage threshold  $\sigma_{dam}$  is not studied. Nevertheless, since the BRD Tower was initially classified as belonging to the C1H class of the Hazus typology, *i.e.* a RC shear walls building with at least 8 stories, with an earthquake provision corresponding to the Moderate Code design level, the ISD threshold corresponding to the slight damage is  $0.0025\text{ m/m}$  and  $\sigma_{dam}$  is equal to 0.400 (FEMA, 2003).

#### 2.3.4.1 Uncertainty due to the seismic demand $\sigma_{haz}$

In this section, we only consider the model of the BRD Tower in the transverse direction ( $C_T = 0.159$ ) with 1% of damping. For testing the effect of the seismic intensity, we considered a given model ( $\sigma_{mod} = 0$ ) and a given ISD threshold ( $\sigma_{dam} = 0$ ). In Fig. 2.20, fragility curves are shown for the thirteen ground motion parameters *IM* representing the noxiousness of the seismic ground motion computed using the 2304 synthetic ground motions described in Section 3.3.  $Sd(f_1)$ ,  $Sv(f_1)$  and  $Sa(f_1)$  provide very small uncertainties ( $\sigma_{haz} = 0.018, 0.045$  and  $0.018$ , respectively). This result shows that the median value of the fragility curve gives almost the value of the seismic intensity parameter between the damage and the undamaged state. In the curve plotted in function of  $Sd(f_1)$ , we can add that the value of the median value is depending on the modeling of the building. Indeed, if we had introduced only the first mode in the model, the median value would have been equal to the height of the building multiplied by the limit of the inter story drift, *i.e.*  $\mu_{Sd(f_1)} = 74 \times 0.0025 \approx 0.185\text{ m}$ . The median value is here equal to  $\mu_{Sd(f_1)} = 0.102\text{ m}$  (Fig. 2.20), which shows the effect of using of the five first modes in the Timoshenko model compared to a SDOF model.

Other parameters, such as the PGA or the Arias intensity, provide higher values of variability as expected (0.616 and 0.827 respectively), indicating that they are not well correlated with damage. The PGV gives rather limited value of sigma (0.286) that confirms that the velocity is a fairly good parameter for representing the noxiousness of the seismic ground motion, already mentioned using empirical observations (*e.g.* Wald *et al.*, 1999). Moreover, the duration of the seismic motion ( $D_{Tnac}$ ) seems to have no correlation with the expected damage. This result is shared by Hancock et Bommer (2007), who stated that damage measures based on the peak response (peak roof drift, inter-storey drift, ...) are not significantly correlated with duration.

Sigma values corresponding to  $Sd(f_2)$ ,  $Sv(f_2)$  or  $Sa(f_2)$  at the second frequency are higher than for the first frequency. In this case, the fundamental mode seems to control the building response of the structure. However, as mentioned by Seyedi *et al.* (2010), the second mode may also contribute significantly to the building response and then to the seismic damage observed in buildings, depending on the resonance phenomena observed at this frequency with the seismic input motion.

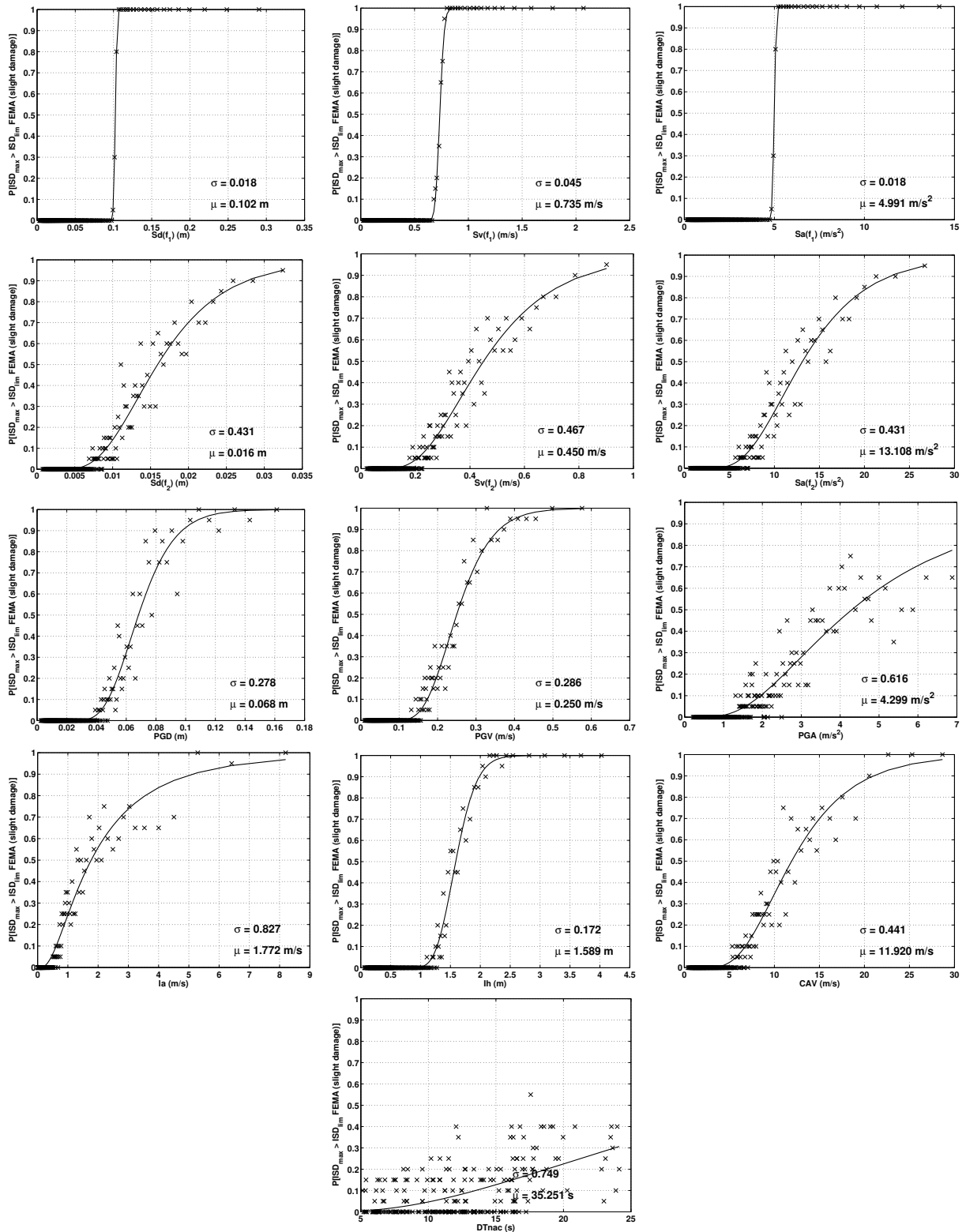


Figure 2.20: Fragility curves of the BRD Tower, plotted from different noxiousness indicators used in abscise: the values of the spectral displacement, the spectral velocity and the spectral acceleration taken at the first and at the second modal frequency of the building, the peak ground acceleration, the peak ground velocity, the peak ground displacement, the Arias intensity, the Housner intensity, the Cumulative Absolute Velocity and the Trifunac duration. The fragility curves are given only for the slight damage state.



### 2.3.4.2 Uncertainty due to the model $\sigma_{mod}$

In this part, we analyze the variability due to the model, *i.e.* the frequency and damping values. Nayeri *et al.* (2008) studied the variations of the modal frequencies and damping in the Factor Building, a 17-story steel frame structure located on the UCLA campus, in California. The authors monitored the dynamic characteristics of this structure using ambient vibration recordings over 50 days. It results on a variation of about 1 – 2% for the first modal frequencies ( $\sigma(f_1) = 0.0055$  and  $\sigma(f_2) = 0.0203$ ), and between 30 and 60% for the damping ( $\sigma(\xi) = 2.015$ ). Mikael *et al.* (2012) carried out similar studies on two French 31-story and 15-story RC buildings, based on ambient vibrations recorded over one year. They found similar variations of frequencies, namely about 1% ( $\sigma(f_1) = 0.0070$  and  $\sigma(f_2) = 0.0204$ ), whereas the variations of damping were smaller than those found by Nayeri *et al.*, *i.e.* between 10 and 30% ( $\sigma(\xi) = 0.158$ ). Even if the origin of the natural wandering of modal parameters still debate (*e.g.*, type of construction, soil-structure interaction, weather conditions, uncertainties in measurements and processing), we tested the effects of these small variations on fragility curves.

First, with a constant damping ( $\xi_i = 1\% \forall i \in [1;5]$ ) and according to the values of sigma provided by Nayeri *et al.* (2008) and Mikael *et al.* (2012), a distribution of 100 frequencies  $f_1$  and  $f_2$  is used, with median values given by the results of the processing for the transversal direction ( $f_1 = 1.111 Hz$ ;  $f_2 = 4.565 Hz$ , Table 2.4) considering 1% of damping. We assume a lognormal distributions of the frequencies as observed by Mikael *et al.* (2012). Timoshenko models with  $C$  values corresponding to the 100  $f_2/f_1$  ratios are computed, giving 100 fragility curves (Fig. 2.21). Since  $Sd(f_1, \xi_1)$  provides the smallest  $\sigma_{haz}$  value, this ground motion parameter was conserved for the seismic demand. The same lognormal distribution was considered in order to test the effect of the damping variation (Table 2.4), with constant modal frequencies and the results are plotted in Fig. 2.22. For sake of simplicity, the same damping was adopted for the five modes of the Timoshenko models.

	Frequencies (Hz)				Damping (%)			
	$\mu(f_1)$	$\mu(f_2)$	$\sigma(f_1)$	$\sigma(f_2)$	$\mu(\xi)$	$\sigma(\xi)$	$\mu(\xi)$	$\sigma(\xi)$
Nayeri <i>et al.</i> (2008)	1.1110	4.5650	0.0055	0.0203	1.00	2.015	1.00	2.015
Mikael <i>et al.</i> (2012)	1.1110	4.5650	0.0070	0.0204	1.00	0.158	1.00	0.158

Table 2.4: Mean values and standard deviations of the lognormal distributions of frequencies and damping, following the values provided by the studies of Nayeri *et al.* (2008) and Mikael *et al.* (2012). For a distribution of frequencies, the damping remains constant ( $\xi = 1\%$  for each mode); respectively, for a distribution of damping, the modal frequencies  $f_1$  and  $f_2$  remain constant ( $f_1 = 1.11 Hz$ ;  $f_2 = 4.56 Hz$ ) and the damping are considered as the same for each mode ( $\xi_1 = \xi_2 = \xi_3 = \xi_4 = \xi_5$ )

For each fragility curve, the standard deviation corresponds to the variability  $\sigma_{haz}$  and  $\sigma_{mod}$ . Since uncertainties  $\sigma_{haz}$  and  $\sigma_{mod}$  are considered as independent, we can write the different

uncertainties following the two formulas:

$$\sigma_{dist,f}^2 = \sigma_{haz}^2 + \sigma_{mod,f}^2 \quad (2.18)$$

and

$$\sigma_{dist,\xi}^2 = \sigma_{haz}^2 + \sigma_{mod,\xi}^2 \quad (2.19)$$

where  $\sigma_{dist,f}$  (respectively  $\sigma_{dist,\xi}$ ) is defined as the median variability of the distribution of fragility curves corresponding to the distribution of frequencies (respectively the distribution of damping) and  $\sigma_{mod,f}$  (respectively  $\sigma_{mod,\xi}$ ) is defined as the uncertainty due to the variations of frequencies (respectively the variations of damping) in the model. Uncertainties  $\sigma_{mod}$  is then deduced from the median standard deviation of the distribution of fragility curves and the estimate of the term  $\sigma_{haz}$  previously defined. Considering the effects of frequency and damping as independent,  $\sigma_{mod}$  can be defined as:

$$\sigma_{mod}^2 = \sigma_{mod,f}^2 + \sigma_{mod,\xi}^2 \quad (2.20)$$

Nayeri *et al.* (2008) or Mikael *et al.* (2012) distributions of frequencies provide similar  $\sigma_{dist,f}$ , with small coefficients of variation  $\sigma_\sigma/\mu_\sigma$ , *i.e.* 24.7% and 27.0%, respectively: the values of  $\sigma_\sigma$  and  $\mu_\sigma$  are given Fig. 2.21. The mean values of the variability  $\sigma_{dist,f}$  are close, *i.e.*  $\mu_\sigma = 0.0239$  and  $\mu_\sigma = 0.0233$ , corresponding to a  $\sigma_{mod,f}$  to 0.0157 and 0.0148, once the variability of the seismic hazard removed according to the Eq. 2.18.

For the damping, the coefficients of variations  $\sigma_\sigma/\mu_\sigma$  of the distributions are larger, because of the bigger variability considered in the two distributions:  $\sigma_\sigma/\mu_\sigma = 43.4\%$  for the Nayeri *et al.* distribution and  $\sigma_\sigma/\mu_\sigma = 20.1\%$  for the Mikael *et al.* distribution: the values of  $\sigma_\sigma$  and  $\mu_\sigma$  are given Fig. 2.22. However, the median values  $\mu_\sigma$  remain close to each other, corresponding to  $\sigma_{mod,\xi}$  values equal to 0.0234 and 0.0132 once  $\sigma_{haz}$  removed according to the Eq. 2.19.

Finally, an estimate of the variability due to the model can be computed using Eq. 2.20. Considering lognormal distributions for the frequency and damping variations,  $\sigma_{mod}$  are 0.028 and 0.020 for the Nayeri *et al.* (2008) and Mikael *et al.* (2012) distribution, respectively, *i.e.* with the same order of magnitude as the uncertainties  $\sigma_{haz}$  given by the seismic intensity parameters (*e.g.* 0.018 and 0.045 for  $Sd(f_1)$  and  $Sv(f_1)$ ). Keeping  $\sigma_{dam} = 0.400$  as given by FEMA (2003),  $\sigma_{mod} = 0.028$  and  $\sigma_{haz} = 0.018$ , it results to a total uncertainty  $\sigma = 0.401$ , according to Eq. 2.11. The use of experimental data for adjusting the elastic model of existing buildings (*i.e.*, frequency, damping and mode shape, not discussed here) can be helpful for reducing the epistemic uncertainty of the fragility curve. Compared to the Hazus guidelines, which recommend a lognormal standard deviation of the fragility curves equal to 0.7, the gain of the experimental approach on reducing the uncertainties of fragility curves is significant. In addition, as also mentioned by Michel *et al.* (2010a, 2012), in situ testing, using earthquakes or ambient vibrations recordings, may contribute to fix the theoretical building model that is often difficult for existing buildings.



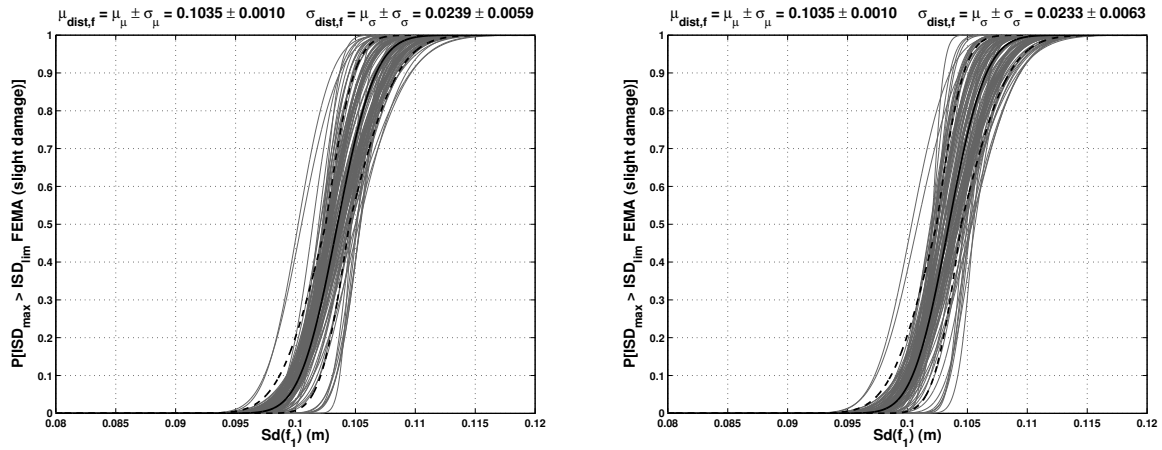


Figure 2.21: Distribution of the fragility curves, from distributions of frequencies  $f_1$  and  $f_2$  provided by: left: *Nayeri et al. (2008)*; right: *Mikael et al. (2012)*. The thin curves represent the fragility curves relative to the 100 models we use from the distributions. The thick curve corresponds to the median curve, and the dashed ones to the median  $\pm$  the standard deviation. The fragility curves are given only for the slight damage state.

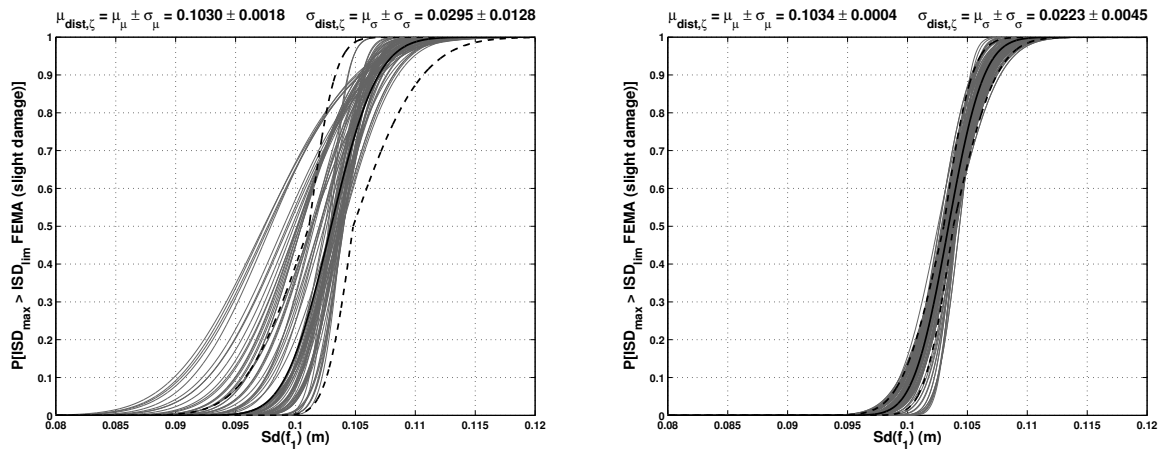


Figure 2.22: Distribution of the fragility curves, from distributions of damping ratios provided by: left: *Nayeri et al. (2008)*; right: *Mikael et al. (2012)*. The thin curves represent the fragility curves relative to the 100 models we use from the distributions. The thick curve corresponds to the median curve, and the dashed ones to the median  $\pm$  the standard deviation. The fragility curves are given only for the slight damage state.

---

### 2.3.5 Seismic vulnerability of the BRD Tower

In this section, the uncertainties previously defined are taken into account for defining the fragility curve of the BRD Tower, *i.e.*  $\sigma_{haz} = 0.018$  and  $\sigma_{mod} = 0.028$ . Uncertainties  $\sigma_{dam}$  due to the ISD threshold value corresponding to the slight damage was taken equal to 0.4. The frequency ratios  $f_2/f_1$  for the T and L directions observed using earthquake data lead to a Timoshenko model which does not correspond to a pure bending or shear models (Fig. 2.15 and 2.16). In addition to the C1H structural type initially considered, we also considered the C2H type, *i.e.* a RC shear walls building, also with a moderate design level. Consequently, two ISD thresholds corresponding to the slight damage were considered in order to define fragility curves:  $0.0025\ m/m$  for the C1H type and  $0.0020\ m/m$  for the C2H type (FEMA, 2003).

The experimental fragility curves displayed in Fig. 2.23 in both horizontal directions are very similar, the effects of the differences of the modal parameter (frequency and damping) on the fragility curves being reduced by considering the same  $\sigma_{mod}$ . The most important difference is provided by the choice of the building types. For C1H and C2H types, differences of fragility curves are significant, due to the differences of the ISD threshold values. This observation confirms first the importance of the knowledge of the building model and second the importance of reducing  $\sigma_{dam}$  in future analysis. Moreover, compared to Hazus fragility curves, smaller variabilities are observed, letting us assume the efficient contribution of experimental data for seismic vulnerability assessment. The main gain is the decrease of the epistemic uncertainties due to the model, and this approach can contribute significantly to improve the vulnerability assessment of single existing buildings, for the slight damage state only.

Since only ISD thresholds and  $\sigma_{dam}$  provided by Hazus are available, we consider here the C2H and C1H fragility curves as the upper and lower boundaries of the BRD slight damage probabilistic curve, which defines a fragility area represented in gray in Fig. 2.23. For example, for a value of  $Sd(f_1)$  equals to  $0.1\ m$ , the probability to be at least slightly damaged is  $57\ \% \pm 13\ \%$ . According to the P100-1/2006 Romanian seismic design code (Fig. 2.23), the values of the spectral displacement at the first frequencies of the BRD Tower are  $SDe(f_{1T}) = 0.133\ m$  and  $SDe(f_{1L}) = 0.088\ m$ . These values provide slight damage probabilities between 25 and 49% (respectively between 74 and 89%) in the L direction (respectively in the T direction) for the design demand. In comparison, the strongest earthquake that has been recorded in the structure is the 10/27/2004 earthquake (Table 2.2) that produced no damage in the BRD Tower. For this earthquake,  $Sd(f_1)$  are  $0.24\ cm$  (T) and  $0.32\ cm$  (L), corresponding to  $P[d \geq \text{“slight”}]$  equals to 0%.

### 2.3.6 Conclusion and perspectives

The seismic vulnerability analysis can be improved by reducing the uncertainties of the fragility curves. One major source of such uncertainties is the lack of knowledge of building characteristics, introducing a large range of epistemic uncertainties in the fragility curves. Applied to a large number of buildings, this challenge becomes difficult and Calvi *et al.* (2006) concluded that most of the methods available fail to meet these requirements.

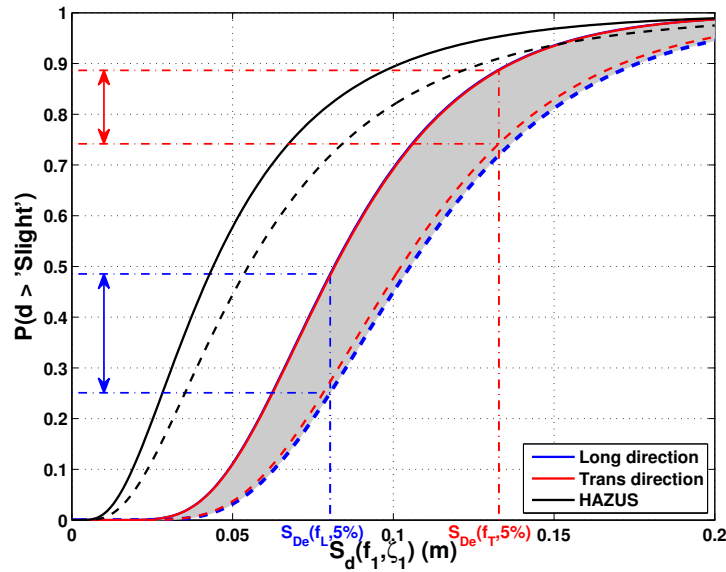


Figure 2.23: Fragility curves of the BRD Tower, in its transversal (red) and longitudinal (blue) directions. Two curves are presented for each direction, corresponding to two types of construction that we considered for the building: C1H (dashed lines), corresponding to a concrete moment frame structure, or C2H (continuous lines), corresponding to a concrete shear walls structure, as defined by the FEMA (2003). The black curves are the Hazus fragility curves provided by the FEMA for the two previous types of structure. The gray area corresponds to the surface located between both extreme C1H and C2H curves, and is expected to contain the intermediate fragility curve associated to the BRD Tower.

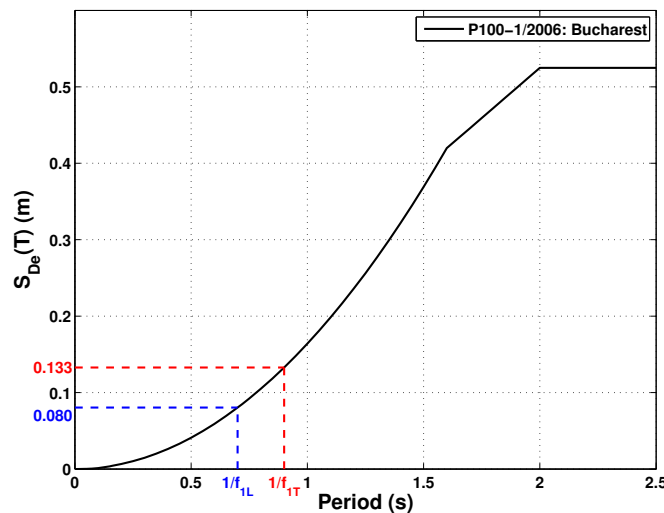


Figure 2.24: Displacement elastic response spectrum for the Bucharest area, according to P100-1/2006 Romanian seismic design code. In blue and red are represented the values of the elastic response spectrum at both transversal and longitudinal frequencies of the BRD Tower.

---

This study shows how experimental testing may contribute to solve partially this challenge. Experimental data can be helpful for defining the elastic model of existing buildings, reducing the epistemic uncertainties and then improving the empirical assessment of the seismic vulnerability. In this paper, earthquakes data lead to define the building model by using a Timoshenko beam. The Anderson's criteria (Anderson, 2004) allowed to select the best model based on the goodness-of-fit between synthetics and recorded data, and to distinguish two different behaviors in both horizontal directions. We can then imagine a simple procedure using only the two first modal frequencies defined from ambient vibrations and allowing building a theoretical MDOF model. Ambient vibrations approach requiring only 15-minute recordings at the top of a building, a large number of applications can be expected for assessing the seismic vulnerability of large cities. Since the model is relevant only for slight damage, this method becomes helpful in moderate seismic prone countries where such earthquakes may cause slight to moderate damage and considerable economic losses, such as during the Ossau-Arudy (1980,  $M_L = 5.1$ ) and Annecy (1996,  $M_L = 4.8$ ) earthquakes which caused approximately 3 million euros and 45 million euros of damage, respectively, or during the moderate Canadian earthquake (Forks Sand, New York, April 20, 2002,  $M_W = 5.0$ ) which caused 15 million dollars to repair (Pierre et Lamontagne, 2004).

In this paper, the study of the uncertainties due to the choice of the seismic intensity parameters and to the variation of the experimental models contribute significantly to reduce the total uncertainty found in the literature. As expected, we showed that for this damage state, the spectral values are the ground motion parameter that is more related to the level of damage, considering the inter-story drift as a damage criterion. The uncertainties are equal to 0.018 for  $S_d(f_1)$ . Experimental model variations led to uncertainties lesser than 0.028, which confirms the efficiency of this approach. These values have to be compared to the total uncertainties of 0.7 provided by Hazus. Nevertheless the ideal method should also provide an assessment of uncertainty due to the damage criterion, which remains the main part of the uncertainty of the fragility curves. Few information is available and most of results are given using numerical approach or laboratory experiences. The need of experimental data, as those provided by the permanently monitored buildings, could contribute to reduce this uncertainty. This study could benefit future developments for proposing a hybrid method based on experimental testing for slight and moderate damages and modeling for the strongest damage states.

In the case of a single building, such as the BRD Tower analyzed here, this approach gives first information on the model that can be relevant to fix the elastic conditions of a 3D numerical model that will be useful for studying the inelastic response in case of stronger shakings. Also, it gives a level 0 (fast and cheap) estimate of the vulnerability of a single existing building in order to predict whether the building can suffer at least slight damages for a ground motion scenario.

In case of buildings designed without seismic provisions, the slight damage may have an important interest since the plastic plateau is reduced and then the collapse of the building comes rapidly once the yield point is overpassed.



---

# 3



## Étude de la variabilité de la réponse dynamique de bâtiments à partir d'enregistrements de mouvements forts : cas de bâtiments californiens

---

Ce chapitre a pour objectif de montrer le lien entre la réponse dynamique de bâtiments soumis à des sollicitations sismiques et les paramètres caractérisant la nocivité de ces sollicitations. Pour ce faire, l'utilisation d'une base de données de mouvements du sol enregistrés dans des bâtiments va permettre d'évaluer la variabilité provenant de l'aléa sismique et de la réponse des bâtiments.

---

### Sommaire

<b>3.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>62</b>
<b>3.2</b>	<b>Base de données de mouvements forts enregistrés dans des bâtiments californiens</b>	<b>63</b>
<b>3.3</b>	<b>Indicateurs de dommage</b>	<b>67</b>
3.3.1	Variation des caractéristiques dynamiques d'une structure suite à un endommagement	68
3.3.2	Indicateurs théoriques	70
3.3.3	Choix des indicateurs utilisés dans la suite de l'étude	72
<b>3.4</b>	<b>Évaluation des caractéristiques dynamiques des bâtiments et des indicateurs de dommage</b>	<b>73</b>
3.4.1	Identification des fréquences	73
3.4.2	Évaluation des fréquences pré-sismique, co-sismique minimale et post-sismique	74
3.4.3	Fréquences empiriques définies dans l' <i>Eurocode 8 (2005)</i>	75
3.4.4	Évaluation de l'amortissement	77
3.4.5	Comparaison entre les chutes de fréquences et les <i>NRRD</i>	79
<b>3.5</b>	<b>Variabilité de la réponse des bâtiments (<i>NRRD</i>) en fonction des indicateurs de nocivité</b>	<b>80</b>
3.5.1	Indicateurs de nocivité classiques	85
3.5.2	Liens entre durées du mouvement sismique et réponse du bâtiment	91

3.5.3	Indicateurs de nocivité définis à partir des spectres en accélération, vitesse et déplacement et choix de la fréquence du bâtiment (empirique ou expérimentale) . . . . .	101
3.5.4	Coefficients $a$ , $b$ et $c$ des deux premières formes fonctionnelles et domaines de validité . . . . .	107
<b>3.6</b>	<b>Conclusions</b> . . . . .	<b>110</b>

---

### 3.1 Introduction

L'analyse de la vulnérabilité d'un bâtiment nécessite de définir un modèle de bâtiment associé à un modèle de comportement. Les méthodes probabilistes Risk-UE (Milutinovic et Trendafiloski, 2003) et Hazus (FEMA, 2003) proposent des courbes de fragilité pour des typologies de bâtiments. Par exemple, la FEMA (2003) définit ces classes à partir de la hauteur, du matériau constituant l'ossature et du type de comportement de la structure. Il est également possible de définir des modèles de bâtiment dans le but d'effectuer une analyse mécanique et d'estimer la réponse des structures sous fortes sollicitations. Par exemple, Borzi *et al.* (2008) analysent la vulnérabilité de bâtiments à partir de modèles définis par analyse par poussée progressive, ou *pushover*, et Desprez (2010) utilise une modélisation par élément finis pour estimer la vulnérabilité d'un bâtiment particulier.

Cependant, ces méthodes ne permettent pas de tenir compte des conditions aux limites, telles que l'interaction sol-structure. Une solution consiste à établir un modèle à partir de mesures *in situ*. Michel *et al.* (2012) ont établi un modèle de comportement à partir de l'enregistrement de vibrations ambiantes. Ce modèle est défini par les fréquences, les déformées modales et les amortissements expérimentaux. Plus généralement, outre le fait de pouvoir établir un modèle à partir de mesures *in situ*, les mesures permettent d'accéder aux caractéristiques dynamiques des structures.

Les enregistrements de vibrations ambiantes permettent de caractériser l'état élastique des structures de génie civil. Cependant, aux cours de séismes, les structures peuvent subir de fortes sollicitations et leur comportement peut alors être non-linéaire. C'est pourquoi, à partir d'enregistrements de séismes, des études se sont concentrées sur les réponses des bâtiments sous séismes et sur la comparaison des comportements des structures sous vibrations ambiantes et sous séismes (Tanaka *et al.*, 1969; Trifunac, 1972; Çelebi et Şafak, 1991; Şafak et Çelebi, 1991; Çelebi *et al.*, 1993; Çelebi, 1996; Satake et Yokota, 1996), ainsi qu'aux comparaisons des enregistrements sous vibrations ambiantes pré et post sismiques, et également après réhabilitation (Çelebi et Liu, 1998; Dunand, 2005; Dunand *et al.*, 2006).

D'autres auteurs se sont également concentrés sur les comportements des bâtiments au cours de la sollicitation, en particulier sur la présence de non-linéarité et sur les variations de la fréquence propre des bâtiments sous fortes sollicitations. Udwardia et Trifunac (1973) constatèrent le comportement non-linéaire de deux bâtiments et observèrent une variation de la fréquence propre de ces bâtiments accompagnant une baisse de rigidité. Suivant le niveau des sollicitations, la rigidité des bâtiments peut être partiellement recouvrée une fois la sollicitation passée.

---

L'apport croissant des enregistrements de séismes, associé à la problématique de surveiller et contrôler l'état des structures de génie civil – en anglais *Structural Health Monitoring* –, notamment suite au séisme destructeur de San Fernando en 1971 – magnitude 6.5, 65 morts et des dommages estimés à 500 millions de dollars –, amena à la mise en place de programmes d'instrumentalisation permanente dans les structures. Un tel programme, le *California Strong Motion Instrumentation Program*, fut lancé en Californie en 1972. De même, le Japon, la Nouvelle-Zélande et la Turquie se sont dotés d'un programme d'instrumentalisation permanente. Plus récemment, en France, dans le cadre du RAP, le réseau accélérométrique permanent (Péquegnat *et al.*, 2008), quatre bâtiments ont été équipés de capteurs vélocimétriques : l'hôtel de ville de Grenoble, la tour Ophite de Lourdes, la préfecture des Alpes Maritimes de Nice ainsi qu'un établissement scolaire situé aux Antilles.

Outre le fait d'apporter des informations sur la caractérisation des structures ou leur état d'endommagement, les enregistrements de mouvements forts permettent également d'étudier le lien entre les propriétés du mouvement du sol, qui peut être caractérisé par différents paramètres de nocivité, et la réponse des bâtiments. Cabañas *et al.* (1997) ont analysé les liens entre l'intensité locale, liée aux dommages observés, et deux paramètres représentant la nocivité des signaux sismiques, la *Cumulative Absolute Velocity* et l'intensité d'Arias, à partir d'enregistrements de séismes italiens et de l'état d'endommagement d'une centaine de bâtiments. De même Wald *et al.* (1999), à partir de données californiennes, ont étudié le lien entre l'intensité observée et les *Peak Ground Acceleration* et *Peak Ground Velocity*, et ont proposé des relations afin de construire rapidement des cartes d'intensité des dommages à la suite d'un séisme.

Ce chapitre a pour objectif d'étudier lien entre la réponse des bâtiments et l'aléa sismique. La variabilité dans la réponse des structures dépend des paramètres utilisés pour caractériser le mouvement sismique et peut donc être diminuée en utilisant un indicateur de nocivité optimal. Pour ce faire, nous utilisons les données de mouvements forts enregistrés dans des bâtiments californiens, qui sont très bien documentées. Après une présentation de cette base de données, nous nous intéressons à tester les relations entre le mouvement du sol et la réponse des bâtiments, suivant plusieurs indicateurs de nocivité.

### 3.2 Base de données de mouvements forts enregistrés dans des bâtiments californiens

L'*U.S. Geological Survey* (USGS) et le *California Geological Survey* (CGS) mettent à disposition des enregistrements de séismes, regroupés au sein du *Center for Engineering Strong Motion Data* (CESMD)<sup>1</sup>. Un programme d'instrumentalisation a été lancé en 1972 – le CSMIP : *California Strong Motion Instrumentation Program* – afin d'équiper la Californie d'un réseau de capteurs situés dans des bâtiments, des barrages et des ponts. Cependant des capteurs avaient déjà été installés avant cette date, c'est pourquoi on retrouve également des enregistrements du

---

1. Données disponibles sur Internet, à l'adresse : <http://www.strongmotioncenter.org/>.



séisme de San Fernando (1971).

L'ensemble des données accélérométriques est accompagné de métadonnées, indiquant par exemple la localisation géographique des bâtiments, une description détaillée de la structure (accompagnée de plans) et le positionnement des capteurs. L'ensemble des principales métadonnées disponibles est décrit dans l'annexe C.

À partir de ces données accélérométriques, une base de données a été constituée afin de mettre en évidence les liens entre le mouvement du sol et la réponse des structures. Pour ce faire, plusieurs paramètres ont été calculés, à deux niveaux d'échelle :

- les paramètres locaux, propres à chaque enregistrement : les maxima de l'accélération, de la vitesse et du déplacement, l'intensité d'Arias, la CAV, etc.
- les paramètres globaux, correspondant à chaque couple {bâtiment, événement} : le suivi de la fréquence propre du bâtiment (notamment les fréquences inter, co et post sismiques), les déformations inter-étages au cours du temps, l'amortissement, etc.

Cette section a pour objectif de présenter dans un premier temps les données issues de la base de données ainsi que le traitement appliqué à ces données.

Les bâtiments présents au sein de la base de données (figure 3.1) sont en grande majorité des structures en béton (76) ou en acier (114). 13 bâtiments en maçonnerie et 8 en bois ont été recensés sur l'ensemble des structures. Les bâtiments ayant des appuis parasismiques (19) ont été rassemblés dans une catégorie séparée, mais n'ont pas fait l'objet d'une étude particulière. En outre, tous les bâtiments ont aussi été classés suivant leur nombre d'étages, selon les trois catégories définies dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2003) : (1) de petite taille, pour les bâtiments de 1 à 3 étages ; (2) de moyenne taille, pour ceux étant composés de 4 à 7 étages ; (3) de grande taille, pour les structures d'au moins 8 étages.

L'ensemble des bâtiments est situé en Californie (figure 3.2), et plus particulièrement dans les aires urbaines de Los Angeles et de San Francisco pour une grande majorité d'entre eux. Une description détaillée – identifiant des bâtiments, ville, coordonnées GPS, fonction, matériau principal constituant le système porteur, nombre d'étages, nombre de capteurs accélérométriques, description de la géologie locale et nombre de séismes enregistrés – se trouve dans l'annexe A.

La base de données utilisée et téléchargée à partir du *CESMD* contient les enregistrements de 115 séismes dans les bâtiments décrits ci-dessus. Le premier séisme disponible est le séisme de Borrego Mountain (1968, magnitude 6.5), pour lequel un seul enregistrement est disponible. Le dernier séisme utilisé a eu lieu le 3 mai 2011 (séisme d'Olancho, magnitude  $M_W$  4.5). Une description détaillée de l'ensemble des séismes se trouve dans l'annexe B. Parmi les plus importants, on dénombre les séismes suivants (les informations chiffrées proviennent de l'USGS) :

- le séisme de San Fernando, qui a eu lieu le 9 février 1971, d'une magnitude de moment ( $M_W$ ) 6.6. Il a causé la mort de 65 personnes, en a blessé plus de 2 000 et a engendré des dégâts matériels évalués à plus de 500 millions de dollars. Localement, une intensité de *XI* sur l'échelle de Mercalli modifiée (MMI) a été observée, synonyme de dommages extrêmes. On dispose d'enregistrements de ce séisme dans 49 bâtiments.

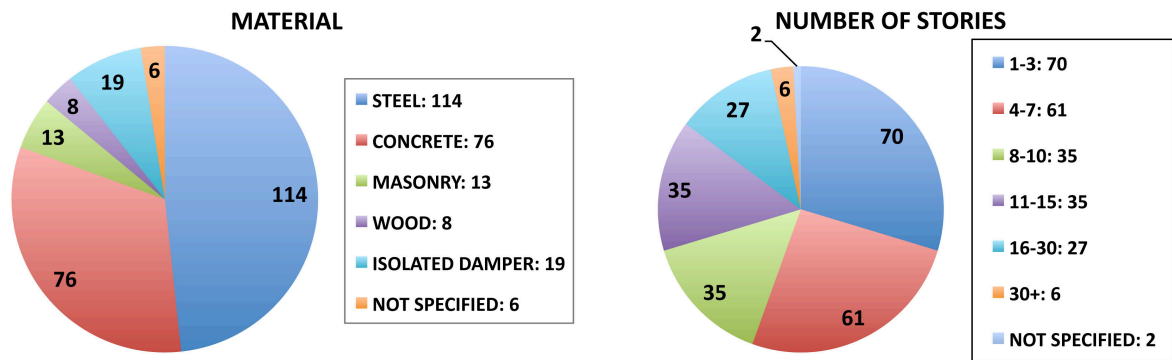


FIGURE 3.1 – Distribution des bâtiments californiens par matériau de construction (à gauche, dans l'ordre : bâtiments en acier, béton, maçonnerie, bois et bâtiments ayant fait l'objet de modifications parasismiques) et par nombre d'étages (à droite).

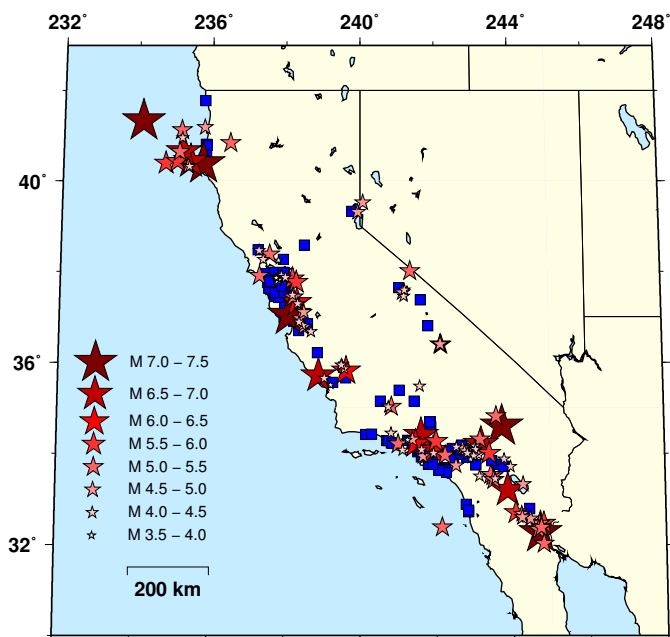


FIGURE 3.2 – Carte de la Californie avec la localisation des bâtiments (en bleu) et des épicentres des séismes (en rouge) de la base de données utilisée.

- le séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989,  $M_W$  6.9, enregistré dans 30 bâtiments). Ce tremblement de terre, dont l'épicentre est situé à environ 100 km de la ville de San Francisco, a provoqué 63 morts et 3 757 blessés et entraîné des dommages d'un montant total estimé à 6 milliards de dollars. Les dégâts matériels les plus importants ont été recensés à Oakland et San Francisco, où une intensité maximale de IX a été observée, synonyme de dommages très importants. Dix ponts ont notamment été fermés pour cause de dommages structurels majeurs.
- le séisme de Landers (28 juin 1992,  $M_W$  7.3, enregistré dans 31 bâtiments). Il a causé la mort de 2 personnes et des dégâts importants ont été observés dans la région de Landers,

où une intensité maximale de *IX* a été relevée. Le montant total des dégâts est estimé à environ 100 millions de dollars. Il a été suivi, trois heures plus tard et dans la même région, du séisme de Big Bear (28 juin 1992,  $M_W$  6.5), qui a également provoqué des dégâts matériels, pour une intensité maximale de *VIII*.

- le séisme de Northridge (17 janvier 1994,  $M_W$  6.7, enregistré dans 32 bâtiments). Suite à ce séisme, on a dénombré 60 morts, 7 000 blessés et plus de 40 000 bâtiments endommagés dans les comtés de Los Angeles, Ventura, Orange et de San Bernardino. Une intensité maximale de *IX* a été observée dans la vallée de San Fernando.

Des enregistrements de ces séismes effectués au sein de bâtiments sont à notre disposition. C'est notamment le cas de l'hôtel *Holiday Inn* (figure 3.3) situé dans la localité de Van Nuys (ID 24386 en annexe A) qui a notamment subi les séismes de Landers et Big Bear en 1992 et Northridge en 1994 (Todorovska et Trifunac, 2008). Trois autres enregistrements de séismes sont également disponibles dans ce bâtiment. L'Imperial County Services Building (ID 01260, figure 3.3), situé à El Centro, a subi de sévères dommages pendant le séisme d'Imperial Valley (15 octobre 1979, magnitude  $M_W$  6.4) – en particulier au niveau des colonnes en béton au niveau du rez-de-chaussée – et a du être démolí à la suite de celui-ci (Kojić *et al.*, 1984).



FIGURE 3.3 – À gauche : l'Imperial County Services Building de El Centro a du être démolí suite au séisme d'Imperial Valley (15 octobre 1979, magnitude  $M_W$  6.4). À droite : l'hôtel *Holiday Inn* situé à Van Nuys a subi les séismes de Landers (1992,  $M_W$  7.3), de Big Bear (1992,  $M_W$  6.5) et le séisme de Northridge (1994,  $M_W$  6.7), ce dernier ayant provoqué d'importants dégâts. Photographies USGS.

L'ensemble des données totalise 772 couples {bâtiment ; séisme}, un couple étant défini par l'enregistrement d'un mouvement du sol dans un bâtiment. La figure 3.4 regroupe l'ensemble de ces données en termes de magnitudes et de distances épacentrales. Les capteurs disposés dans les bâtiments, tous mono-composantes, apportent dans la plupart des cas des enregistrements dans les deux directions principales, longitudinale et transversale. En considérant que les comportements des bâtiments diffèrent dans les deux directions – à la fois du fait des dimensions variables, des différences au niveau de l'emplacement des éléments structuraux dans les deux directions et également des différences des contenus des séismes enregistrés dans chaque direction –,

on dénombre alors le double de données. Les accélérations maximales enregistrées au cours des différents séismes au niveau des rez-de-chaussée s'étalent de 0.017 à 8.161  $m/s^2$  (figure 3.5), pour des vitesses et des déplacements s'échelonnant de 0.001 à 1.119  $m/s$ , et de 0.003 à 26.740  $cm$ , respectivement. Sur la figure 3.5, on remarque que certains points se trouvent en dessous de la droite unitaire  $PGA = PTA$ , c'est-à-dire que le mouvement du sol n'a pas été amplifié au sein de la structure pendant la sollicitation. Ces points ne correspondent pas à une typologie de bâtiments particulière.

Les instruments équipant les bâtiments sont des accéléromètres, de différents types suivant le bâtiment et l'année d'instrumentalisation. Les premiers événements ont été enregistrés avec des fréquences d'échantillonnage de 50  $Hz$ . Ces fréquences d'échantillonnage ont évolué avec le remplacement progressif des capteurs et sont aujourd'hui de 200  $Hz$  pour les enregistrements les plus récents. Les données téléchargées sont les données d'accélération qui ont été corrigées de la réponse instrumentale des capteurs, et filtrées sur une bande de fréquences variable – suivant l'accéléromètre utilisé, la fréquence d'échantillonnage, et les caractéristiques dynamiques du bâtiment instrumenté, les fréquences minimales sont de l'ordre de 0.05 à 0.3  $Hz$  et les fréquences maximales varient de 25 à 40  $Hz$ . À partir de ces accélérations corrigées, les vitesses ont été obtenues en intégrant après avoir enlevé la tendance et la valeur moyenne et effectué un filtrage par un filtre passe bande de Butterworth d'ordre 4 entre 0.1 et 25  $Hz$ . De même, les déplacements ont été obtenus en effectuant ce processus à partir des vitesses.

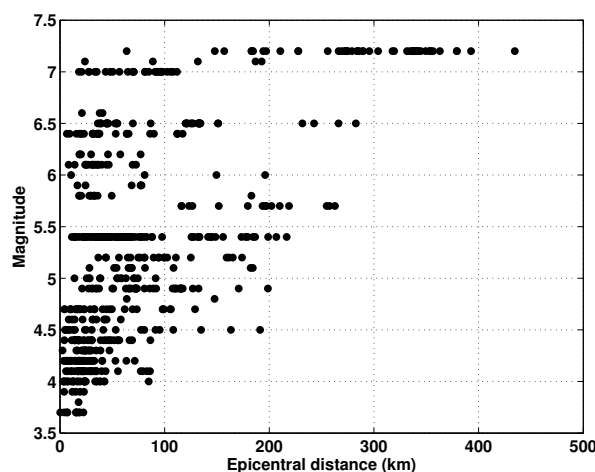


FIGURE 3.4 – Diagramme magnitudes – distances épicentrales pour l'ensemble des données mises à disposition par le *CESMD* — les types de magnitude utilisés (magnitude de moment ou magnitude locale) sont détaillés en annexe B.

### 3.3 Indicateurs de dommage

Durant les années 1970 et 1980, les compagnies pétrolières développèrent des techniques de détection des dommages à partir d'enregistrements de vibrations pour contrôler l'état de leurs plateformes offshore (*e.g.* Vandiver, 1975, 1977; Crohas et Lepert, 1982). Leur principale contrainte était que la majeure partie d'une plateforme pétrolière n'était pas accessible. Ces

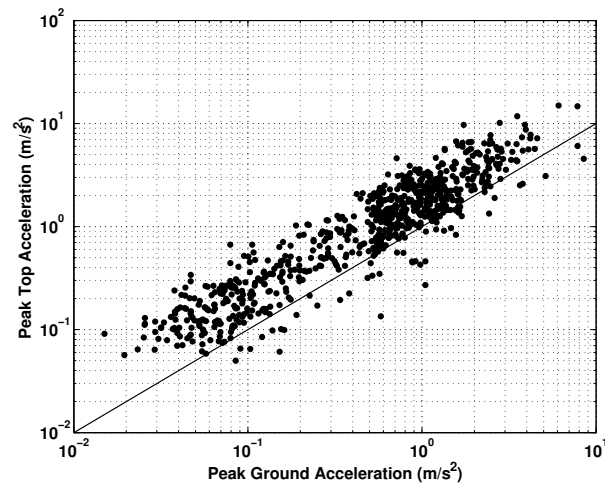


FIGURE 3.5 – Accélérations maximales enregistrées au niveau du toit ou du dernier étage (PTA) en fonction des accélérations maximales enregistrées au niveau des rez-de-chaussée (PGA).

méthodes ont ensuite été utilisées dans le domaine aérospatial (*e.g.* Hunt *et al.*, 1990) à partir de la fin des années 1970 et appliquées aux structures de génie civil à partir des années 1980, notamment pour surveiller l'état des infrastructures routières telles que les ponts. La surveillance de l'état structurel des bâtiments de génie civil fait suite à la problématique sur la détermination du dommage dans ces structures causé par un tremblement de terre par exemple.

Le dommage est défini comme un changement des propriétés mécaniques et dynamiques d'une structure (propriétés des matériaux, propriétés géométriques), qui va affecter le comportement futur de celle-ci. C'est pourquoi la détermination du dommage s'effectue à partir d'une comparaison de deux états de la structure. Rytter (1993) propose quatre catégories afin de répertorier les méthodes d'identification des dommages :

- Niveau 1. Détection : la structure est-elle endommagée ?
- Niveau 2. Niveau 1 + localisation : où est située la zone endommagée ?
- Niveau 3. Niveau 2 + quantification : quel est l'état des dommages ?
- Niveau 4. Niveau 3 + prédiction : quelle est la durée de vie restante de la structure ?

L'objectif de cette section est de présenter les indicateurs de dommages qui existent dans la littérature, afin de choisir lequel sera le plus adapté dans le cas des données utilisées dans ce document. Nous allons voir dans un premier temps avec un exemple analytique l'effet d'une baisse de rigidité, c'est-à-dire d'un endommagement, sur les caractéristiques dynamiques d'une structure. Puis, nous présenterons les indicateurs qui permettent de définir l'état d'endommagement d'une structure suite à une sollicitation.

### 3.3.1 Variation des caractéristiques dynamiques d'une structure suite à un endommagement

Lorsqu'une structure de génie civil est endommagée, ses propriétés mécaniques sont modifiées. L'apparition de fissures implique une diminution de la rigidité de la structure. On peut ainsi facilement comprendre qu'un endommagement implique une baisse de rigidité causée par

l'apparition des fissures, quelle que soit leur taille. Une diminution de la rigidité va entraîner un changement des caractéristiques modales, à savoir les fréquences, les déformées et les amortissements. En effet, prenons l'exemple d'un oscillateur non amorti. Les fréquences et déformées modales de cet oscillateur suivent l'équation :

$$(\mathbf{K} - \lambda \mathbf{M}) \cdot \Phi = \mathbf{0} \quad (3.1)$$

où  $\mathbf{K}$  est la matricé des rigidités,  $\mathbf{M}$  la matrice des masses,  $\Phi$  les modes propres du système et  $\lambda$  les valeurs propres, directement liées aux fréquences propres  $f$  du système telles que  $\lambda = \omega^2 = (2\pi f)^2$ .

Considérons la même équation avec une structure endommagée, l'état endommagé étant caractérisé par l'astérisque \* :

$$(\mathbf{K}^* - \lambda^* \mathbf{M}^*) \cdot \Phi^* = \mathbf{0} \quad (3.2)$$

On peut exprimer  $\mathbf{K}^*$  en fonction de  $\mathbf{K}$ , en introduisant le changement de rigidité  $\delta\mathbf{K}$  entre l'état sain et l'état endommagé, tel que :  $\mathbf{K}^* = \mathbf{K} + \delta\mathbf{K}$ . De même, on a  $\mathbf{M}^* = \mathbf{M} + \delta\mathbf{M}$ ,  $\lambda^* = \lambda + \delta\lambda$  et  $\Phi^* = \Phi + \delta\Phi$ . Si on considère que les dommages sont tels qu'ils n'entraînent pas de modification des masses du système,  $\delta\mathbf{M} = \mathbf{0}$ . L'équation 3.2 devient alors :

$$[(\mathbf{K} + \delta\mathbf{K}) - (\lambda + \delta\lambda) \mathbf{M}] \cdot (\Phi + \delta\Phi) = \mathbf{0} \quad (3.3)$$

Puis :

$$(\mathbf{K} - \mathbf{M}\lambda) \cdot (\Phi + \delta\Phi) + \delta\mathbf{K} \cdot \Phi + \delta\mathbf{K} \cdot \delta\Phi - \delta\lambda \mathbf{M} \cdot \Phi - \delta\lambda \mathbf{M} \cdot \delta\Phi - \lambda \delta\mathbf{M} \cdot \delta\Phi = \mathbf{0} \quad (3.4)$$

D'après l'équation 3.1, pour une solution non triviale de  $\Phi$ , on a  $\mathbf{K} - \mathbf{M}\lambda = \mathbf{0}$ . De plus, en négligeant les termes d'ordre 2 et en multipliant à gauche par  $\Phi^T$ , on obtient :

$$\delta\lambda = \frac{\Phi^T \cdot \delta\mathbf{K} \cdot \Phi}{\Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi + \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \delta\Phi} = \delta(\omega^2) = 2\omega \delta\omega \quad (3.5)$$

Enfin :

$$\delta f = \delta\omega = \frac{1}{2\omega} \cdot \frac{\Phi^T \cdot \delta\mathbf{K} \cdot \Phi}{\Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi + \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \delta\Phi} \quad (3.6)$$

avec, pour un système à  $n$  degrés de liberté :

$$\delta f = \begin{bmatrix} \delta f_1 \\ \vdots \\ \delta f_n \end{bmatrix}, \quad \Phi^T \cdot \delta\mathbf{K} \cdot \Phi = \begin{bmatrix} \delta k_1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \delta k_n \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi = \begin{bmatrix} m_1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

L'équation 3.6 implique qu'un changement de rigidité est directement lié à des changements de fréquences et de déformées modales. De plus, une diminution de rigidité – c'est-à-dire  $\delta\mathbf{K} < \mathbf{0}$  – entraîne une diminution de fréquence.

### 3.3.2 Indicateurs théoriques

L'endommagement d'une structure se traduit comme un changement de ces propriétés mécaniques, c'est-à-dire de sa masse et de sa rigidité. Ces modifications affectent les caractéristiques dynamiques, c'est-à-dire les fréquences, déformées modales et amortissements. Ainsi la surveillance des caractéristiques dynamiques, et en particulier la comparaison entre les caractéristiques de la structure endommagée et ses caractéristiques avant endommagement apporte des informations sur l'état d'endommagement de la structure, à des niveaux d'information différents, d'après la classification proposée par Rytter (1993) – détection, localisation et quantification.

#### 3.3.2.1 Modification de la fréquence

Comme il a été mentionné dans l'introduction de ce chapitre et dans l'exemple analytique ci-dessus, l'apparition de fissures dans un bâtiment au cours d'une sollicitation entraîne une diminution de la fréquence. L'apparition et l'ouverture des fissures entraîne une diminution de la rigidité de la structure, directement reliée à sa fréquence. Cette diminution de fréquence peut être réversible dans le cas où les fissures se referment à la suite de la sollicitation. La fréquence retrouve alors sa valeur initiale. Elle peut également être irréversible dans le cas d'un endommagement (Todorovska et Trifunac, 2007; Michel et Guéguen, 2010; Michel *et al.*, 2011). De ce fait, la comparaison entre les fréquences pré-sismique et post-sismique d'un bâtiment peut apporter une première estimation de dommage (Dunand, 2005; Clinton *et al.*, 2006).

La fréquence fournit une information permettant de détecter un endommagement. Mais ce paramètre étant une caractéristique globale, il ne permet pas de le localiser. Il peut cependant apporter une information sur l'importance de l'endommagement (Dunand, 2005; Michel *et al.*, 2011). Salawu (1997) propose une review sur l'utilisation des changements de fréquences dans le cadre de la détection d'endommagement.

#### 3.3.2.2 Modification des déformées modales

Le *Modal Assurance Criterion* (*MAC*; Allemang et Brown, 1982) indique le degré de corrélation entre deux modes. Ce critère varie entre 0 et 1, 0 indiquant qu'il n'y a aucune corrélation et 1 indiquant une parfaite ressemblance. Ce critère peut être appliqué en général pour comparer et identifier deux modes distincts. Il peut également être utilisé pour comparer les modes d'une structure avant et après un endommagement. On a alors :

$$MAC = \frac{\left| \sum_{i=1}^n \phi_i \phi_i^* \right|^2}{\sum_{i=1}^n (\phi_i)^2 \sum_{i=1}^n (\phi_i^*)^2} \quad (3.7)$$

où  $\phi_i$  et  $\phi_i^*$  sont les valeurs des déformées à l'étage  $i$  de l'état sain et de l'état endommagé et  $n$  est le nombre total d'étages. Le *MAC* permet donc d'identifier les modifications mode par mode mais ne permet pas de localiser le dommage. Afin de le localiser, Lieven et Ewins (1988) proposent une formule analogue au *MAC* qui cumule l'effet des différents modes. Le *Co-Ordinate*



*Modal Assurance Criterion (COMAC)* est alors défini comme suit :

$$COMAC_i = \frac{\left| \sum_{j=1}^n \phi_{i,j} \phi_{i,j}^* \right|^2}{\sum_{j=1}^n (\phi_{i,j})^2 \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}^*)^2} \quad (3.8)$$

où  $\phi_{i,j}$  est la valeur du  $j^{\text{ème}}$  mode à l'étage  $i$  et  $N$  est le nombre total de modes. En estimant la valeur du *COMAC* à chaque étage, on peut alors identifier et localiser l'endommagement.

[Pandey et al. \(1991\)](#) montrent à partir de modélisations que le *MAC* et le *COMAC* ne sont pas assez sensibles pour détecter de faibles endommagements. Ils proposent alors d'utiliser les dérivées des déformées modales afin de détecter l'endommagement dans une structure. En effet dans le cadre d'une poutre continue, la dérivée seconde, ou courbure, est liée à la rigidité en flexion par la relation :

$$\ddot{\phi} = \frac{M}{EI} \quad (3.9)$$

où  $\ddot{\phi}$  est la courbure d'une section,  $M$  est le moment de flexion de la section,  $E$  est le module d'élasticité et  $I$  le moment d'inertie de la section transversale – le produit  $EI$  correspond alors à la rigidité en flexion. La courbure peut être obtenue à partir d'une approximation par différence centrale :

$$\ddot{\phi}_i = \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{h^2} \quad (3.10)$$

où  $\phi_i$  correspond à la valeur de la déformée à l'étage  $i$  et  $h$  à la hauteur inter-étage. Afin de comparer un état endommagé par rapport à un état sain, [Abdel Wahab et De Roeck \(1999\)](#) définissent un critère, le *Curvature Damage Factor (CDF)*, basé sur la comparaison des courbures :

$$CDF = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \ddot{\phi}_i - \ddot{\phi}_i^* \right| \quad (3.11)$$

où  $N$  est le nombre total de modes. [Abdel Wahab et De Roeck \(1999\)](#) ont validé ce critère plus sensible aux faibles endommagements à partir de modèles numériques de poutres et de données réelles issues de l'instrumentation du pont Z24 en Suisse.

Les déformées modales permettent également d'accéder à la matrice de flexibilité, c'est-à-dire à l'inverse de la matrice de rigidité, à partir de la relation ([Pandey et Biswas, 1994](#)) :

$$\mathbf{F} \approx \sum_{j=1}^N \frac{1}{\omega_j^2} \phi_j \phi_j^T \quad (3.12)$$

où  $\omega_j = 2\pi f_j$ , avec  $f_j$  la fréquence du  $j^{\text{ème}}$  mode, et  $\phi_j$  le  $j^{\text{ème}}$  mode, normalisé par rapport à la masse, tel que  $\phi_j^T \mathbf{M} \phi_j = \mathbf{1}$ .  $\phi_j^T$  est la transposée de la déformée modale. Un changement de la matrice de flexibilité dû à un endommagement peut alors être estimé en calculant  $\Delta \mathbf{F} = \mathbf{F} - \mathbf{F}^*$ .

Cependant les modes les plus sensibles à l'endommagement sont les modes supérieurs, et ces modes sont les plus difficiles à identifier expérimentalement ([Raghavendrachar et Aktan, 1992](#);



Ivanović *et al.*, 2000). En effet, un endommagement local affecte le ou les modes qui présentent un ventre à cet endroit. Ainsi l'augmentation du nombre de ventres avec les modes supérieurs permet d'avoir une estimation précise de l'état local de la structure. Afin d'estimer les valeurs de *MAC*, de *COMAC* ou de *CDF*, il faut donc disposer des valeurs des déformées très proches les unes des autres, c'est-à-dire de disposer un réseau dense de capteurs. Le calcul *CDF* impose de plus d'avoir des mesures très précises afin de calculer la dérivée seconde des déformées.

### 3.3.2.3 Modification de l'amortissement

Théoriquement, l'amortissement est également une caractéristique pouvant indiquer l'état d'endommagement d'une structure. En effet, l'endommagement s'accompagne d'une augmentation de l'amortissement. Cependant, l'utilisation de l'amortissement comme indicateur de dommage est encore peu utilisé. Cela s'explique par la difficulté de mesurer l'amortissement par les méthodes actuelles, et également le manque de précision qu'apportent ces méthodes. Des tests sur des poutres en béton ne montrent pas de relation entre l'ouverture des fissures et l'augmentation de l'amortissement (Casas et Aparicio, 1994). Salawu et Williams (1995) et Modena *et al.* (1999) effectuent également des expériences sur la détection de dommages à partir du changement d'amortissement, mais Farrar et Jauregui (1999) n'observent pas d'évolution systématique de l'amortissement accompagnant une augmentation des dommages, à partir des données récoltées sur le pont I-40 aux États-Unis.

### 3.3.3 Choix des indicateurs utilisés dans la suite de l'étude

L'étude menée à partir d'une base de données de séismes enregistrés dans des bâtiments aura pour objectif d'estimer la variabilité entre la réponse dynamique des bâtiments et les différents paramètres de nocivité. Parmi les indicateurs d'endommagement décrits au paragraphe précédent, certains nécessitent l'utilisation des déformées modales, et également de leurs dérivées premières et secondes. Les bâtiments n'étant pas instrumentés à chaque étage, nous ne pouvons pas utiliser les critères dépendant des déformées modales.

Les méthodes et critères présentés dans cette section pour détecter l'endommagement nécessitent de connaître les caractéristiques modales de la structure avant qu'elle soit endommagée. Les variations de fréquences peuvent également fournir des informations sur l'état d'endommagement des bâtiments (Michel *et al.*, 2011). Nous nous sommes focalisés sur le suivi de la fréquence au cours de la sollicitation, la fréquence de la structure avant la sollicitation pouvant être déterminée à partir de l'enregistrement de bruit ambiant présent au début de chaque enregistrement de séisme.

Le choix a été fait de se focaliser sur le déplacement relatif du toit. Afin de pouvoir fournir des indications de dommages à partir de ce déplacement, il a été normalisé de telle sorte qu'il équivaut à la moyenne des déformations inter-étages dans le bâtiment. Ce paramètre, appelé *Normalized Relative Roof Displacement* (NRRD) représente alors une valeur inférieure de la déformation inter-étage maximale qui a lieu pendant une sollicitation. Une comparaison avec les valeurs limites de déformations inter-étages, limites disponibles dans la méthodologie Hazus

(FEMA, 2012) pour plusieurs typologies de bâtiments et pour l'étude de plusieurs niveaux de dommages, peut alors nous informer de l'état de dommage minimal d'une structure.

### 3.4 Évaluation des caractéristiques dynamiques des bâtiments et des indicateurs de dommage

À partir des données présentées au paragraphe 3.2, nous avons sélectionné celles pour lesquelles étaient disponibles à la fois les enregistrements au niveau des toits – ou à défaut, au niveau du dernier étage – et au niveau des rez-de-chaussée – ou à défaut, au niveau du sous-sol quand ceux-ci étaient disponibles (1744 données). Les autres données n'ont pas été retenues car elles ne permettaient pas le calcul du déplacement relatif horizontal entre le haut et le bas des bâtiments. De plus, nous n'avons conservé que les données pour lesquelles le  $PGA$  est supérieur à  $0.05 m/s^2$ , de telle façon que le rapport signal sur bruit des enregistrements était suffisant pour effectuer le traitement décrit ci-dessous. Nous avons donc retenu 772 couples {enregistrement bas ; enregistrement haut}, à partir desquels nous avons effectué le traitement décrit ci-dessous, et résumé sur la figure 3.6.

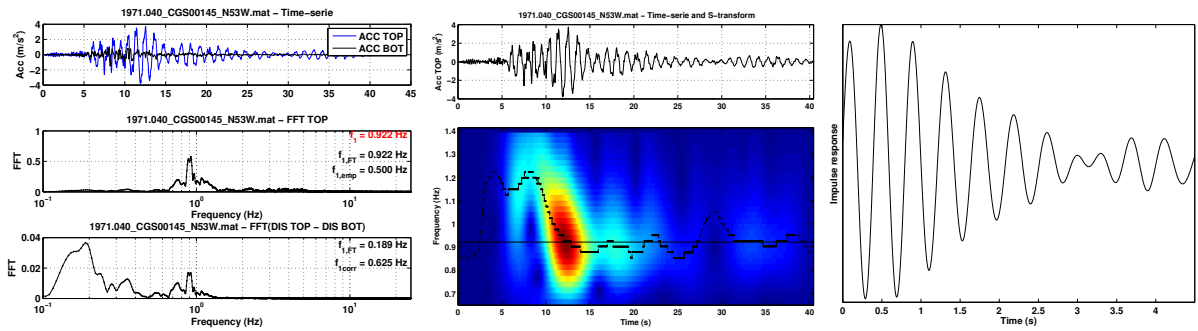


FIGURE 3.6 – Description des trois étapes de la méthode de pointage des données : 1. Pointage de la fréquence du premier mode à partir de la transformée de Fourier ; 2. Pointage des fréquences pré-sismique, co-sismique minimale et post-sismique à partir d'une distribution temps–fréquence effectuée à l'aide d'une  $S$  transform (Stockwell *et al.*, 1996) ; 3. Évaluation de la fréquence et de l'amortissement à partir de la réponse impulsionnelle.

#### 3.4.1 Identification des fréquences

La première étape du traitement a été d'identifier la fréquence du premier mode des bâtiments. Pour ce faire, plusieurs valeurs de fréquences ont été considérées :

- la fréquence pointée à partir de la transformée de Fourier, notée  $f_{FFT}$ . Pour la détermination de cette fréquence, la transformée de Fourier est calculée à partir de l'enregistrement de l'accélération en haut du bâtiment.

Afin d'avoir une indication sur la valeur de la fréquence propre du bâtiment, lorsque plusieurs fréquences présentaient un pic avec une amplitude de la transformée de Fourier importante, une indication était apportée par la connaissance de la fréquence empirique simplifiée, notée  $f_{emp}$ , et inversement proportionnelle au nombre d'étages ( $f_{emp} = 10/N$ ,

avec  $N$  le nombre d'étages).

- la fréquence pointée à partir de la transformée de Fourier du déplacement relatif entre le haut et le bas du bâtiment, notée  $\mathbf{f}_{\mathbf{FFT},\text{dis}}$ .

La définition de cette fréquence a deux objectifs : (1) lorsque cette fréquence est égale à la fréquence  $\mathbf{f}_{\mathbf{FFT}}$  déterminée uniquement à partir de l'accélération en haut du bâtiment, cela valide la synchronisation des données entre le haut et le bas de la structure. (2) Une fois la synchronisation validée, un traitement temps–fréquence sera appliquée sur le déplacement relatif.

- une autre valeur de fréquence a été calculée, purement informative, afin de valider la synchronisation des données : la fréquence notée  $\mathbf{f}_{\text{corr}}$  et évaluée par le calcul du temps de trajet des ondes entre le rez-de-chaussée et le toit, pour lesquelles on a  $f_{\text{corr}} = \frac{1}{4\tau}$ , où  $\tau$  correspond au temps mis par les ondes pour se propager jusqu'en haut de la structure. Cette valeur de fréquence, valide uniquement dans le cas où la réponse du bâtiment est 1D et que les déformations dans le bâtiment sont dues à l'effet de cisaillement (Todorovska et Trifunac, 2008), permet donc d'apporter une information sur la synchronisation des enregistrements entre le bas et le haut de la structure.

Les fréquences  $\mathbf{f}_{\mathbf{FFT},\text{dis}}$  et  $f_{\text{corr}}$  ont été utilisées ici afin d'effectuer un contrôle qualitatif sur la détermination des autres valeurs de fréquences ou sur la synchronisation des données. Par la suite, ces fréquences ne seront pas mentionnées.

### 3.4.2 Évaluation des fréquences pré-sismique, co-sismique minimale et post-sismique

Les variations de fréquences des bâtiments soumis à de fortes sollicitations ont déjà été mentionnées plus haut. On peut notamment rappeler les travaux récents de Todorovska et Trifunac (2007) et Michel et Guéguen (2010) qui ont mesuré les variations de fréquences à partir de distributions temps–fréquence. La totalité des travaux sur ce sujet a été effectuée sur des bâtiments particuliers. L'objectif, dans ce document, est d'estimer, à plus grande échelle, les variations de fréquences des bâtiments dans lesquels ont été enregistrés des séismes.

Différentes méthodes ont été utilisées dans la littérature afin de visualiser ces variations de fréquences : Todorovska et Trifunac (2007) effectuent une transformée de Gabor sur le déplacement relatif entre le haut et le bas de la structure, Michel et Guéguen (2010) utilisent une distribution de Wigner-Ville lissée réallouée à partir de l'enregistrement de l'accélération en haut d'un bâtiment. Dans notre cas, la méthode utilisée avait pour contrainte d'être rapidement calculable car elle devait être effectuée sur les 772 données {enregistrement bas ; enregistrement haut}. Nous avons donc décidé d'utiliser la *S transform* (Stockwell *et al.*, 1996) qui remplit cette condition (figure 3.9).

La *S transform* d'une fonction  $h(t)$  est définie à partir d'une transformée en ondelettes continue  $W(\tau, d)$ , telle que :

$$S(\tau, f) = e^{i2\pi f\tau} W(\tau, d) \quad (3.13)$$

où :

$$W(\tau, d) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t)w(t - \tau, d)dt \quad (3.14)$$

et où l'ondelette  $w(t, d)$  est définie par :

$$w(t, d) = \frac{|f|}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2 f^2}{2}} e^{-i2\pi ft} \quad (3.15)$$

D'après les équations 3.13 et 3.14 :

$$S(\tau, f) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t) \frac{|f|}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(t-\tau)^2 f^2}{2}} e^{-i2\pi ft} dt \quad (3.16)$$

D'après l'équation 3.16, la  $S$  transform correspond donc à la transformée de Fourier, évaluée à chaque instant  $\tau$ . En effet, en sommant la  $S$  transform, on peut montrer que l'on retrouve la transformée de Fourier  $H(f)$  de  $h(t)$  :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} S(\tau, f) d\tau = H(f) \quad (3.17)$$

Le calcul de la  $S$  transform dépend donc des pas de temps  $d\tau$  et de fréquence  $df$  considérés. Néanmoins, pour effectuer une  $S$  transform sur un signal sismique avec un échantillonnage convenable en temps et en fréquence, le temps n'excède pas quelques secondes (figure 3.9).

Les quelques études traitant des variations de fréquences ont permis de valider ce traitement : on obtient en effet des résultats similaires aux études de [Todorovska et Trifunac \(2007\)](#) (figure 3.7) et de [Michel et Guéguen \(2010\)](#) (figure 3.8). Les temps de calculs sont considérablement réduits par rapport au calcul de la transformée de Wigner-Ville lissée réallouée (figure 3.9) : on passe d'environ 430s pour le calcul de la transformée de Wigner-Ville à 6s avec la  $S$  transform, pour un signal de 100s échantillonné à 50Hz, soit une diminution d'un facteur 70 pour des résultats similaires. Ces durées tiennent compte de l'opération de lissage.

Lorsque la synchronisation entre les données du rez-de-chaussée et du haut du bâtiment était justifiée, la  $S$  transform a été effectuée sur le déplacement relatif horizontal, comme le font [Todorovska et Trifunac \(2007\)](#). Dans le cas contraire, nous avons appliqué la  $S$  transform sur l'accélération enregistrée au niveau du toit. Une fois la  $S$  transform réalisée, un pointage manuel a permis d'identifier les fréquences pré-sismique  $\mathbf{f}_{0,ST}$  – c'est-à-dire au début de l'enregistrement –, co-sismique minimale  $\mathbf{f}_{\min,ST}$  – la valeur de la fréquence instantanée minimale atteinte au cours de la sollicitation – et de la fréquence post-sismique  $\mathbf{f}_{\text{end},ST}$  – c'est-à-dire à la fin de la sollicitation.

### 3.4.3 Fréquences empiriques définies dans l'Eurocode 8 (2005)

On peut associer à chaque bâtiment de la base de données une fréquence empirique, notée  $\mathbf{f}_{\text{emp},EC8}$ , telle qu'elle est définie dans l'Eurocode 8. Ces fréquences sont définies à partir de la hauteur  $H$  du bâtiment et du matériau constituant son ossature. L'Eurocode 8 distinguant également le type de comportement des bâtiments, nous avons choisi d'utiliser les formules simplifiées

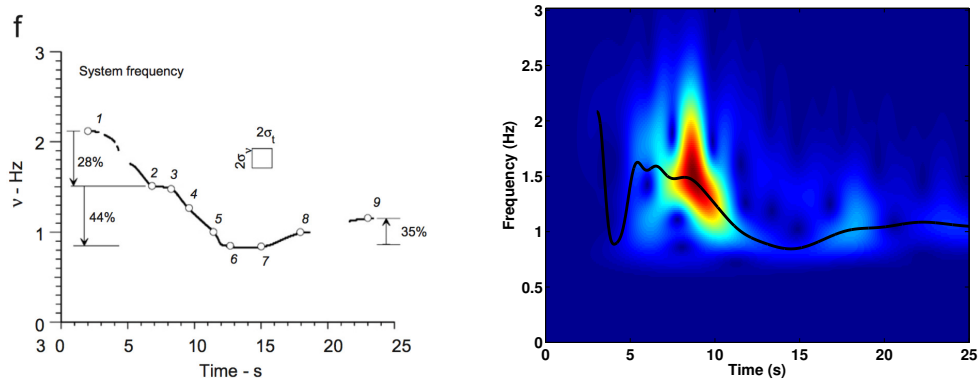


FIGURE 3.7 – Comparaison des traitements du séisme d’Imperial Valley (15 octobre 1979, magnitude  $M_W$  6.4) enregistré dans la direction Nord–Sud de l’Imperial County Services Building situé à El Centro. À gauche : à l’aide d’une transformée de Gabor, effectuée par Todorovska et Trifunac (2007) ; à droite : à l’aide de la  $S$  transform.

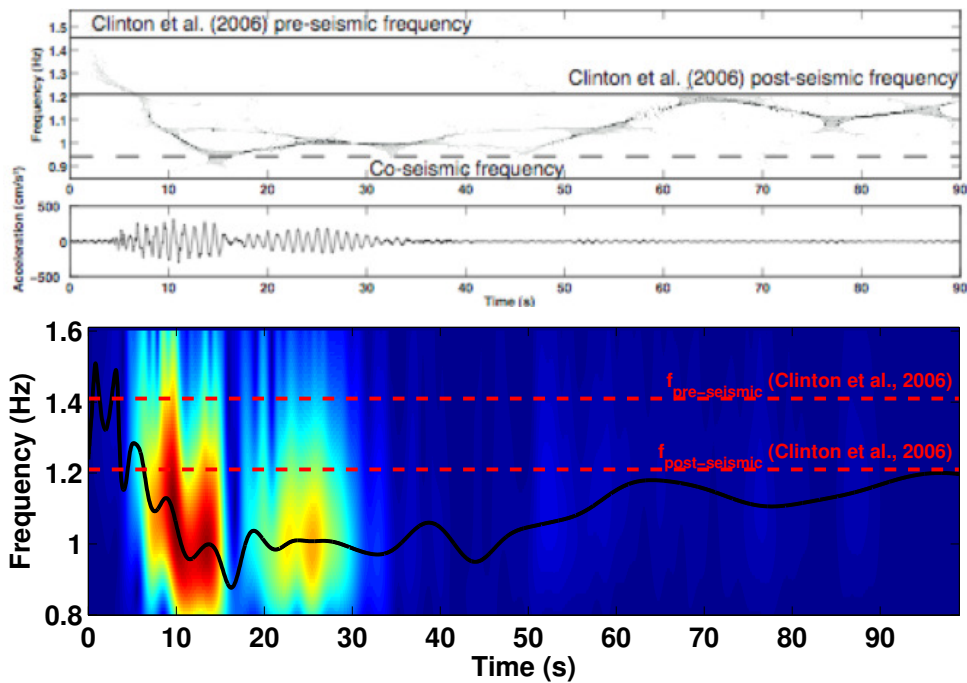


FIGURE 3.8 – Comparaison des traitements du séisme de San Fernando (9 février 1971, magnitude  $M_L$  6.5) enregistré dans la direction Est–Ouest de la Millikan Library situé sur le campus de Pasadena. En haut : à l’aide d’une transformée de Wigner-Ville lissée réallouée, effectuée par Michel et Guéguen (2010) ; en bas : à l’aide de la  $S$  transform, où le trait correspond au maximum d’énergie à chaque instant.

suivantes (en terme de période) :

- $T = 0.085 H^{3/4}$  pour les bâtiments avec une ossature en acier ;
- $T = 0.075 H^{3/4}$  pour les bâtiments avec une ossature en béton armé ;
- $T = 0.025 H^{3/4}$  pour les bâtiments en maçonnerie ;
- $T = N/10$  pour les autres bâtiments.

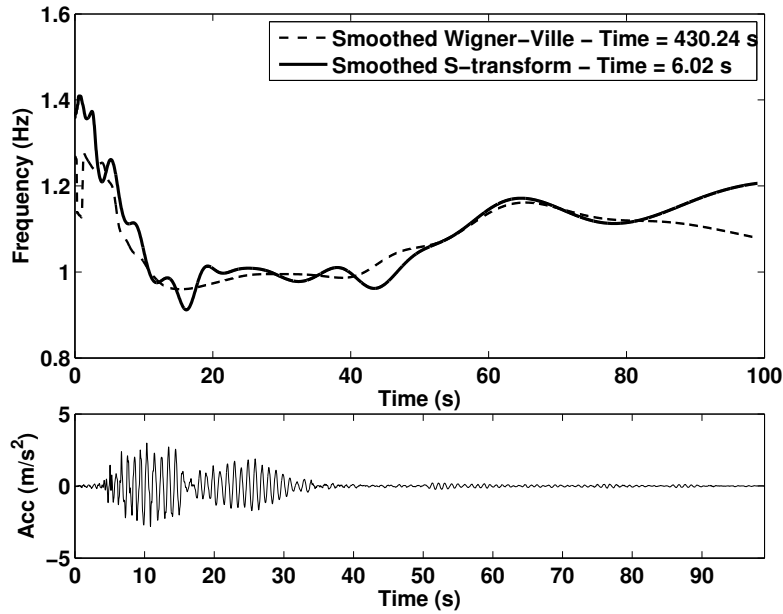


FIGURE 3.9 – Comparaison des traitements du séisme de San Fernando (9 février 1971, magnitude  $M_W$  6.6) enregistré dans la direction Est–Ouest de la Millikan Library situé sur le campus de Pasadena. En pointillés : à l’aide d’une transformée de Wigner-Ville lissée réallouée, effectuée par Michel et Guéguen (2010) ; en trait plein : à l’aide de la  $S$  transform lissée. Les temps de calcul, prenant en compte l’effet du lissage, sont donnés dans la légende de la figure.

Ces relations entre la fréquence et la hauteur des bâtiments, définies dans l’Eurocode 8, sont davantage adaptées au parc immobilier européen qu’aux typologies de bâtiments américaines. Cependant, le code de construction canadien (NBCC, 2005) propose ces mêmes relations empiriques, pour des classes de bâtiments analogues aux typologies américaines, établies sur la base des enregistrements de séismes enregistrés entre 1971 et 1994 dans des bâtiments californiens. La seule différence provient des bâtiments en maçonnerie pour lesquels le NBCC préconise  $T = 0.05 H^{3/4}$ . On peut donc utiliser les fréquences empiriques définies dans l’Eurocode 8 dans le cas des bâtiments californiens.

En comparant ces fréquences empiriques avec les fréquences déterminées expérimentalement (figure 3.10), on s’aperçoit que les fréquences empiriques sous-estiment les fréquences réelles. Ce résultat a déjà été observé par (Michel *et al.*, 2010b) à partir des fréquences de 60 bâtiments en béton armé ou en maçonnerie de Grenoble. De plus, on observe une grande dispersion dans les valeurs de fréquences. On vérifie également que pour les fréquences pointées on a  $f_{min,ST} < f_{FFT} < f_{0,ST}$ , ce qui est cohérent puisque la fréquence  $f_{FFT}$  correspond à la fréquence de la transformée de Fourier, *i.e.* de la  $S$  transform cumulée au cours du temps, et que  $f_{min,ST}$  et  $f_{0,ST}$  correspondent aux fréquences minimale et initiale (donc maximale) de la fréquence du bâtiment déterminée à partir de la  $S$  transform.

### 3.4.4 Évaluation de l’amortissement

La troisième et dernière étape du traitement a été, pour les données dont les enregistrements en bas et en haut étaient synchronisés, d’évaluer l’amortissement. Pour ce faire, à partir des

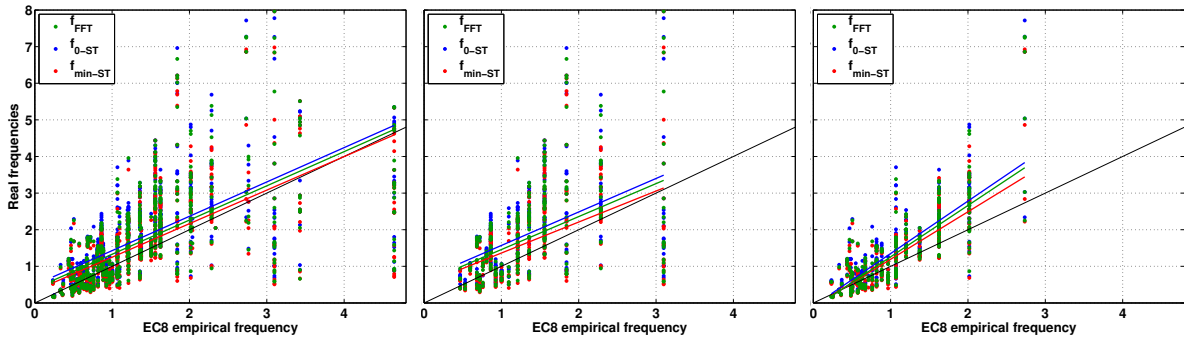


FIGURE 3.10 – Fréquences réelles –  $f_{FFT}$ ,  $f_{0,ST}$  et  $f_{min,ST}$  – en fonction des fréquences empiriques définies dans l’Eurocode 8 (2005), pour l’ensemble des bâtiments de la base de données (gauche), pour les bâtiments en béton seulement (milieu) et pour les bâtiments à ossature en acier (droite). Les traits en couleur sont les régressions linéaires des fréquences réelles en fonction de la fréquence empirique et le trait noir représente la fréquence unitaire  $f = f_{emp,EC8}$ .

déplacements en bas et en haut de la structure, la réponse impulsionnelle a été calculée en effectuant la transformée de Fourier inverse du rapport des transformées de Fourier des signaux en haut et en bas du bâtiment :

$$\text{Réponse impulsionnelle} = \text{TF}^{-1} \left[ \frac{\text{TF}(\text{enregistrement haut})}{\text{TF}(\text{enregistrement bas})} \right] \quad (3.18)$$

Un filtrage autour de la fréquence  $f_{FFT}$  donne enfin une courbe telle que celle figurant sur le troisième graphique de la figure 3.6, qui correspond à la réponse impulsionnelle du premier mode de la structure. À partir de la pente de l’enveloppe décroissante et de la fréquence de cette courbe, une simple identification permet d’accéder à l’amortissement du bâtiment par décrement logarithmique (Clough et Penzien, 1993), et également à la valeur de la fréquence du premier mode. On obtient alors une unique valeur d’amortissement par couple de données {enregistrement bas ; enregistrement haut}.

Sur la figure 3.11, on observe que la valeur médiane des amortissements est de l’ordre de 5 % pour des accélérations maximales comprises entre 0.05 et 10.00  $m/s^2$ , avec cependant un mode de la distribution lognormale autour de 3 %. Cette observation est cohérente avec la surestimation systématique des amortissements réalisée en comparaison des valeurs plus faibles obtenues à partir d’enregistrements de vibrations ambiantes. De plus, elle valide la prise en compte d’un amortissement de 5 % dans la définition des spectres de réponses élastiques réglementaires. Dans le cas d’une étude spécifique, il importe de vérifier cette valeur d’amortissement, qui est très dépendante du bâtiment (figure 3.11) et qui peut avoir un impact significatif sur les courbes de fragilité.

La méthode utilisée n’est peut être pas assez robuste pour évaluer l’amortissement à partir de signaux sismiques aussi courts, ce qui peut engendrer des valeurs incohérentes.

Pour la suite de l’étude, notamment pour les calculs des spectres en accélération, en vitesse et en déplacement, l’amortissement sera fixé à 5 % pour l’ensemble des bâtiments. Cette valeur correspond néanmoins aux recommandations usuelles pour les structures dont le comportement reste élastique.



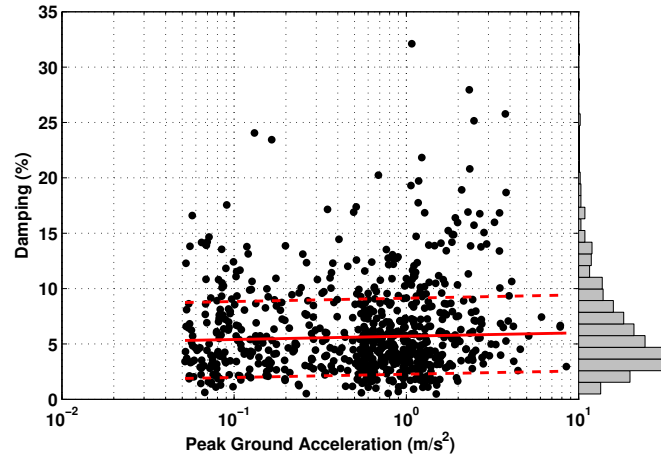


FIGURE 3.11 – Amortissements évalués à partir des réponses impulsionnelles en fonction des accélérations maximales au niveau des rez-de-chaussée (PGA). Le trait plein en rouge correspond à la valeur médiane, les traits en pointillés correspondent à la valeur médiane plus ou moins l'écart-type  $\sigma$  (avec  $\sigma = 3.4\%$ ). L'histogramme de droite représente la distribution des amortissements.

### 3.4.5 Comparaison entre les chutes de fréquences et les *NRRD*

Le *NRRD* et la chute de fréquence sont les deux indicateurs de dommage retenus pour identifier l'endommagement au sein des bâtiments. À partir de deux structures en maçonnerie endommagées en laboratoire, Michel *et al.* (2011) ont relié les chutes de fréquences aux valeurs de déformations inter-étages mesurées, avec de faibles écarts-types. De même avant eux, Dunand (2005) avait observé cette relation à partir de quelques données de bâtiments californiens. À plus large échelle, et sur des bâtiments réels, nous avons représenté le rapport entre la fréquence minimale  $f_{min,ST}$ , et la fréquence initiale  $f_{0,ST}$ , pour l'ensemble des bâtiments (figure 3.12). Nous observons également une décroissance de la fréquence normalisée en fonction des *NRRD*. Cependant, les écarts-types associés sont très importants, du fait que les structures utilisées sont toutes différentes et que leur comportement diffère également.

Suite au séisme de Boumerdes, Dunand *et al.* (2004) observèrent que les bâtiments identifiés comme sains lors de la mission post-sismique avaient pu subir une chute de fréquence permanente allant jusqu'à 30%. Les bâtiments ayant subi des dommages intermédiaires ont vu leur fréquence chuter de 30 à 70%. Dans notre cas, on observe des chutes de fréquences transitoires supérieures à 30%, *i.e.*  $f_{min,ST}/f_{0,ST} < 0.7$ , qui pourraient alors signifier que des dommages au moins légers peuvent être présents. Cependant, si on considère les valeurs de *NRRD* pour lesquelles on s'attend à avoir des dommages (pour les valeurs supérieures à environ 0.003 *m/m*, d'après les valeurs données dans Hazus (FEMA, 2012)), peu de données correspondent à  $f_{min,ST}/f_{0,ST} < 0.7$ .

On observe également des données pour lesquelles la fréquence n'est pas modifiée au cours de la sollicitation ( $f_{min,ST}/f_{0,ST} \approx 1$ ) et qui correspondent à des déformations *NRRD* importantes, pouvant même générer des dommages, car il y a des valeurs supérieures à 0.003 *m/m*.



La grande variabilité des chutes de fréquence, qui peut provenir de la méthode d’acquisition de ces fréquences, ainsi que l’absence de limites caractérisant un niveau de dommage, ne permet pas de conserver la décroissance des fréquences pour caractériser la réponse des bâtiments et identifier les dommages. Dans la suite de cette étude, nous nous concentrons donc sur l’utilisation du déplacement relatif du toit, le  $NRRD$ , pour identifier les dommages et représenter la réponse des bâtiments.

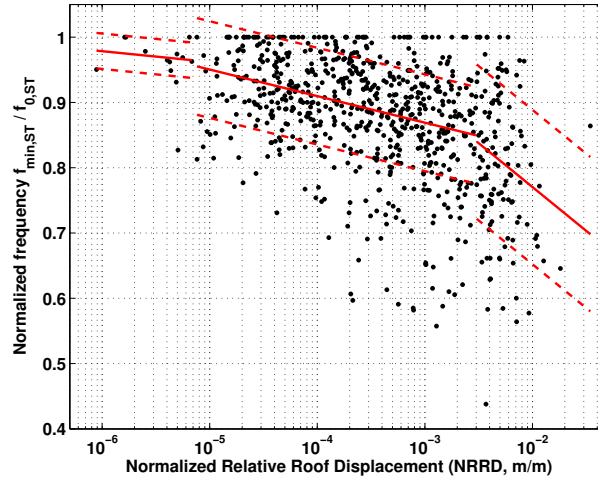


FIGURE 3.12 – Diminution des fréquences  $f_{min,ST}/f_{0,ST}$  en fonction des  $NRRD$  maximum, pour l’ensemble des bâtiments de la base de données. Un point correspond à un bâtiment dans lequel a été enregistré un séisme.

### 3.5 Variabilité de la réponse des bâtiments ( $NRRD$ ) en fonction des indicateurs de nocivité

La nocivité d’un signal sismique est une notion traitée à l’aide de différents paramètres, mentionnés comme les mesures d’intensité dans la littérature, en anglais *intensity measure (IM)*. Dans la suite de cette étude, nous le mentionnerons comme le paramètre de nocivité. Dans les méthodes de vulnérabilité sismique, l’accélération maximale enregistrée au niveau du sol (PGA) ou la valeur du spectre en accélération ou en déplacement, pour une fréquence et un amortissement donnés, sont les paramètres les plus couramment utilisés. Par exemple la méthodologie Hazus (FEMA, 2012) propose des courbes de fragilité – donnant la probabilité qu’une structure soit endommagée en fonction d’un aléa donné – en fonction du spectre en déplacement  $S_d$  calculé à la fréquence de la structure, et propose également des courbes de fragilité dépendant du PGA.

Les paramètres d’endommagement (voir section 3.3.2) sont très dépendants de la qualité des mesures, en particulier ceux qui reposent sur un calcul à partir des déformées modales. C’est pourquoi nous nous sommes focalisés sur le déplacement relatif du bâtiment pour caractériser la réponse dynamique des structures sous sollicitations sismiques. Ce déplacement correspond au déplacement relatif du toit, ou du dernier étage lorsqu’il n’y a pas de données disponibles au niveau du toit, normalisé par la hauteur totale du bâtiment. Ce paramètre est égal à la moyenne

---

des déformations inter-étages dans le bâtiment. Par conséquent, il peut fournir des informations sur l'état de dommage des structures. La FEMA (2012) donne des valeurs de déformations inter-étages limites pour l'analyse de plusieurs niveaux de dommages.

L'objectif de cette section est d'observer les relations entre les mouvements du sol et les réponses des bâtiments, représentées par le *NRRD*. Cette variabilité de la réponse des bâtiments dépend de l'indicateur de nocivité utilisé pour représenter la nocivité des séismes. L'utilisation d'un indicateur de nocivité qui permet de réduire cette variabilité permettra alors de connaître le déplacement relatif au sein d'un bâtiment avec une meilleure estimation. Cette variabilité est une combinaison des incertitudes aléatoire et épistémique :

- l'incertitude aléatoire est apportée par la variabilité de l'aléa sismique et peut être améliorée en considérant le paramètre de nocivité qui minimisera le lien avec le *NRRD*. Cependant, par définition, cette composante est aléatoire et ne peut donc être totalement connue ;
- l'incertitude épistémique peut être diminuée en améliorant la connaissance sur la réponse des structures, notamment en contraignant les données par type de matériau, ou par nombre d'étages. De ce fait, on introduit des typologies de bâtiments, dans lesquelles le comportement de chaque structure peut être mieux défini.

Pour un indicateur de nocivité donné, la variabilité des *NRRD* dépend également de la fonction utilisée pour ajuster les données. En effet, pour une classe d'*IM* ayant une distribution uniforme de valeurs, par exemple le *PGA* (figure 3.13) ou le spectre en déplacement *Sd* (figure 3.14), on observe que les *NRRD* correspondant obéissent à une loi de distribution lognormale. Les données ont été triées en cinq classes de *PGA* (respectivement *Sd*) croissants, chaque classe comportant 150 données. Pour chaque classe, exceptée la cinquième qui n'est pas uniforme en *PGA* (resp. *Sd*) car elle comporte davantage de données avec de faibles amplitudes, on observe que les *NRRD* suivent une loi lognormale (ou ont une distribution normale dans un repère logarithmique). Quelque soit l'indicateur de nocivité utilisé *IM* dans la suite, pour une distribution uniforme de l'*IM* correspond une distribution lognormale des *NRRD*. Ce résultat justifie que les courbes de fragilité, lorsque le paramètre de dommage utilisé est la déformation inter-étage, soient exprimées à l'aide de la fonction de répartition de la loi lognormale, c'est-à-dire :

$$P[d > ds](A) = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(A) - \mu}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right)$$

où  $ds$  est le niveau de dommage considéré,  $A$  est le paramètre décrivant la nocivité des séismes et  $\mu$  et  $\sigma$  sont la valeur médiane et l'écart-type caractérisant la courbe de fragilité.

Afin de relier les *NRRD* aux différents indicateurs du mouvement du sol, cette distribution lognormale des *NRRD* requière d'introduire des fonctions reliant le  $\ln(NRRD)$  aux indicateurs

de nocivité  $IM$ . Pour ce faire, nous avons considéré les trois fonctions suivantes :

$$\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + \varepsilon \quad (3.19)$$

$$\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM + \varepsilon \quad (3.20)$$

$$\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM + d (\ln(IM))^2 + e IM^2 + \varepsilon \quad (3.21)$$

où  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  et  $e$  sont des facteurs qui seront ajustés à partir des données et  $\varepsilon$  un terme correspondant à la variabilité. La notation  $\ln$  fait référence au logarithme naturel.

Les indicateurs sont séparés en trois familles. Nous nous intéresserons dans un premier temps aux paramètres caractérisant le mouvement du sol par une valeur scalaire, tels que le  $PGA$  ou l'intensité d'Arias. Puis nous nous focaliserons sur les différentes définitions de durées de mouvement sismique – la durée d'un signal est une notion couramment utilisée, notamment en sismologie dans les méthodes de prédiction des mouvements sismiques – avec l'objectif de répondre à la problématique suivante : peut-on caractériser la nocivité d'un signal sismique par sa durée? Enfin, nous nous intéresserons aux indicateurs définis à partir des spectres en déplacement, en vitesse et en accélération. Ces paramètres font intervenir les caractéristiques modales des bâtiments, à savoir fréquences et amortissements et la corrélation entre les valeurs spectrales et la réponse des bâtiments peut varier suivant la valeur de fréquence utilisée pour calculer les différents spectres. En particulier, lorsque les fréquences des bâtiments varient au cours d'une sollicitation, comme cela a été présenté au paragraphe 3.3.2, nous mettrons en évidence la valeur de fréquence qui, lorsqu'on l'introduit dans les spectres en accélération, vitesse et déplacement, apporte la variabilité la plus faible.

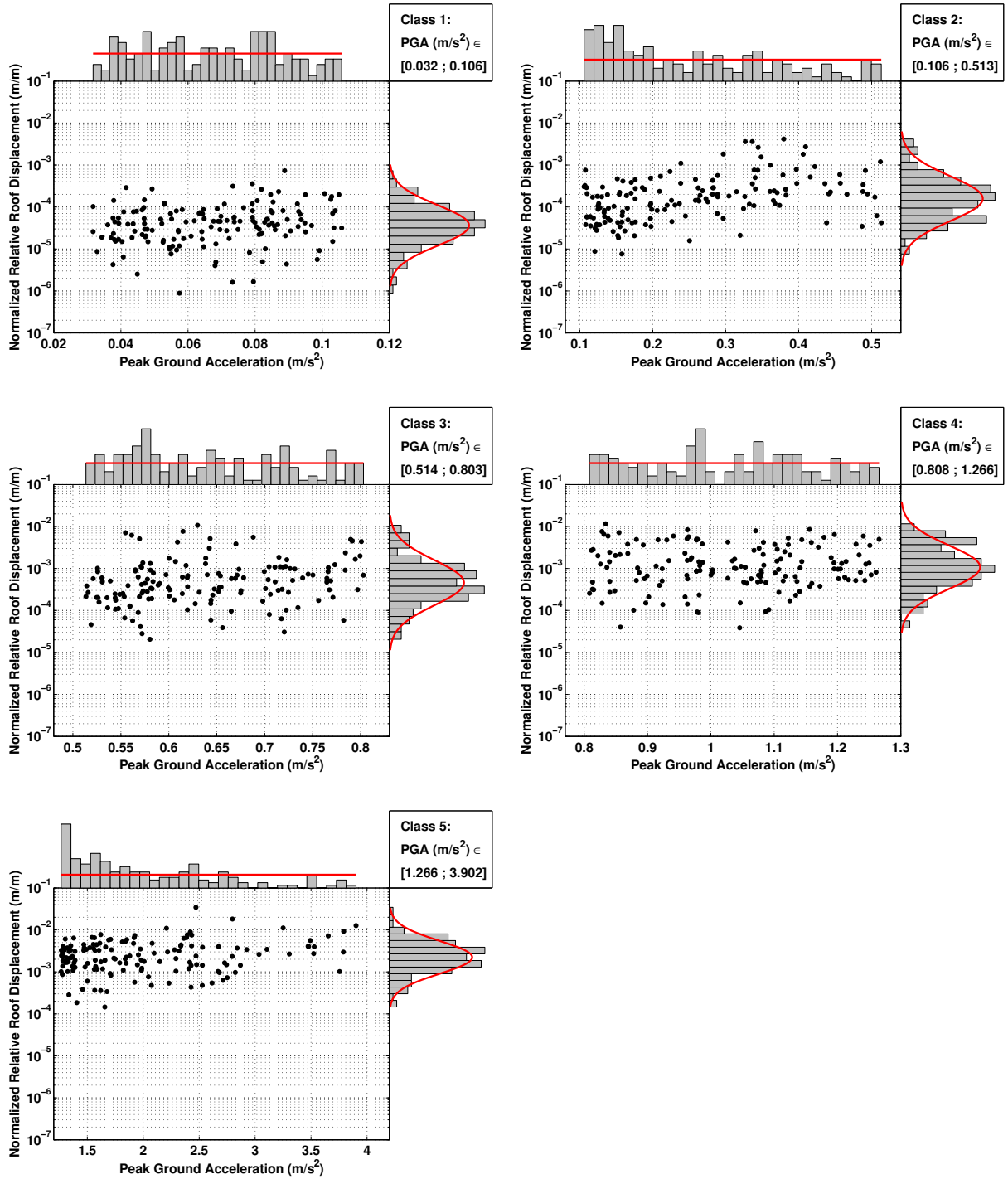


FIGURE 3.13 – Distributions des  $NRRD$  en fonction des distributions des  $PGA$ , pour cinq classes de  $PGA$  croissantes (de gauche à droite, et de haut en bas) :  $[0.032 ; 0.106]$ ,  $[0.106 ; 0.513]$ ,  $[0.514 ; 0.803]$ ,  $[0.808 ; 1.266]$  et  $[1.266 ; 3.902] m/s^2$ . Chaque classe contient 150 données issues de la base de données californienne.

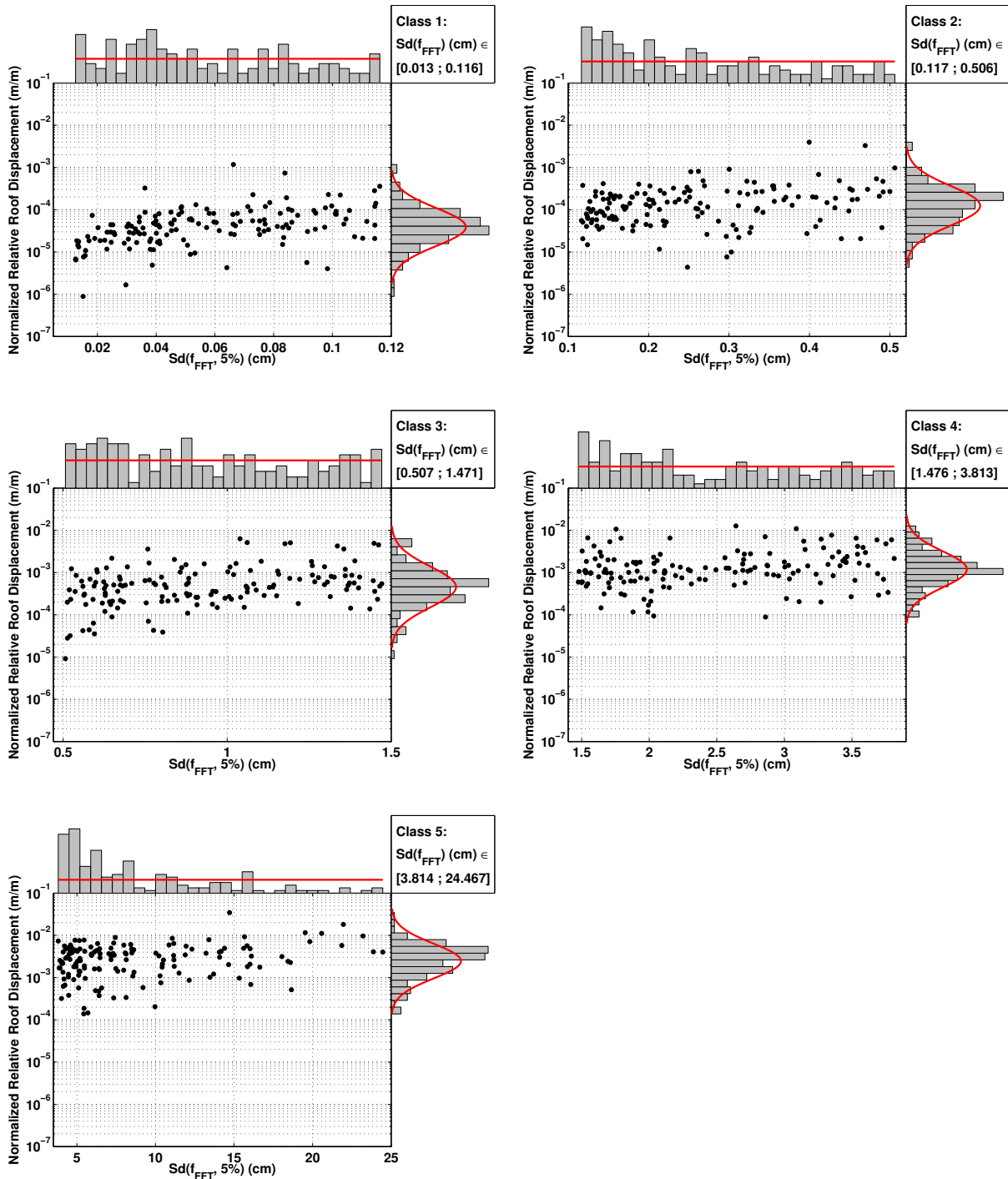


FIGURE 3.14 – Distributions des  $NRRD$  en fonction des distributions des  $Sd(f, 5\%)$ , pour cinq classes de  $Sd$  croissantes (de gauche à droite, et de haut en bas) : [0.013 ; 0.116], [0.117 ; 0.506], [0.507 ; 1.471], [1.476 ; 3.813] et [3.814 ; 24.467] cm. Chaque classe contient 150 données issues de la base de données californienne.

---

### 3.5.1 Indicateurs de nocivité classiques

On s'intéresse dans un premier temps à caractériser les signaux sismiques par les indicateurs de nocivité classiques, définis dans le tableau 3.1. Certains indicateurs permettent de définir la nocivité des sollicitations et leur contenu hautes fréquences, tel que le *PGA* (l'amplitude maximale de l'accélération), basses fréquences, tel que le *PGD* (l'amplitude maximale du déplacement), ou les fréquences intermédiaires, tel que le *PGV* (l'amplitude maximale de la vitesse).

L'intensité d'Arias ( $I_a$ ; Arias, 1970) et la *Cumulative Absolute Velocity* (*CAV*; EPRI, 1988) sont des indicateurs qui ont été proposés par l'industrie nucléaire afin de définir des seuils d'alerte. Par exemple, l'*EPRI* ( $1 EPRI = 20 \times CAV$ ) est un indicateur couramment utilisé dans l'industrie nucléaire pour caractériser la nocivité d'un signal. Comme les sollicitations ayant de faibles amplitudes ne contribuent pas à endommager les structures, deux autres définitions de la *CAV* furent proposées pour ne pas tenir compte des amplitudes faibles : la  $CAV_{std}$  (EPRI, 1991) – qui analyse le signal sismique par intervalles de 1 s et exclut les intervalles dont l'amplitude maximum n'atteint pas  $2.5 \text{ cm/s}^2$  – et la  $CAV_5$  – qui ne comptabilise que les amplitudes du signal supérieures à  $5 \text{ cm/s}^2$ .

Il existe une multitude d'indicateurs dans la littérature. Cette étude se concentre sur les indicateurs présentés dans le tableau 3.1. En plus des indicateurs précédents, nous avons utilisé le *Root Mean Square*, qui intègre le carré de l'accélération sur la longueur du signal, et ses équivalents à partir de la vitesse et du déplacement. L'intensité d'Housner (*SI*; Housner, 1965) correspond au spectre de vitesse cumulé entre les périodes 0.1 à 2.5 secondes, cet intervalle étant défini pour sommer le spectre de vitesse autour de la période d'un bâtiment. Nous avons également utilisé les équivalents de l'intensité d'Housner calculés à partir des spectres en accélération et en déplacement. Enfin, les indicateurs de nocivité proposés par Sarma (1971), Fajfar *et al.* (1990) et Benedetti *et al.* (2001) ont également été pris en compte.

Pour chacun de ces indicateurs, les formes 1 à 3 (équations 3.19, 3.20 et 3.21) ont été utilisées afin d'étudier la réponse des bâtiments en fonction des différents *IM* (figure 3.15). Sur cette figure, on remarque que le *PGV* apporte les écarts-types les plus faibles. L'ensemble des résultats est regroupé dans le tableau 3.2. Quelque soit l'indicateur de nocivité, la prise en compte d'une forme plus complexe apporte des écarts-types plus faibles. Ceci est prévisible, car les formes 2 et 3 autorisent plus de possibilités pour ajuster les données que la forme 1. Cependant, les gains sur les écarts-types ne sont pas très importants – par exemple, sur la figure 3.15, pour le *PGA*, les trois écarts-types associés aux trois fonctions sont très proches de 1.100. De plus, la forme 3 fait intervenir des termes au carré. Ceci implique qu'en dehors de l'intervalle des données pour lesquelles ces fonctions sont définies, il se peut que la forme 3 diverge rapidement (voir la forme 3 associée au *PGV* sur la figure 3.15). Pour cette raison, nous ne mentionnerons pas les résultats apportés par cette fonction. En comparant les fonctions 1 et 2 sur la figure 3.15, notamment pour l'intensité d'Arias, on peut voir que la forme 2 permet d'établir un plateau pour les valeurs importantes d'*IM*. Cette caractéristique permet de tenir compte de l'effet non linéaire de la réponse des bâtiments : le *NRRD* ne peut pas toujours augmenter avec les valeurs croissantes d'*IM*, donc à partir d'une certaine valeur d'*IM*, le *NRRD* se stabilise. Pour la suite de cette section, et pour les sections suivantes, les écarts-types mentionnés font référence aux écarts-types

Indicateur de nocivité	Détail	Référence
<i>PGA</i>	Peak Ground Acceleration	
<i>PGV</i>	Peak Ground Velocity	
<i>PGD</i>	Peak Ground Displacement	
<i>CAV</i>	<i>Cumulative Absolute Velocity</i> $CAV = \int_0^{t_E}  a(t)  dt$	EPRI (1988)
<i>CAV<sub>std</sub></i>	<i>Standardized Cumulative Absolute Velocity</i> $CAV_{std} = \sum_{i=1}^N \left( H(PGA_i - 0.025) \int_{t_i}^{t_{i+1}}  a(t)  dt \right)$ avec $N$ le nombre d'intervalles de 1 s consécutifs et $H$ la fonction de Heaviside : $\forall x \in \mathbb{R}, H(x) = 0$ si $x < 0$ et $H(x) = 1$ sinon	EPRI (1991)
<i>CAV<sub>5</sub></i>	<i>Cumulative Absolute Velocity with a 5 cm/s<sup>2</sup> threshold</i> : $CAV_5 = \int_0^{t_E} H( a(t)  - 0.05)  a(t)  dt$	
<i>I<sub>a</sub></i>	Intensité d'Arias $I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_E} a^2(t) dt$	Arias (1970)
<i>RMS<sub>A</sub></i>	<i>Root Mean Square</i> $RMS_A = \sqrt{\frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} a^2(t) dt}$	
<i>RMS<sub>V</sub></i>	<i>Root Mean Square Velocity</i> $RMS_V = \sqrt{\frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} v^2(t) dt}$	
<i>RMS<sub>D</sub></i>	<i>Root Mean Square Displacement</i> $RMS_D = \sqrt{\frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} d^2(t) dt}$	
<i>ED</i>	<i>Normalized Energy Density</i> $ED = \int_0^{t_E} v^2(t) dt$	Sarma (1971)
<i>SI</i>	<i>Response Spectrum Intensity</i> , evaluated over 0.1 to 2.5 seconds $SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, \xi) dT$	Housner (1965)
<i>ASI</i>	<i>Acceleration Spectrum Intensity</i> , evaluated over 0.1 to 2.5 seconds $ASI = \int_{0.1}^{2.5} S_a(T, \xi) dT$	
<i>DSI</i>	<i>Displacement Spectrum Intensity</i> , evaluated over 0.1 to 2.5 seconds $DSI = \int_{0.1}^{2.5} S_d(T, \xi) dT$	
<i>SRE</i>	<i>Specific Referential Energy</i> $SRE = \int_0^{t_E}  a_g(t) v_g(t)  dt$	Benedetti <i>et al.</i> (2001)
<i>DF</i>	<i>Damage Factor</i> $DF = PGV(D_{Tnac})^{0.25}$	Fajfar <i>et al.</i> (1990)

TABLE 3.1 – Définition des indicateurs de nocivité



associés à la seconde fonction, c'est-à-dire  $\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM + \varepsilon$ .

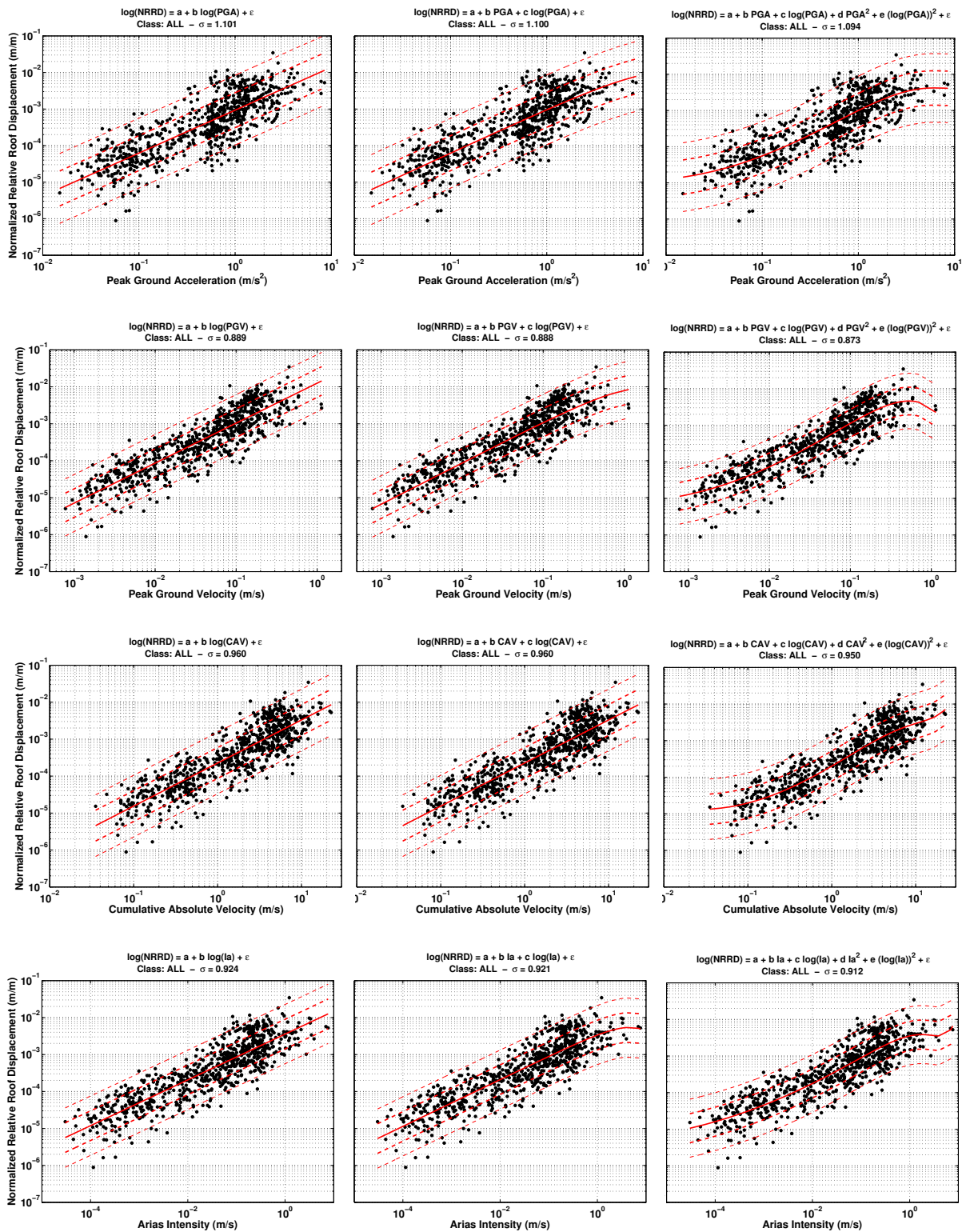


FIGURE 3.15 – Comparaison des trois formes (équations 3.19, 3.20 et 3.21) servant à représenter les  $NRRD$  en fonction des indicateurs de nocivité. Les traits continus rouges correspondent aux valeurs médianes, et les traits en pointillés aux valeurs médianes plus ou moins un à deux écarts-types. Exemple avec le  $PGA$  (1<sup>ère</sup> ligne), le  $PGV$  (2<sup>ème</sup> ligne), la  $CAV$  (3<sup>ème</sup> ligne) et l'intensité d'Arias (4<sup>ème</sup> ligne). Dans cette figure, la notation  $\log$  fait référence au logarithme naturel.



Lorsqu'on s'intéresse à l'ensemble des bâtiments, on observe des variabilités assez importantes, supérieures à 0.87 quelque soit l'*IM* considéré. Cette valeur implique que les valeurs médianes plus ou moins un écart-type  $\mu - \sigma$  et  $\mu + \sigma$  sont séparées d'un facteur  $e^{2\sigma} \approx 6.00$ .

La partie aléatoire ne pouvant être améliorée – puisque nous n'introduisons pas de nouveaux paramètres de nocivité –, on s'intéresse maintenant à caractériser la partie épistémique : en améliorant les modèles de bâtiment – c'est-à-dire en les rangeant par classe –, on peut diminuer la variabilité provenant de la définition du modèle de comportement :

1. Dans un premier temps, on classe les bâtiments par matériau de construction ;
2. Dans un deuxième temps, on affine la typologie des bâtiments en ajoutant le nombre d'étages.

En introduisant les matériaux de construction, on réduit considérablement la variabilité des bâtiments en bois (13 bâtiments) : on a  $\sigma < 0.50$  si on caractérise les sollicitations sismiques par l'*Ia* ou l'*ASI*. Cependant pour les autres classes définies à partir des matériaux uniquement, les incertitudes restent les mêmes, ou sont très peu réduites. En ajoutant une information sur la taille des bâtiments, on obtient des variabilités inférieures à 0.65 pour certains indicateurs de nocivité (*RMS<sub>V</sub>*, *ASI*, *ED*, *SRE* et *DF*). On peut supposer que les incertitudes relatives aux classes contenant les bâtiments en bois auraient pu être améliorées (l'estimation de ces incertitudes n'a pas été effectuée par manque de données).

Le PGA, qui est très utilisé pour décrire le caractère nocif des séismes dans de nombreuses méthodes de vulnérabilité, ne permet pas d'obtenir des incertitudes inférieures à 0.700, excepté pour les bâtiments en bois. Sur les six classes définies par les matériaux Acier et Béton et par le nombre d'étages des bâtiments, le PGA apporte un écart-type moyen  $\sigma_{moy,PGA} = 0.99$ . Il apparaît donc utile d'utiliser d'autres indicateurs de nocivité, tel que le PGV ( $\sigma_{moy,PGV} = 0.77$ ) ou l'*Ia* ( $\sigma_{moy,PGV} = 0.78$ ), l'*ASI* ( $\sigma_{moy,ASI} = 0.74$ ) ou le *Damage Factor* (Fajfar *et al.*, 1990) ( $\sigma_{moy,ASI} = 0.76$ ).

Le PGV indique l'amplitude maximum dans des fréquences intermédiaires, proches des fréquences des bâtiments. L'*ASI* correspond à la somme cumulée des spectres en accélération pour des périodes allant de 0.1 s à 2.5 s. L'utilisation des paramètres de nocivité qui dépendent des propriétés des bâtiments pourrait alors diminuer davantage la variabilité du *NRRD*. Ce concept sera développé dans la dernière section avec l'utilisation des spectres en accélération, vitesse et déplacement. La section suivante traite de la variabilité du *NRRD* en fonction des définitions de durées et du nombre de cycles composant un mouvement du sol.

		Tous (772)	Acier (312)	Béton (317)	Maçon. (47)	Bois (13)	Acier 1-3 (86)	Acier 4-7 (81)	Acier 8+ (145)	Béton 1-3 (71)	Béton 4-7 (116)	Béton 8+ (130)
<i>PGA</i>	1	1.101	1.160	0.957	1.241	0.698	0.763	0.998	1.375	1.023	0.947	0.900
	2	1.100	1.158	0.956	1.180	0.605	0.759	0.987	1.374	1.018	0.924	0.899
	3	1.094	1.140	0.952	1.144	0.560	0.754	0.976	1.348	1.014	0.917	0.897
<i>PGV</i>	1	0.889	0.835	0.823	1.052	0.544	0.690	0.760	0.776	0.970	0.878	0.616
	2	0.888	0.826	0.823	1.046	0.521	0.690	0.701	0.767	0.970	0.872	0.615
	3	0.873	0.775	0.821	1.044	0.429	0.674	0.643	0.730	0.934	0.863	0.606
<i>PGD</i>	1	0.945	0.846	0.931	1.213	0.695	0.872	0.809	0.657	1.023	0.936	0.802
	2	0.944	0.846	0.929	1.213	0.677	0.867	0.793	0.653	1.017	0.928	0.789
	3	0.940	0.836	0.929	1.207	0.487	0.827	0.790	0.652	1.004	0.922	0.786
<i>CAV</i>	1	0.960	0.897	0.850	1.199	0.526	0.782	0.826	0.804	0.934	0.895	0.627
	2	0.960	0.897	0.850	1.186	0.518	0.776	0.813	0.795	0.932	0.889	0.627
	3	0.950	0.865	0.847	1.167	0.494	0.762	0.807	0.737	0.885	0.878	0.624
<i>CAV<sub>5</sub></i>	1	0.991	0.932	0.905	1.065	0.520	0.778	0.813	0.904	0.970	1.004	0.711
	2	0.969	0.907	0.862	1.044	0.503	0.720	0.809	0.889	0.956	0.916	0.679
	3	0.944	0.834	0.847	1.002	0.455	0.711	0.779	0.775	0.932	0.888	0.649
<i>CAV<sub>std</sub></i>	1	0.955	0.852	0.875	1.009	0.547	0.744	0.874	0.775	1.023	0.971	0.691
	2	0.955	0.846	0.868	1.009	0.545	0.716	0.862	0.739	1.018	0.958	0.685
	3	0.950	0.830	0.868	1.004	0.493	0.706	0.840	0.714	0.953	0.895	0.682
<i>I<sub>A</sub></i>	1	0.924	0.890	0.803	1.131	0.491	0.666	0.797	0.913	0.921	0.826	0.632
	2	0.921	0.877	0.803	1.104	0.489	0.663	0.765	0.897	0.913	0.822	0.629
	3	0.912	0.838	0.799	1.089	0.440	0.658	0.747	0.836	0.897	0.810	0.629
<i>RMS<sub>A</sub></i>	1	0.930	0.900	0.816	1.136	0.508	0.676	0.809	0.940	0.898	0.834	0.706
	2	0.928	0.887	0.816	1.096	0.508	0.676	0.774	0.927	0.894	0.829	0.701
	3	0.925	0.864	0.815	1.094	0.420	0.673	0.750	0.889	0.883	0.825	0.698
<i>RMS<sub>V</sub></i>	1	0.916	0.810	0.868	1.171	0.610	0.824	0.751	0.645	0.945	0.895	0.722
	2	0.916	0.807	0.868	1.171	0.578	0.824	0.722	0.639	0.943	0.884	0.706
	3	0.908	0.785	0.866	1.161	0.538	0.773	0.686	0.635	0.927	0.875	0.705

Suite sur la page suivante

		Tous (772)	Acier (312)	Béton (317)	Maçon. (47)	Bois (13)	Acier 1-3 (86)	Acier 4-7 (81)	Acier 8+ (145)	Béton 1-3 (71)	Béton 4-7 (116)	Béton 8+ (130)
<i>RMS<sub>D</sub></i>	1	1.031	0.922	1.006	1.375	0.762	0.982	0.863	0.764	1.011	1.047	0.894
	2	1.031	0.922	1.005	1.375	0.762	0.968	0.862	0.748	1.006	1.037	0.878
	3	1.025	0.916	1.004	1.352	0.592	0.872	0.832	0.748	0.991	1.031	0.857
<i>SI</i>	1	0.893	0.833	0.827	1.089	0.544	0.717	0.767	0.744	0.974	0.875	0.625
	2	0.892	0.827	0.827	1.080	0.521	0.716	0.714	0.727	0.974	0.867	0.625
	3	0.876	0.772	0.824	1.080	0.435	0.695	0.659	0.694	0.938	0.857	0.615
<i>ASI</i>	1	0.868	0.796	0.797	1.102	0.497	0.709	0.740	0.679	0.947	0.826	0.605
	2	0.868	0.794	0.796	1.093	0.495	0.707	0.699	0.669	0.947	0.816	0.605
	3	0.854	0.742	0.795	1.089	0.478	0.694	0.652	0.633	0.915	0.805	0.595
<i>DSI</i>	1	1.008	0.911	0.999	1.332	0.692	0.933	0.874	0.758	1.032	1.014	0.907
	2	1.008	0.911	0.995	1.317	0.673	0.930	0.868	0.748	1.025	1.011	0.879
	3	1.002	0.908	0.991	1.293	0.491	0.881	0.839	0.746	1.008	1.010	0.863
<i>ED</i>	1	0.929	0.824	0.880	1.167	0.588	0.818	0.782	0.628	0.967	0.924	0.693
	2	0.929	0.821	0.880	1.165	0.565	0.817	0.753	0.627	0.967	0.915	0.688
	3	0.924	0.801	0.877	1.165	0.531	0.793	0.750	0.621	0.947	0.895	0.673
<i>SRE</i>	1	0.889	0.804	0.810	1.115	0.506	0.722	0.751	0.663	0.936	0.848	0.599
	2	0.888	0.794	0.809	1.113	0.494	0.718	0.709	0.663	0.935	0.843	0.599
	3	0.878	0.760	0.808	1.104	0.482	0.708	0.693	0.633	0.910	0.821	0.593
<i>DF</i>	1	0.892	0.824	0.824	1.081	0.591	0.741	0.738	0.698	0.944	0.882	0.614
	2	0.892	0.821	0.824	1.077	0.571	0.741	0.697	0.694	0.944	0.875	0.614
	3	0.880	0.778	0.818	1.077	0.488	0.724	0.663	0.660	0.918	0.866	0.604

TABLE 3.2: Liens entre la réponse des bâtiments, représentée par le déplacement relatif du toit (*NRRD*), et les indicateurs de nocivité suivants : *PGA*, *PGV*, *PGD*, *CAV*, *CAV<sub>5</sub>*, *CAV<sub>std</sub>*, *I<sub>A</sub>*, *RMS<sub>A</sub>*, *RMS<sub>V</sub>*, *RMS<sub>D</sub>*, *SI*, *ASI*, *DSI*, *ED*, *SRE* et *DF*. Les valeurs correspondent à l'écart-type entre le logarithme du *NRRD* et le logarithme de l'indicateur de nocivité. Les nombres indiqués entre parenthèses correspondent aux nombres de données disponibles par catégorie de bâtiments.

---

### 3.5.2 Liens entre durées du mouvement sismique et réponse du bâtiment

De nombreuses études ont traité du lien entre le dommage des éléments structuraux et la durée du mouvement sismique. On peut par exemple citer les travaux de [Bommer \*et al.\* \(2004\)](#) qui définirent des modèles hystérétiques permettant de reproduire le comportement de bâtiments en maçonnerie. Ils conclurent que suivant la définition de la durée utilisée, il peut être utile de prendre en compte la durée des signaux car certaines définitions apportent des relations cohérentes avec les dommages alors que d'autres ne reproduisent pas le caractère nocif des séismes. La plupart des études traitant de l'influence de la durée a été regroupée par [Hancock et Bommer \(2006\)](#). Leurs conclusions diffèrent sensiblement les unes des autres : certains auteurs trouvent que les dommages structuraux et la durée d'un séisme n'ont aucun lien ([Cosenza \*et al.\*, 2004](#); [Hancock et Bommer, 2007](#); [Iervolino \*et al.\*, 2006](#)) et d'autres rapportent qu'il existe une forte corrélation ([Mahin, 1980](#); [Aschheim et Black, 1999](#)). Dans chacune des études pré-citées, les auteurs définissent le dommage à partir des déformations inter-étages ou des déplacements. Les différences peuvent provenir :

- de l'utilisation de modèles structuraux différents. Suivant les expériences menées, sur des essais expérimentaux effectués sur des poutres en béton armé ou sur des portiques en acier, jusqu'à l'utilisation de modèles numériques, l'influence de la durée sur les dommages structuraux peut être jugée de nulle à très importante ;
- de l'utilisation de différentes définitions de critères de dommage, telles que la déformation maximale, le maximum de déplacement, la création de rotule plastique ou l'amplitude dans le cycle contraintes/déformations ;
- de l'utilisation de différentes définitions de la durée d'un séisme. Il existe en effet plus d'une trentaine de définitions de durées d'un mouvement sismique ([Bommer \*et al.\*, 2004](#)), certaines d'entre elles étant plus ou moins bien corrélées avec la réponse des structures.

Il faut également préciser que parmi tous ces auteurs, seuls [Park \*et al.\* \(1985\)](#) ont réalisé leur étude sur des bâtiments réels. Ils analysèrent neuf bâtiments en béton armé ayant subi des dommages suite aux séismes de San Fernando (1971) et de Miyagiken-Oki (1978). Les dommages, évalués à partir d'un critère de dommage basé sur les déformations maximales et l'énergie hystérétique – égale à la surface délimitée par le diagramme contraintes/déformations – ont été reliés à une intensité sismique, prenant notamment en compte la durée des signaux. Cependant, ils ne font pas de liens directs entre les dommages observés et la durée des signaux.

#### 3.5.2.1 Durée de la sollicitation

À partir de l'ensemble des données californiennes, nous pouvons étudier le lien entre la durée de mouvement fort et la réponse de bâtiments réels. Cette réponse sera analysée à partir de la déformation *NRRD* de la structure, ce critère pouvant être relié à l'endommagement. Ce-

pendant, comme le rappellent Bommer *et al.* (2004) dans leur conclusion, il existe plus d'une trentaine de définitions de la durée d'un signal sismique, ce qui provoque la principale cause de désaccord concernant l'influence de la durée. Il est donc nécessaire de considérer plusieurs définitions de durées. Parmi les durées décrites par Bommer et Martínez-Pereira (1999), celles définies uniquement à partir de la connaissance de la composante en accélération sont conservées. Leurs définitions sont rappelées ci-dessous :

- **Durées « bracketed » ( $D_B$ )**. Seuls les premier et dernier instants où l'accélération dépasse un certain seuil sont considérés (figure 3.16). La durée "bracketed" est alors définie comme la différence entre ces deux instants. Plusieurs seuils sont retenus (0.05, 0.10, 0.15 et 0.20 g), correspondant aux durées notées respectivement  $D_{B,005}$ ,  $D_{B,010}$ ,  $D_{B,015}$  et  $D_{B,020}$ .
- **Durées uniformes ( $D_U$ )**. Cette durée est définie comme la somme des instants pour lesquels l'accélération est supérieure à un certain seuil. On conserve les seuils précédents, pour des durées notées  $D_{U,005}$ ,  $D_{U,010}$ ,  $D_{U,015}$  et  $D_{U,020}$ .
- **Durées significatives ( $D_A$ ,  $D_V$  et  $D_D$ )**, ou durées définies à partir du diagramme d'Husid (1969). Elles représentent la fonction cumulée de l'intégrale du carré de l'accélération au cours de la sollicitation. Cette fonction est directement liée à l'intensité d'Arias. On définit  $D_{A,5-75}$  comme la durée égale à la différence entre les temps où le diagramme d'Husid est égale à 5 % et 75 % de  $I_a$  (figure 3.16).  
De même, on définit  $D_{A,5-95}$  – cette durée étant plus connue sous le nom de durée de Trifunac et Brady (1975b) – et les durées  $D_{V,5-75}$ ,  $D_{V,5-95}$ ,  $D_{D,5-75}$  et  $D_{D,5-95}$ , ces quatre dernières durées étant obtenues à partir des diagrammes d'Husid équivalents calculés à partir des composantes de vitesse et de déplacement. Dans le cas de l'intégrale du carré de la vitesse, cette quantité est liée à la densité d'énergie (Sarma, 1971).
- **Durée de Saragoni (1977)**. Cet auteur présente un modèle pour caractériser l'amplitude des accélérogrammes par une fonction à trois paramètres, i.e. il modélise la moyenne du carré de l'accélération par la fonction suivante :  $E[a^2(t)] = \beta e^{-\alpha t} t^\gamma$ . Il définit ensuite la durée suivant la valeur de  $\gamma$  :  $D_{Sar} = \frac{2\sqrt{\gamma}}{\alpha}$  si  $\gamma > 1$  et  $D_{Sar} = \frac{\gamma + \sqrt{\gamma}}{\alpha}$  si  $\gamma \leq 1$ .
- **Durée de Zhou et Xie (1984)**. Ces auteurs définissent dans un premier temps le centre de gravité de  $a^2(t)$  tel que :

$$t_c = \frac{\int_0^{t_r} t \cdot a^2(t) dt}{\int_0^{t_r} a^2(t) dt}$$

où  $t_r$  correspond à la durée totale de l'enregistrement. La durée de mouvement fort est ensuite définie comme le double de l'écart-type de  $a^2(t)$  par rapport au centre de gravité  $t_c$  :

$$D_{ZX84} = 2 \sqrt{\frac{\int_0^{t_r} (t - t_c)^2 \cdot a^2(t) dt}{\int_0^{t_r} a^2(t) dt}}$$

- **Durée effective  $D_E$**  (Bommer et Martínez-Pereira, 1999). Ces auteurs définissent la durée de mouvement fort telle que  $DE = t_f - t_0$ , où  $t_0$  est défini comme l'instant pour lequel le diagramme d'Husid est égal à  $0.01 m/s$  et  $t_f$  est défini comme l'instant pour lequel le diagramme d'Husid vaut  $Ia - 0.125 m/s$ . Cette définition exclut le signal contenu à la fin du diagramme d'Husid pour ne pas tenir compte du bruit contenu dans la coda des signaux.

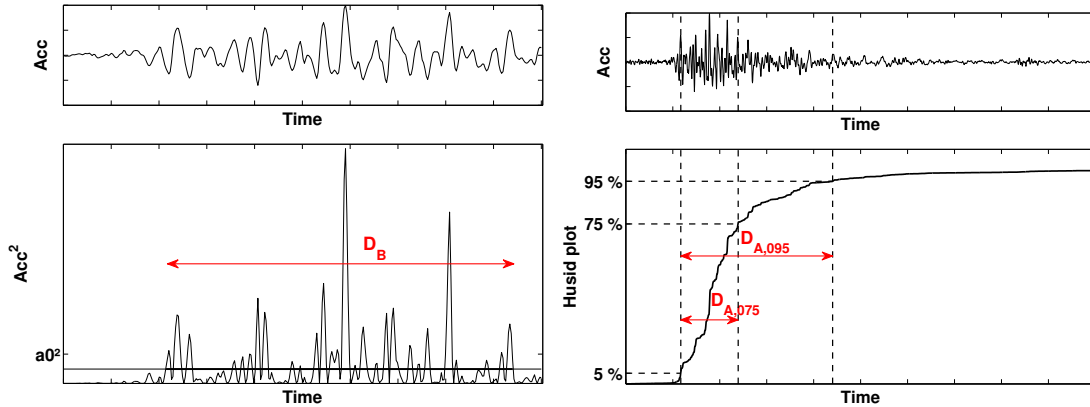


FIGURE 3.16 – Description des durées "bracketed" (gauche) et significative (droite).  $a_0$  correspond au seuil fixé pour déterminer les durées (0.05 g, 0.10 g, 0.15 g ou 0.20 g).

La réponse des structures est caractérisée par le déplacement relatif du toit, normalisé par la hauteur du bâtiment (noté  $NRRD$ , pour *Normalized Relative Roof Displacement*).

L'influence de la durée des signaux sur le  $NRRD$  a été analysée en comparant la variabilité du  $NRRD$  pour les différentes définitions de durées considérées. De façon générale, lorsqu'on considère l'ensemble des données, les durées qui ne sont pas définies à partir de seuils (les durées significatives et les durées définies par Saragoni (1977) et Zhou et Xie (1984)) ne permettent pas de caractériser la nocivité des signaux. Pour ces définitions de durées, on trouve en effet des valeurs d'écart-type du logarithme du  $NRRD$  toujours supérieures à 1.55 (figure 3.17 et tableau 3.3). Cela signifie que pour une durée donnée, les valeurs du  $NRRD$  comprises dans l'intervalle  $[\mu - \sigma; \mu + \sigma]$  peuvent varier d'un facteur au moins égal à 20 (pour  $\sigma = 1.55$ , le rapport entre  $\mu + \sigma$  et  $\mu - \sigma$  vaut  $e^{2 \times 1.55} \approx 22$ ).

Lorsqu'on considère la totalité des bâtiments, les durées qui ne prennent en compte que les instants où l'accélération dépasse un seuil (0.05 g, 0.10 g, 0.15 g ou 0.20 g) sont davantage liées à la réponse des bâtiments, les valeurs d'écart-type correspondantes étant de l'ordre de 0.80 à 1.00 (avec un minimum pour la durée  $D_{B,020}$  « bracketed » définie avec un seuil  $a_0 = 0.20 g$ , pour laquelle  $\sigma = 0.77$ ). Ces définitions de durées apportent une variabilité semblable à celles obtenues avec des indicateurs de nocivité classiques tels que le  $PGA$  ou la  $CAV$  (voir paragraphe 3.5.1).

La prise en compte de la typologie des bâtiments ne permet pas d'améliorer la variabilité dans le cas des durées définies sans seuil. On obtient en effet les écarts-types de l'ordre de 0.70 à 0.90

pour les valeurs les plus faibles accompagnant ces définitions de durées (tableau 3.3), exceptés pour la classe comprenant les bâtiments en acier de taille moyenne pour laquelle la variabilité est de l'ordre de 0.40 ainsi que pour les bâtiments en béton de 8 étages et plus. On note toutefois que, généralement, une augmentation des  $NRRD$  accompagne les durées croissantes, mais avec des écarts-types assez importants. Globalement cela confirme que ces définitions de durées ne sont pas représentatives de la nocivité des signaux. Pour les durées définies à partir de seuils, la variabilité de la réponse des bâtiments peut être diminuée, notamment pour les durées  $D_{B,020}$  et  $D_{U,020}$  pour lesquelles les écarts-types obtenus sont de l'ordre de 0.20 à 0.40.

Il faut cependant ajouter que l'utilisation d'un seuil d'accélération conduit parfois à des durées nulles lorsque ce seuil n'est pas atteint. On peut voir sur la figure 3.17 qu'il est possible d'avoir de fortes valeurs de  $NRRD$  (au-delà de  $0.001 m/m$ ) correspondant à des durées nulles (fixées à  $10^{-3} s$  sur la figure 3.17 de telle sorte qu'elles puissent être représentées sur une échelle logarithmique). Par conséquent, lorsqu'elles sont non nulles, les durées définies à partir de seuils sont liées au  $NRRD$  avec des valeurs de variabilité du même ordre de grandeur que les indicateurs de nocivité classiques. Cependant elles ne permettent pas de conclure quant à la nocivité d'un signal lorsqu'elles sont nulles et peuvent même apporter de grandes déformations au sein des bâtiments alors qu'elles n'ont pas dépassé le seuil.

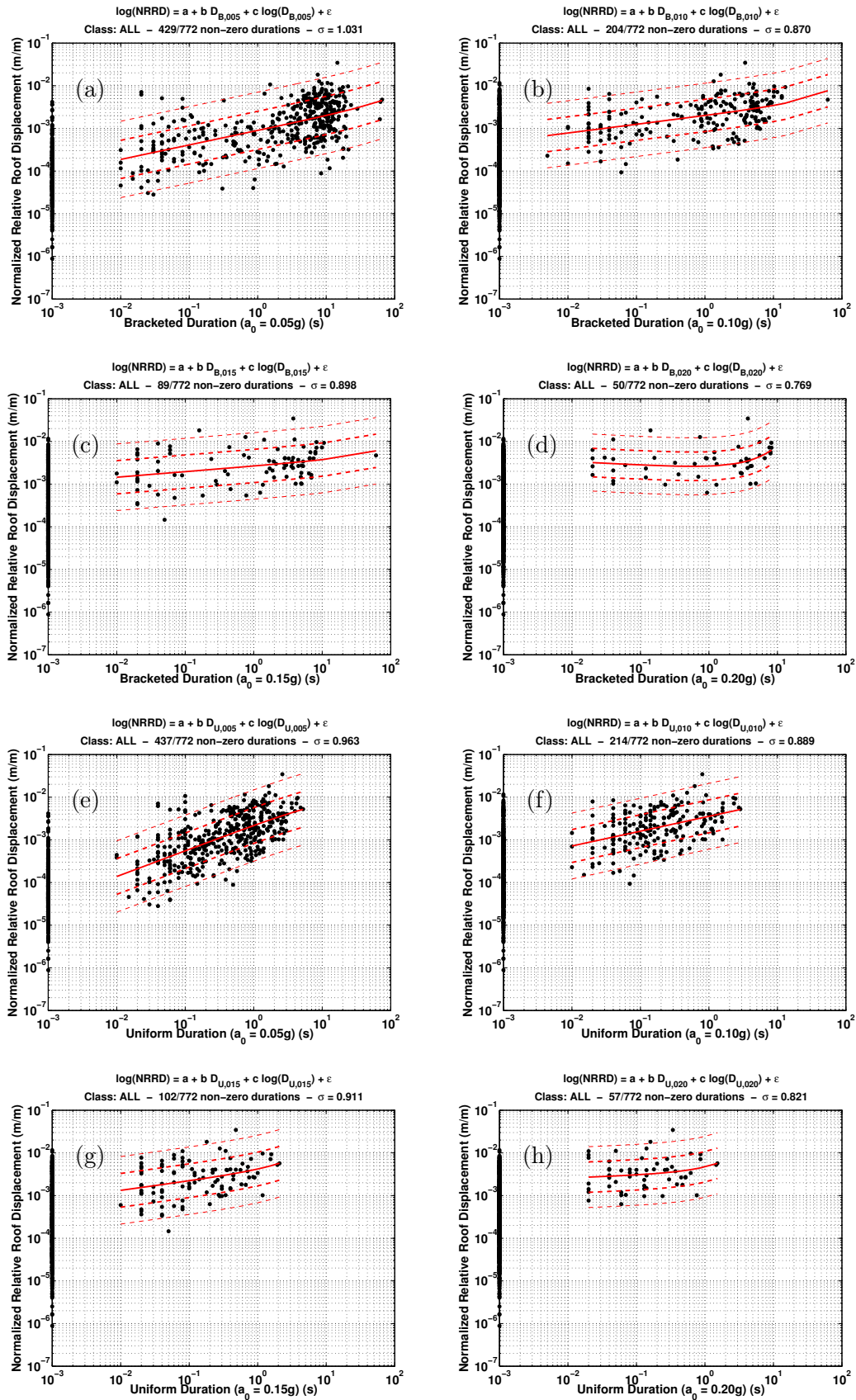


FIGURE 3.17 – Première partie. Voir légende sur la page suivante. Les durées nulles ont été fixées à  $10^{-3}$  s afin de les faire figurer sur une échelle logarithmique.



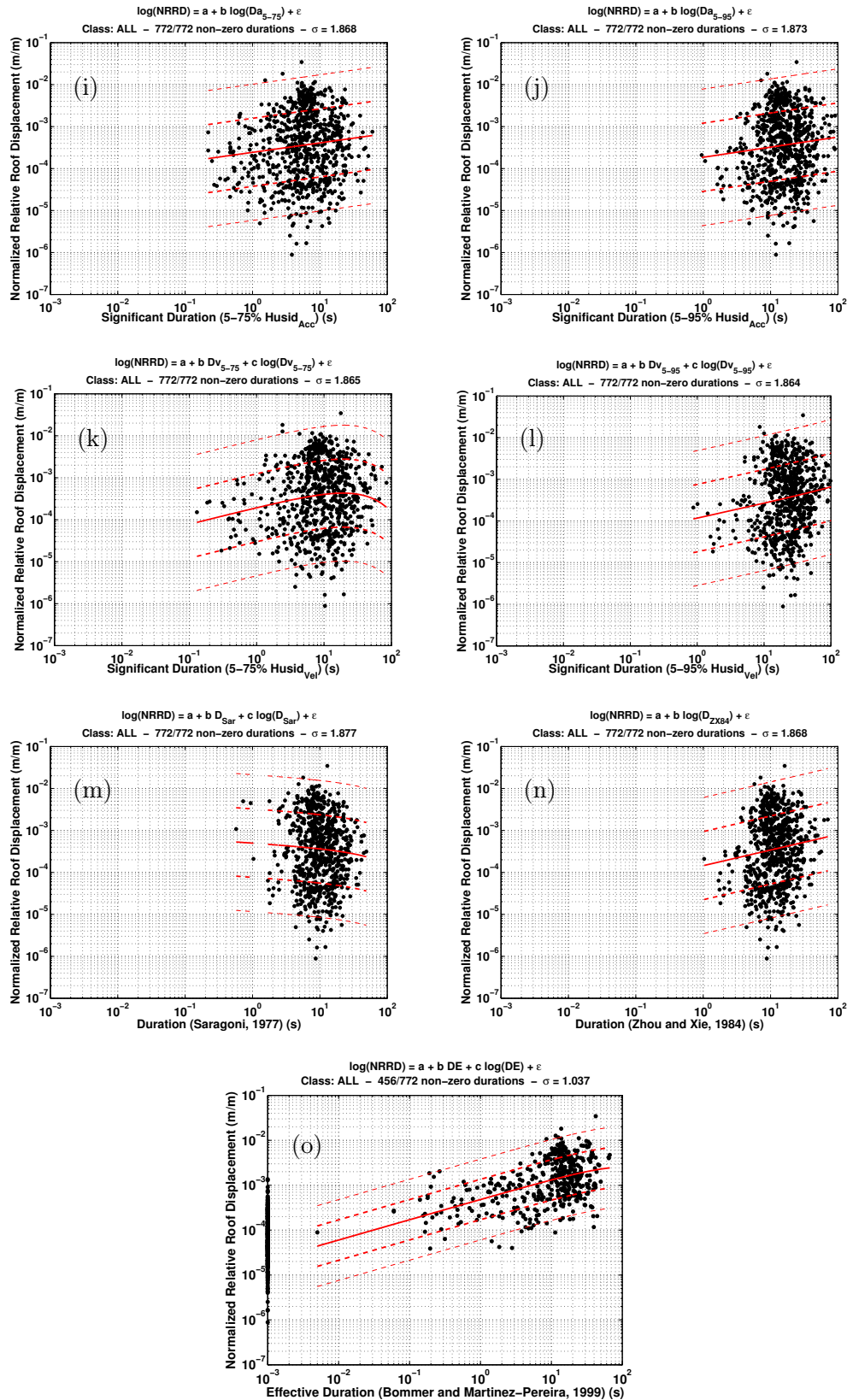


FIGURE 3.17 – Réponses des bâtiments (représentées par le déplacement relatif du toit par rapport au déplacement du rez-de-chaussée, normalisé par la hauteur du bâtiment) en fonction de différentes définitions de durées : (a) à (d) : « bracketed » ; (e) à (h) : uniformes ; (i) à (l) : significatives ; (m) : durée de Saragoni (1977) ; (n) : durée de Zhou et Xie (1984) ; (o) : durée effective (Bommer et Martínez-Pereira, 1999). Dans cette figure, la notation  $\log$  fait référence au logarithme naturel.

	Tous (772)	Acier (312)	Béton (317)	Maçon. (47)	Bois (13)	Acier 1-3 (86)	Acier 4-7 (81)	Acier 8+ (145)	Béton 1-3 (71)	Béton 4-7 (116)	Béton 8+ (130)
$D_{A,5-75}$	1.853	1.831	1.792	2.187	1.355	1.537	1.636	1.937	1.651	1.897	1.655
$D_{A,5-95}$	1.865	1.857	1.815	2.151	1.188	1.543	1.645	2.005	1.616	1.933	1.684
$D_{V,5-75}$	1.865	1.844	1.820	2.194	1.532	1.546	1.646	1.985	1.608	1.944	1.688
$D_{V,5-95}$	1.864	1.861	1.813	2.158	1.356	1.527	1.648	2.061	1.611	1.951	1.673
$D_{D,5-75}$	1.858	1.862	1.783	2.170	1.136	1.499	1.594	2.077	1.616	1.947	1.577
$D_{D,5-95}$	1.819	1.828	1.748	2.078	1.236	1.452	1.607	2.067	1.570	1.921	1.487
$D_{B,005}$	1.031	0.850	1.018	1.171	0.362	0.885	0.956	0.672	1.197	1.075	0.763
$D_{B,010}$	0.870	0.796	0.814	1.077	0.477	0.646	0.691	0.776	0.902	0.835	0.650
$D_{B,015}$	0.898	0.702	0.801	1.125	0.599	0.452	0.681	0.621	0.910	0.592	0.621
$D_{B,020}$	0.769	0.605	0.748	-	-	0.436	0.391	0.678	1.020	0.634	0.222
$D_{U,005}$	0.963	0.814	0.902	1.012	0.406	0.771	0.857	0.763	1.058	0.900	0.682
$D_{U,010}$	0.889	0.843	0.794	0.882	0.451	0.691	0.614	0.813	0.849	0.853	0.656
$D_{U,015}$	0.911	0.758	0.754	1.186	0.629	0.812	0.613	0.775	0.953	0.644	0.652
$D_{U,020}$	0.821	0.690	0.746	-	-	0.429	0.505	0.588	0.951	0.632	0.415
$D_{Sar}$	1.877	1.895	1.822	2.166	1.220	1.549	1.652	2.091	1.676	1.921	7.072
$D_{ZX84}$	1.863	1.849	1.817	2.101	1.253	1.550	1.642	2.004	1.627	1.940	1.681
$D_E$	1.037	0.861	0.988	1.208	0.557	0.920	0.951	0.671	1.086	1.092	0.786

TABLE 3.3 – Liens entre la réponse des bâtiments, représentée par le déplacement relatif du toit ( $NRRD$ ), et la durée de mouvement fort, selon différentes définitions de la durée. Les valeurs correspondent à l'écart-type entre le logarithme du  $NRRD$  et le logarithme de la durée. Les nombres indiqués entre parenthèses correspondent aux nombres de données disponibles par catégorie de bâtiments.

### 3.5.2.2 Nombre de cycles

L'étude de l'influence de la durée des mouvements sismiques sous-entend la prise en compte de la notion du nombre de cycles. En effet, on peut avancer que pour une structure non ductile, à l'image des bâtiments en maçonnerie non renforcée, le nombre de cycles joue un rôle important, puisqu'à chaque cycle la structure peut subir des déformations supplémentaires qui engendrent l'apparition de nouvelles fissures ou ouvrent davantage les fissures existantes. Ainsi on comprend que le nombre de cycles est fortement lié à l'endommagement de la structure. À l'inverse, si on s'intéresse à une structure très ductile, qui est capable de subir de fortes déformations sans que celles-ci ne provoquent de dommage structurel, l'endommagement de la structure sera davantage contrôlé par la valeur des amplitudes maximales plutôt que par le nombre de cycles. Il est donc utile de s'intéresser également à l'influence du nombre de cycles sur la réponse des bâtiments.

À l'image de la définition de la durée de mouvement fort, il existe plusieurs définitions du nombre de cycles d'un mouvement sismique. On peut en effet considérer seulement les cycles qui croisent l'abscisse zéro (« zero crossing ») ou au contraire considérer l'ensemble des cycles, passant ou non par zéro (« non-zero crossing »). On peut également faire intervenir des seuils d'amplitude. Dans ce cas, les cycles pour lesquels l'amplitude ne dépasse pas le seuil ne sont pas comptés. Dans cette étude, quatre seuils ont été retenus pour compter le nombre de cycles : 0.05 *g*, 0.10 *g*, 0.20 *g* et 0.50 *g*.

*Seed et al. (1975)* proposent un seuil dépendant de l'accélération maximale. Cette définition, utilisée pour étudier l'influence du nombre de cycles sur la génération du phénomène de liquéfaction par un mouvement sismique, ne tient compte que des cycles pour lesquels l'amplitude en accélération dépasse 30 % de l'accélération maximale du signal. Selon ces auteurs, seules les amplitudes au-delà de cette limite participent significativement au nombre de cycles et au potentiel de générer de la liquéfaction.

D'autres définitions du nombre de cycles ont été proposées dans la littérature. Une review détaillée des différentes définitions du nombre de cycles dans un signal sismique a été proposée par *Hancock et Bommer (2005)*.

Les définitions du nombre de cycles ont été testées sur la base des données californiennes. Parmi les définitions du nombre de cycles pré-citées, aucune ne permet d'obtenir une variabilité assez faible entre le nombre de cycles et la réponse des bâtiments, représentée par le *NRRD* (figure 3.18). Les écarts-types les plus faibles sont de l'ordre de 0.70 à 0.80 pour les nombres de cycles définis à partir d'un seuil (voir tableau 3.4). Les nombres de cycles ne tenant pas compte d'un seuil apportent des relations décroissantes : un enregistrement de séisme de faible amplitude oscille davantage autour de zéro qu'un accélérogramme de grande amplitude, le nombre de croisements est alors plus important. Cela signifie que le nombre de cycles n'est pas un bon indicateur de nocivité si il n'est pas défini à l'aide d'un seuil.

Si on tient compte de typologies de bâtiments, aucune amélioration significative (tableau 3.4) n'est apportée, alors que cela peut être le cas avec les indicateurs de nocivité classiques (paragraphe 3.5.1) ou avec les différentes définitions de la durée (paragraphe ci-dessus). On peut donc conclure qu'il n'y a pas d'influence significative du nombre de cycles sur la réponse des bâtiments.

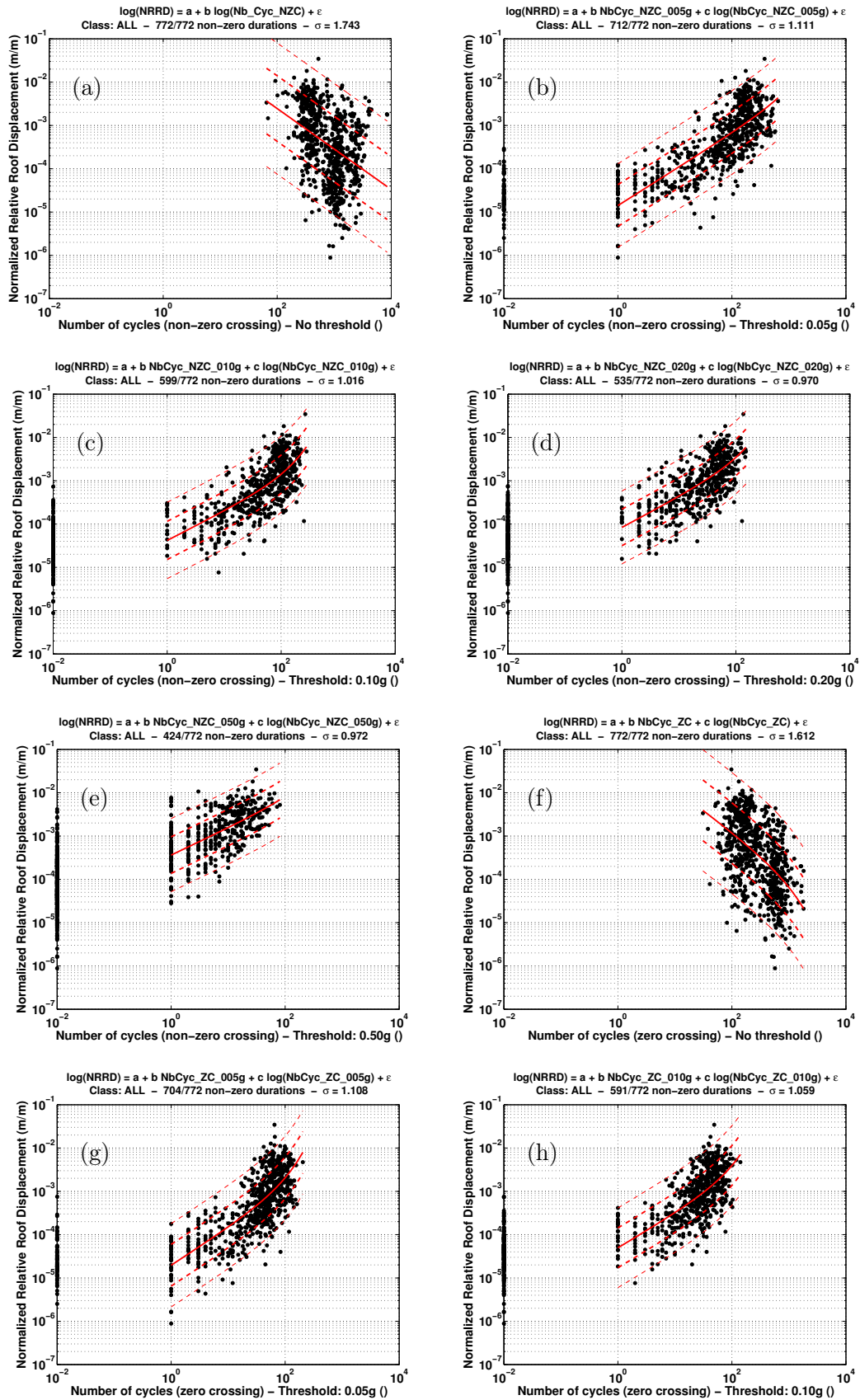


FIGURE 3.18 – Première partie. Voir légende sur la page suivante.

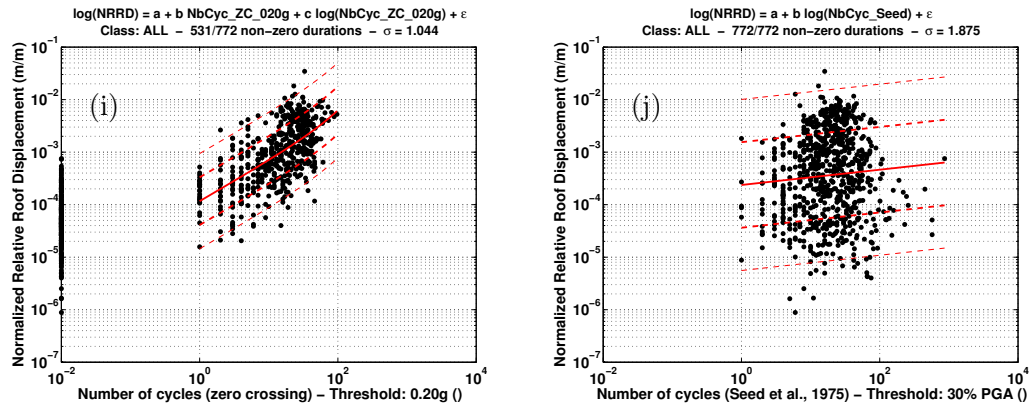


FIGURE 3.18 – Réponses des bâtiments (représentées par le déplacement relatif du toit par rapport au déplacement du rez-de-chaussée, normalisé par la hauteur du bâtiment) en fonction du nombre de cycles : les cycles pouvant faire intervenir un seuil – (a) à (e) : « zero crossing » (ZC); (f) à (i) « non-zero crossing » (NZC) – ou (j) : la définition proposée par [Seed et al. \(1975\)](#). Les nombres de cycles nuls ont été fixés à  $10^{-2}$  afin de les faire figurer sur une échelle logarithmique. Dans cette figure, la notation  $\log$  fait référence au logarithme naturel.

### 3.5.2.3 Conclusion sur l'influence de la durée et du nombre de cycles

Dans cette partie, on s'est intéressé à caractériser l'influence de la durée et du nombre de cycles sur la réponse des bâtiments, représentée par le rapport entre le déplacement relatif du toit et la hauteur du bâtiment ( $NRRD$ ). Les études qui traitent de ce sujet ([Mahin, 1980](#); [Aschheim et Black, 1999](#); [Cosenza et al., 2004](#); [Hancock et Bommer, 2007](#); [Iervolino et al., 2006](#)) sont basées soit sur l'étude expérimentale de poutres ou de portiques, soit à partir de résultats numériques. La variabilité des résultats provenait de la prise en compte de modèles structuraux différents, de critères de dommages variés et de plusieurs définitions de la durée et du nombre de cycles ([Hancock et Bommer, 2006](#)).

À partir de données de séismes enregistrés au sein de bâtiments, on a pu mettre en évidence quelques éléments. Les durées qui ne sont pas définies à partir d'un seuil, comme par exemple la durée la plus commune et définie par [Trifunac et Brady \(1975b\)](#), ne permettent pas d'estimer avec une incertitude faible les  $NRRD$  dans les structures au cours d'une sollicitation ( $\sigma$  de l'ordre de 1.50 à 2.00 suivant les typologies de bâtiments). Au contraire, les durées définies à partir de seuils apportent une variabilité très faible lorsqu'on considère des typologies de bâtiments, pouvant être inférieure à 0.40 dans le cas de la durée « bracketed »  $D_{B,020}$  définie avec un seuil  $a_0 = 0.20 g$ . Cependant, ces définitions de durées engendrent des durées nulles lorsque les seuils ne sont pas atteints. Dans ce cas, l'influence de la durée ne peut pas être justifiée car de fortes valeurs de  $NRRD$  (supérieures à  $0.001 m/m$ ) peuvent être mesurées pour des durées de sollicitation nulles. Enfin, à partir des enregistrements de séismes, on a montré que le nombre de cycles présents au sein des signaux, quelle que soit la définition utilisée, n'a pas d'influence significative sur la réponse des bâtiments. Ce dernier résultat peut aller à l'encontre de ce qu'on pourrait penser – c'est-à-dire que les dommages structurels sont fortement influencés par le nombre de cycles présents dans les sollicitations, notamment dans les structures très peu ductiles – et peut être expliqué par le faible nombre de données d'enregistrements de séismes dans les structures les moins résistantes – on dénombre seulement 13 bâtiments en maçonnerie parmi l'ensemble des

---

bâtiments californiens instrumentés (figure 3.1). De plus, on s'est intéressé aux relations entre les durées (ou les nombres de cycles) et le *NRRD*, et non aux relations entre les dommages observés et le nombre de cycles, même si le *NRRD* peut être utilisé pour définir un endommagement. Enfin, le *NRRD* n'est peut être pas adapté pour représenter la réponse des bâtiments lorsqu'on s'intéresse au nombre de cycles, un autre paramètre pourrait alors apporter de meilleurs résultats.

### 3.5.3 Indicateurs de nocivité définis à partir des spectres en accélération, vitesse et déplacement et choix de la fréquence du bâtiment (empirique ou expérimentale)

Après avoir considéré les indicateurs de nocivité les plus couramment utilisés et les différentes définitions de durées et de nombres de cycles, nous nous intéressons maintenant à caractériser le lien entre la réponse des bâtiments, toujours représentée par le *NRRD*, et les valeurs des spectres en déplacement, en vitesse et en accélération, notées respectivement  $Sd(f, \xi)$ ,  $Sv(f, \xi)$  et  $Sa(f, \xi)$ . Ces spectres, définis comme étant la réponse linéaire maximum d'un oscillateur à un degré de liberté, sont caractérisés par une fréquence  $f$  et un amortissement  $\xi$ . Cependant, suivant la définition de la fréquence, ou la méthode utilisée pour déterminer la fréquence d'un bâtiment à partir d'enregistrements de séismes, les valeurs de ces spectres peuvent différer.

Nous avons utilisé d'une part les fréquences empiriques, et d'autres part les fréquences déterminées expérimentalement (voir paragraphe 3.4), afin de déterminer quelle valeur de fréquence apporte le moins de variabilité entre les valeurs des spectres  $Sd(f, \xi)$ ,  $Sv(f, \xi)$  et  $Sa(f, \xi)$  et le *NRRD*, c'est-à-dire quelle valeur de fréquence permet de mieux caractériser la réponse des bâtiments. Les différentes fréquences utilisées dans cette partie sont les suivantes :

1. Fréquence empirique  $f_{emp} = 10/N$ , où  $N$  est le nombre d'étages du bâtiment ;
2. Fréquences empiriques définies dans l'*Eurocode 8 (2005)*, dans lesquelles  $H$  correspond à la hauteur du bâtiment, en mètres, et simplifiées en (en terme de période) :
  - $T = 0.085 H^{3/4}$  pour les bâtiments avec une ossature en acier ;
  - $T = 0.075 H^{3/4}$  pour les bâtiments avec une ossature en béton armé ;
  - $T = 0.025 H^{3/4}$  pour les bâtiments en maçonnerie ;
  - $T = N/10$  pour les autres bâtiments.
3. Fréquence pointée sur la transformée de Fourier de l'enregistrement effectué au sommet du bâtiment, notée  $f_{FFT}$  ;
4. Fréquence pré-sismique, évaluée au début du signal à partir de la S-transform, notée  $f_{0-ST}$  ;
5. Fréquence minimale co-sismique, évaluée au cours du signal à partir de la S-transform, notée  $f_{min-ST}$  ;
6. Fréquence post-sismique, évaluée à la fin du signal à partir de la S-transform, notée  $f_{end-ST}$ .

	Tous (772)	Acier (312)	Béton (317)	Maçon. (47)	Bois (13)	Acier 1-3 (86)	Acier 4-7 (81)	Acier 8+ (145)	Béton 1-3 (71)	Béton 4-7 (116)	Béton 8+ (130)
Nb Cyc NZC	1.665	1.666	1.593	2.048	1.546	1.489	1.453	1.733	1.286	1.636	1.576
Nb Cyc NZC > 0.05 g	1.111	1.107	1.027	1.245	0.458	0.896	0.975	1.136	1.027	1.120	0.836
Nb Cyc NZC > 0.10 g	1.016	0.974	0.956	1.051	0.551	0.788	0.975	0.915	1.061	1.047	0.750
Nb Cyc NZC > 0.20 g	0.970	0.903	0.914	1.056	0.605	0.766	0.946	0.787	1.044	0.997	0.725
Nb Cyc NZC > 0.50 g	0.972	0.841	0.927	0.944	0.556	0.781	0.943	0.695	0.987	0.866	0.738
Nb Cyc ZC	1.612	1.602	1.496	2.002	1.562	1.481	1.417	1.574	1.205	1.648	1.429
Nb Cyc ZC > 0.05 g	1.108	1.114	1.016	1.381	0.726	0.826	1.056	1.170	1.086	1.035	0.864
Nb Cyc ZC > 0.10 g	1.059	1.045	0.981	1.192	0.723	0.771	1.050	0.976	1.085	1.025	0.819
Nb Cyc ZC > 0.20 g	1.044	0.999	0.970	1.202	0.507	0.768	1.034	0.913	1.063	1.032	0.812
Nb Cyc ( <i>Seed et al., 1975</i> )	1.859	1.844	1.804	2.128	1.559	1.532	1.656	1.986	1.666	1.925	1.677

TABLE 3.4 – Liens entre la réponse des bâtiments, représentée par le déplacement relatif du toit (*NRRD*), et le nombre de cycles, selon les définitions du nombre de cycles : « zero crossing » (*ZC*), « non-zero crossing » (*NZC*) ou la définition proposée par *Seed et al. (1975)*. Les valeurs correspondent à l'écart-type entre le logarithme du *NRRD* et le logarithme du nombre de cycles. Les nombres indiqués entre parenthèses correspondent aux nombres de données disponibles par catégorie de bâtiments.



---

Afin de prendre en compte l'effet de la diminution de fréquence consécutive à une baisse de rigidité, Bommer *et al.* (2004) proposent de calculer les valeurs des spectres entre deux périodes  $T_0$  et  $FT_0$  où  $T_0$  est la période initiale et  $F$  est un paramètre fixe à déterminer et tenant compte de la baisse de fréquence. De la même façon, connaissant la fréquence pré-sismique  $f_{0-ST}$  et la fréquence minimale co-sismique  $f_{min-ST}$  pour chaque bâtiment et chaque sollicitation, nous allons calculer les valeurs moyennes et maximales des spectres en accélération, vitesse et déplacement définis entre ces deux fréquences limites. Le paramètre  $F$  utilisé par Bommer *et al.* (2004) est donc ici variable et est défini par la connaissance de ces deux fréquences. Cette prise en compte d'un intervalle de périodes est déjà utilisée dans la définition de l'intensité d'Housner, dans laquelle celui-ci propose de calculer le spectre en vitesse cumulé entre les périodes 0.1 et 2.5 secondes.

L'amortissement  $\xi$  est fixé à 5% pour l'ensemble des bâtiments (voir paragraphe 3.4).

L'ensemble des résultats se trouve dans le tableau 3.5, où figurent les écarts-types entre les différentes valeurs des spectres et le *NRRD*. On s'intéresse dans un premier temps à définir quelle valeur de fréquence permet de minimiser la variabilité avec le *NRRD*. Lorsqu'on compare les écarts-types pour les typologies définies uniquement à partir du matériau de construction, on remarque que les bâtiments en acier présentent moins de variabilités. Lorsqu'on introduit la hauteur des bâtiments, les écarts-types ne sont pas variables en fonction de la hauteur des bâtiments en acier alors qu'on observe de moins en moins de variabilité avec l'augmentation de la hauteur dans les bâtiments en béton armé .

Pour les spectres en déplacement et en vitesse  $Sd(f, 5\%)$  et  $Sv(f, 5\%)$ , la variabilité la plus faible est atteinte lorsqu'on calcule ces spectres à la fréquence  $f_{FFT}$  ( $\sigma = 0.361$  pour la classe des bâtiments en béton de grande hauteur et  $\sigma = 0.519$  pour les bâtiments en acier de taille moyenne) ou à la fréquence initiale  $f_{0-ST}$  ( $\sigma = 0.348$  pour la classe des bâtiments en béton de grande hauteur et  $\sigma = 0.508$  pour les bâtiments en acier de taille moyenne), pour la majorité des classes de bâtiments. Cependant, on remarque que pour le spectre en accélération  $Sa(f, 5\%)$ , ces deux valeurs de fréquences sont celles qui donnent le plus de variabilité avec le *NRRD*, mêmes supérieures aux écarts-types obtenus avec les deux fréquences empiriques.

Les fréquences empiriques apportent donc de meilleurs résultats lorsqu'on calcule les spectres en accélération. Pour les spectres en vitesse et déplacement, la fréquence empirique définie uniquement à partir du nombre d'étages ( $f_{emp} = 10/N$ ) fournit des écarts-types pouvant être très importants, notamment pour la classe des bâtiments en béton inférieurs à trois étages. La fréquence empirique définie dans l'Eurocode 8 permet d'obtenir des écarts-types assez faibles, du même ordre de grandeur qu'avec les meilleurs paramètres utilisés dans le paragraphe 3.5.1.

La prise en compte de la baisse de la fréquence, par le calcul des spectres en vitesse et en accélération sur l'intervalle de fréquences  $[ f_{min-ST} ; f_{0-ST} ]$ , apporte une meilleure corrélation avec le *NRRD* : alors que ces paramètres fournissent une variabilité équivalente aux autres spectres pour les classes de bâtiments les plus générales (l'ensemble de tous les bâtiments, les bâtiments en béton ou ceux en acier), des valeurs inférieures sont observées pour les typologies de bâtiments les plus définies, notamment pour les bâtiments en acier de petite ( $\sigma = 0.588$ ) et moyenne taille ( $\sigma = 0.517$ ) ainsi que pour les bâtiments en béton de grande taille ( $\sigma = 0.341$ ). Les valeurs d'écart-type égales à 0.35 apporte un rapport très faible entre la valeur médiane plus



un écart-type et la valeur médiane moins un écart-type, c'est-à-dire  $e^{2 \times 0.35} \approx 2$ . Les indicateurs définis à partir des valeurs spectrales permettent donc de modéliser le déplacement inter-étage moyen avec beaucoup de précision.

En conséquence, le fait d'introduire les caractéristiques dynamiques – fréquences et amortissement – dans les calculs des paramètres de nocivité, associé à la prise en compte de classes de bâtiments de plus en plus définies, permet d'obtenir une variabilité très faible, inférieure à 0.400 pour certaines typologies. La prise en compte des fréquences empiriques définies dans l'*Eurocode 8 (2005)* apporte cependant des écarts-types plus élevés. Cependant ils restent du même ordre de grandeur que ceux obtenus dans la section 3.5.1 avec les indicateurs de nocivité les plus courants.

Dans la perspective de prévoir la réponse des bâtiments à grande échelle, alors que les fréquences  $f_{0-ST}$  et  $f_{min-ST}$  imposent de traiter chaque donnée recueillie dans chaque bâtiment à la suite d'un séisme, les spectres en déplacement calculés à la fréquence empirique EC8 apportent une faible variabilité. Ces fréquences pourraient ainsi être utilisées pour prédire le déplacement inter-étage moyen au sein d'une grande quantité de bâtiments, la seule contrainte pour accéder aux fréquences empiriques des bâtiments étant de connaître leur hauteur et le matériau principal de leur système porteur.

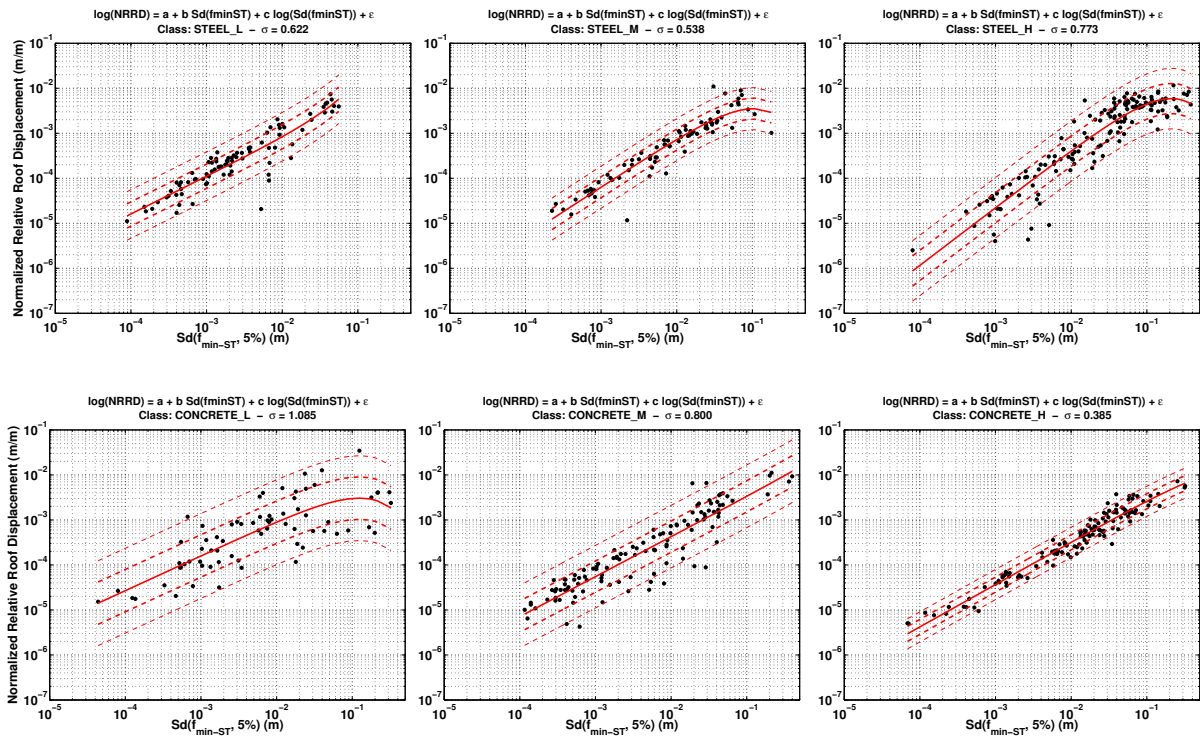


FIGURE 3.19 – Déformation relative du toit, normalisée par rapport à la hauteur des bâtiments, en fonction de  $S_d(f_{min-ST}, 5\%)$ , pour différentes typologies de bâtiments, définies par leur matériau de construction principal (en haut : Acier ; en bas : Béton) et par leur nombre d'étages (de gauche à droite : de 1 à 3, de 4 à 7, 8 et plus). Les traits pleins en rouge correspondent aux valeurs médianes, les traits en pointillés aux valeurs médianes plus ou moins un écart-type (68 % des données sont comprises dans l'intervalle  $[\mu - \sigma ; \mu + \sigma]$ ) et plus ou moins deux écarts-types (95 % des données sont comprises dans l'intervalle  $[\mu - 2\sigma ; \mu + 2\sigma]$ ). La valeur de chaque écart-type est donnée dans le titre de chaque sous-figure. Dans cette figure, la notation  $\log$  fait référence au logarithme naturel.

	Tous (772)	Acier (312)	Béton (317)	Maçon. (47)	Bois (13)	Acier 1-3 (86)	Acier 4-7 (81)	Acier 8+ (145)	Béton 1-3 (71)	Béton 4-7 (116)	Béton 8+ (130)
$Sd(f_{emp} = N/10, 5\%)$	1.263	1.058	1.407	1.613	0.744	0.713	0.800	0.783	1.637	0.922	0.652
$Sd(f_{emp,EC8}, 5\%)$	0.941	0.792	0.989	1.156	0.577	0.616	0.683	0.703	1.109	0.843	0.684
$Sd(f_{FFT}, 5\%)$	0.971	0.827	0.895	1.221	0.810	0.622	0.519	0.792	1.139	0.836	0.361
$Sd(f_{0-ST}, 5\%)$	0.980	0.837	0.909	1.243	0.856	0.647	0.508	0.798	1.131	0.876	0.348
$Sd(f_{min-ST}, 5\%)$	0.950	0.815	0.867	1.221	0.812	0.622	0.538	0.773	1.085	0.800	0.385
Max $Sd([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$	0.950	0.807	0.869	1.224	0.808	0.616	0.528	0.760	1.094	0.797	0.371
Moy $Sd([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$	0.964	0.821	0.887	1.237	0.824	0.623	0.517	0.778	1.113	0.836	0.341
$Sv(f_{emp} = N/10, 5\%)$	1.085	0.865	1.205	1.437	0.859	0.769	0.812	0.726	1.549	0.954	0.561
$Sv(f_{emp,EC8}, 5\%)$	0.879	0.761	0.845	1.202	0.611	0.625	0.711	0.702	0.993	0.879	0.609
$Sv(f_{FFT}, 5\%)$	0.957	0.777	0.847	1.128	0.671	0.597	0.648	0.807	1.059	0.906	0.513
$Sv(f_{0-ST}, 5\%)$	0.951	0.779	0.845	1.153	0.714	0.604	0.618	0.835	1.061	0.912	0.470
$Sv(f_{min-ST}, 5\%)$	0.952	0.792	0.837	1.109	0.675	0.607	0.682	0.821	1.020	0.881	0.546
Max $Sv([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$	0.936	0.755	0.830	1.119	0.682	0.588	0.655	0.773	1.035	0.865	0.512
Moy $Sv([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$	0.949	0.773	0.842	1.130	0.683	0.593	0.646	0.808	1.045	0.900	0.492
$Sa(f_{emp} = N/10, 5\%)$	1.188	1.101	1.043	1.446	0.778	0.759	0.734	0.811	1.126	1.012	0.666
$Sa(f_{emp,EC8}, 5\%)$	1.134	0.950	0.924	1.285	0.599	0.752	0.713	0.657	0.880	0.937	0.679
$Sa(f_{FFT}, 5\%)$	1.334	1.243	1.193	1.243	0.458	0.775	0.981	1.199	1.076	1.233	0.994
$Sa(f_{0-ST}, 5\%)$	1.285	1.178	1.154	1.188	0.473	0.756	0.930	1.124	1.052	1.186	0.942
$Sa(f_{min-ST}, 5\%)$	1.351	1.247	1.233	1.217	0.469	0.803	1.043	1.178	1.093	1.256	1.056
Max $Sa([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$	1.290	1.182	1.160	1.192	0.455	0.757	0.956	1.114	1.047	1.180	0.970
Moy $Sa([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$	1.316	1.210	1.188	1.213	0.460	0.777	0.986	1.141	1.068	1.227	0.989

TABLE 3.5 – Liens entre la réponse des bâtiments, représentée par le déplacement relatif du toit normalisé par la hauteur du bâtiment ( $NRRD$ ), et les indicateurs de nocivité définis à partir des spectres en accélération, vitesse et déplacement, pour différentes valeurs de fréquences. Les valeurs correspondent à l'écart-type entre le  $\ln(NRRD)$  et  $a + b \ln(IM) + c IM$  avec  $IM$  l'indicateur de nocivité (forme 2). Les nombres entre parenthèses indiquent le nombre de données disponibles par catégorie de bâtiments.

### 3.5.4 Coefficients $a$ , $b$ et $c$ des deux premières formes fonctionnelles et domaines de validité

Dans les tableaux suivants, on donne les coefficients des formes 1 (équation 3.19) et 2 (équation 3.20), reliant le  $NRRD$  aux indicateurs de nocivité suivants : le  $PGA$  (tableau 3.6), le  $PGV$  (tableau 3.7), le  $PGD$  (tableau 3.8), la  $CAV$  (tableau 3.9) et le  $Sd(f_{FFT}, 5\%)$  (tableau 3.10). Les coefficients sont donnés pour chaque typologie de bâtiments.

Ces coefficients sont valables sur l'intervalle de définitions des données utilisées, c'est-à-dire :

- $PGA \in [0.05; 8.50] m/s^2$ .
- $PGV \in [0.08; 113.64] cm/s^2$ .
- $PGD \in [0.006; 27.874] cm$ .
- $CAV \in [0.04; 22.61] m/s$ .
- $Sd \in [0.004; 33.208] cm$ . Cependant, les valeurs du  $Sd$  dépendent des fréquences utilisées.

Les coefficients  $a$ ,  $b$  et  $c$  donnés dans le tableau 3.10 sont ceux obtenus avec le  $Sd(f_{FFT}, 5\%)$ .

Typologie	$a$		$b$		$c$	$\sigma$	
	Forme 1	Forme 2	Forme 1	Forme 2	Forme 2	Forme 1	Forme 2
Tous	-6.980	-6.894	1.174	1.212	-0.065	1.101	1.100
Acier	-6.729	-6.561	1.215	1.290	-0.132	1.160	1.158
Béton	-7.164	-7.254	1.144	1.105	0.064	0.957	0.956
Maçonnerie	-7.657	-9.013	1.281	0.773	1.075	1.241	1.180
Bois	-7.967	-8.558	1.031	0.741	0.306	0.634	0.605
Acier 1-3	-7.059	-7.274	1.036	0.170	0.947	0.763	0.759
Acier 4-7	-6.882	-6.617	1.067	1.198	-0.185	0.998	0.987
Acier 8+	-6.533	-6.411	1.417	1.471	-0.102	1.375	1.374
Béton 1-3	-6.906	-7.183	1.130	1.002	0.210	1.023	1.018
Béton 4-7	-7.240	-7.778	1.184	0.968	0.381	0.947	0.924
Béton 8+	-7.246	-7.182	1.079	1.108	-0.044	0.900	0.899

TABLE 3.6 – Coefficients des formes fonctionnelles 1 (équation 3.19) et 2 (équation 3.20) reliant le  $NRRD$  au  $PGA$ , pour chaque typologie de bâtiments. Le terme  $\sigma$  correspond à l'écart-type associé.

Typologie	$a$		$b$		$c$	$\sigma$	
	Forme 1	Forme 2	Forme 1	Forme 2	Forme 2	Forme 1	Forme 2
Tous	-4.378	-4.210	1.082	1.116	-0.622	0.889	0.888
Acier	-3.897	-3.494	1.153	1.238	-1.476	0.835	0.826
Béton	-4.679	-4.772	1.029	1.011	0.337	0.823	0.823
Maçonnerie	-4.881	-5.329	1.113	1.028	1.778	1.052	1.046
Bois	-5.469	-4.486	0.971	1.190	-2.385	0.544	0.521
Acier 1–3	-4.644	-4.676	0.933	0.927	0.135	0.690	0.690
Acier 4–7	-4.416	-3.697	0.987	1.147	-2.009	0.760	0.701
Acier 8+	-3.035	-3.878	1.487	1.311	3.380	0.776	0.767
Béton 1–3	-4.918	-5.002	0.876	0.859	0.272	0.970	0.970
Béton 4–7	-4.701	-5.085	1.057	0.981	1.337	0.878	0.872
Béton 8+	-4.563	-4.459	1.072	1.093	-0.425	0.616	0.615

TABLE 3.7 – Coefficients des formes fonctionnelles 1 (équation 3.19) et 2 (équation 3.20) reliant le  $NR RD$  au  $PGV$ , pour chaque typologie de bâtiments. Le terme  $\sigma$  correspond à l'écart-type associé.

Typologie	$a$		$b$		$c$	$\sigma$	
	Forme 1	Forme 2	Forme 1	Forme 2	Forme 2	Forme 1	Forme 2
Tous	-4.106	-4.165	0.781	0.772	0.538	0.945	0.944
Acier	-3.716	-3.715	0.809	0.809	-0.003	0.846	0.846
Béton	-4.330	-4.169	0.758	0.782	-1.541	0.931	0.929
Maçonnerie	-4.311	-4.261	0.836	0.843	-0.622	1.213	1.213
Bois	-4.610	-3.462	0.749	0.924	-9.131	0.695	0.677
Acier 1–3	-4.298	-4.722	0.668	0.610	5.742	0.872	0.867
Acier 4–7	-4.065	-3.600	0.727	0.797	-4.233	0.809	0.793
Acier 8+	-3.039	-2.656	1.018	1.077	-2.866	0.657	0.653
Béton 1–3	-4.664	-4.310	0.624	0.677	-2.567	1.023	1.017
Béton 4–7	-4.270	-4.674	0.799	0.742	3.920	0.936	0.928
Béton 8+	-4.213	-3.745	0.788	0.857	-5.562	0.802	0.789

TABLE 3.8 – Coefficients des formes fonctionnelles 1 (équation 3.19) et 2 (équation 3.20) reliant le  $NR RD$  au  $PGD$ , pour chaque typologie de bâtiments. Le terme  $\sigma$  correspond à l'écart-type associé.

Typologie	$a$		$b$		$c$	$\sigma$	
	Forme 1	Forme 2	Forme 1	Forme 2	Forme 2	Forme 1	Forme 2
Tous	-8.396	-8.394	1.165	1.166	-0.001	0.960	0.960
Acier	-8.124	-8.123	1.224	1.225	-0.001	0.897	0.897
Béton	-8.555	-8.592	1.133	1.103	0.015	0.850	0.850
Maçonnerie	-9.026	-9.332	1.162	0.985	0.120	1.199	1.186
Bois	-8.796	-8.659	1.112	1.263	-0.058	0.526	0.518
Acier 1-3	-8.029	-8.174	0.946	0.845	0.061	0.782	0.776
Acier 4-7	-8.125	-7.925	1.082	1.249	-0.093	0.826	0.813
Acier 8+	-8.494	-8.320	1.614	1.791	-0.088	0.804	0.795
Béton 1-3	-8.037	-7.949	0.959	1.026	-0.034	0.934	0.932
Béton 4-7	-8.697	-8.824	1.210	1.107	0.052	0.895	0.889
Béton 8+	-8.702	-8.695	1.169	1.175	-0.003	0.627	0.627

TABLE 3.9 – Coefficients des formes fonctionnelles 1 (équation 3.19) et 2 (équation 3.20) reliant le  $NRRD$  à la  $CAV$ , pour chaque typologie de bâtiments. Le terme  $\sigma$  correspond à l'écart-type associé.

Typologie	$a$		$b$		$c$	$\sigma$	
	Forme 1	Forme 2	Forme 1	Forme 2	Forme 2	Forme 1	Forme 2
Tous	-3.791	-3.431	0.836	0.892	-3.025	0.977	0.971
Acier	-3.315	-2.655	0.903	1.007	-4.963	0.846	0.827
Béton	-4.000	-3.772	0.806	0.840	-1.954	0.898	0.895
Maçonnerie	-3.802	-3.739	0.905	0.914	-0.764	1.221	1.221
Bois	-4.754	-3.726	0.665	0.819	-7.999	0.861	0.810
Acier 1-3	-2.721	-3.230	0.919	0.848	10.945	0.627	0.622
Acier 4-7	-2.743	-1.873	0.990	1.124	-11.372	0.546	0.519
Acier 8+	-2.976	-1.658	1.084	1.312	-7.538	0.860	0.792
Béton 1-3	-4.521	-3.625	0.593	0.728	-5.486	1.172	1.139
Béton 4-7	-3.433	-3.661	0.914	0.881	2.554	0.839	0.836
Béton 8+	-3.790	-3.672	0.917	0.935	-1.036	0.363	0.361

TABLE 3.10 – Coefficients des formes fonctionnelles 1 (équation 3.19) et 2 (équation 3.20) reliant le  $NRRD$  à le  $Sd$ , calculé à la fréquence du bâtiment ( $f_{FFT}$ ) et pour un amortissement égal à 5%. Les coefficients sont donnés pour chaque typologie de bâtiments. Le terme  $\sigma$  correspond à l'écart-type associé.

### 3.6 Conclusions

Dans ce chapitre, une base de données a été utilisée afin de déterminer les relations entre les indicateurs de nocivité et la réponse des bâtiments. Les enregistrements de séismes effectués dans des bâtiments californiens à partir des années 1970 ont permis d'identifier les caractéristiques des bâtiments, c'est-à-dire leur fréquence fondamentale de vibration et leur amortissement. Ces fréquences sont modifiées en fonction de l'état d'endommagement des bâtiments et on a montré que la chute de fréquence peut être reliée avec la déformation inter-étage maximale observée au sein du bâtiment au cours d'une sollicitation. Cependant, d'importants écarts-types sont alors observés.

L'étude d'une base de données de mouvements forts enregistrés au sein de bâtiments nous a permis d'évaluer le lien entre les mouvements sismiques – représentés en fonction de plusieurs paramètres de nocivité – et la réponse dynamique des bâtiments – évaluée à l'aide du déplacement relatif du toit, normalisé par la hauteur du bâtiment ( $NRRD$ ). La considération d'un paramètre de nocivité optimal permettrait d'obtenir une variabilité très faible. Les  $NRRD$  suivant une distribution lognormale lorsque les indicateurs de nocivité suivent une distribution uniforme, le lien entre les indicateurs de nocivité et le  $NRRD$  est évalué à l'aide de trois formes fonctionnelles :

$$\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + \varepsilon$$

$$\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM + \varepsilon$$

$$\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM + d (\ln(IM))^2 + e IM^2 + \varepsilon$$

La troisième forme apporte les écarts-types les plus faibles mais est rejetée du fait de sa divergence en dehors des intervalles de définition. Les formes 1 et 2 sont très proches et le terme  $c IM$  permet alors de davantage ajuster les données et d'obtenir des variabilités plus faibles.

Alors que dans la littérature la durée des sollicitations est souvent utilisée pour représenter la nocivité des mouvements du sol, nous avons montré qu'il n'existe de lien entre les durées et les  $NRRD$  uniquement si les durées sont définies à partir d'un seuil. Cependant, ces définitions peuvent apporter des durées nulles qui correspondent à des  $NRRD$  importants.

À partir de la seconde forme, les paramètres de nocivité qui apportent les plus faibles variabilités avec le  $NRRD$  sont les spectres en déplacement  $Sd(f_{FFT}, 5\%)$  – où  $f_{FFT}$  est la fréquence d'une structure obtenue à partir de la transformée de Fourier du signal au niveau du toit du bâtiment –,  $Sd(f_{0-ST}, 5\%)$  – où  $f_{0-ST}$  est la fréquence pré-sismique du bâtiment, obtenue en effectuant une représentation temps-fréquence d'un enregistrement dans le bâtiment, et pouvant correspondre avec la valeur de fréquence sous vibrations ambiantes – et  $Sd([f_{min-ST}; f_{0-ST}], 5\%)$  moyen – valeur moyenne du  $S_d$  entre les fréquences pré-sismique  $f_{0-ST}$  et co-sismique minimale  $f_{min-ST}$ . Pour ces trois indicateurs de nocivité, les écarts-types varient entre 0.35 et 0.50 pour la majorité des classes de bâtiments considérées, ce qui implique un facteur  $e^{2\sigma} \approx 2-3$  entre  $\mu - \sigma$  et  $\mu + \sigma$ , où l'intervalle  $[\mu - \sigma; \mu + \sigma]$  contient plus de 68 % des données dans le cas d'une distribution normale. Ceci doit être comparé avec la variabilité obtenue avec le PGA qui est couramment utilisé pour caractériser la nocivité d'un mouvement du sol, et pour lequel il y a un

---

facteur supérieur à 9 entre  $\mu - \sigma$  et  $\mu + \sigma$ .

Cependant, lors d'une alerte sismique, dans le but de fournir le plus tôt possible des estimations de dommages pour un plus grand nombre de bâtiments, on ne peut pas utiliser ces paramètres, qui nécessitent un pointage des fréquences initiale et minimale au cours de la sollicitation, ou de la fréquence obtenue à l'aide de la transformée de Fourier. L'utilisation des fréquences empiriques de l'[Eurocode 8 \(2005\)](#) peut alors être envisagée. Cette fréquence empirique, qui repose sur la même définition que les fréquences empiriques du code canadien ([NBCC, 2005](#)), peut être estimée en amont d'un séisme, à partir de la hauteur des bâtiments et du matériau utilisé principalement dans le système porteur.

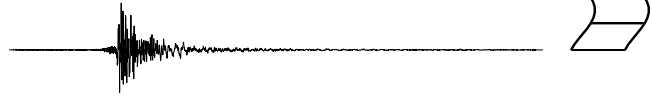
Combinées à d'autres paramètres de nocivité tels que le *PGA* ou l'intensité d'Arias, les valeurs spectrales de déplacement, vitesse et accélération peuvent apporter une variabilité plus faible qu'avec le  $S_d$  moyen. L'objectif serait alors de combiner les meilleurs indicateurs de nocivité afin d'obtenir une forme fonctionnelle permettant de minimiser la variabilité avec le *NRRD*. La mise en place de cette forme fonctionnelle et ses applications seront traitées dans le chapitre suivant.





---

# 4



## Mise en place d'une forme fonctionnelle et construction de courbes de fragilité empiriques

---

À partir des enregistrements de séismes présentés au chapitre précédent, on propose dans ce chapitre de mettre en place une forme fonctionnelle reliant un critère d'endommagement à plusieurs indicateurs de nocivité. Cette forme fonctionnelle sera ensuite utilisée pour construire des courbes de fragilité empiriques pour les deux premiers niveaux de dommages, adaptées aux bâtiments de la base de données.

---

### Sommaire

---

<b>4.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>114</b>
<b>4.2</b>	<b>Mise en place d'une forme fonctionnelle</b>	<b>115</b>
4.2.1	Forme générale	115
4.2.2	Choix des indicateurs	115
4.2.3	Forme fonctionnelle proposée	117
<b>4.3</b>	<b>Les méthodes d'optimisation globale</b>	<b>118</b>
<b>4.4</b>	<b>Inversion des paramètres de la forme fonctionnelle</b>	<b>120</b>
4.4.1	Vérification du processus d'inversion à partir de données synthétiques	120
4.4.2	Inversion des paramètres à partir des données réelles	124
<b>4.5</b>	<b>Application pour la construction de courbes de fragilité empiriques</b>	<b>130</b>
4.5.1	Construction des courbes de fragilité empiriques	130
4.5.2	Évaluation des paramètres $\mu$ et $\sigma$ des courbes de fragilité, pour plusieurs typologies de bâtiments	131
4.5.3	Courbes de fragilité pour différentes classes de bâtiments	137
<b>4.6</b>	<b>Conclusion</b>	<b>140</b>

---

## 4.1 Introduction

L'acquisition croissante de données de séismes enregistrés dans des bâtiments au cours des dernières décennies apporte des informations sur le comportement des structures sous sollicitations sismiques. Couplées aux nombreuses missions post-sismiques, ces données ont permis de faire un lien entre les intensités sismiques et l'endommagement des structures de génie civil et d'en déduire des courbes de fragilité empiriques.

En Europe, [Spence \*et al.\* \(1992\)](#) et [Orsini \(1999\)](#) ont établi des courbes de fragilité empiriques à partir de dommages exprimés sur l'échelle *MSK*. De même, [Rossetto et Elnashai \(2003\)](#) ont développé des courbes de fragilité adaptées aux bâtiments en béton armé du parc immobilier européen à partir de dommages observés à la suite de 19 séismes. [Yamazaki et Murao \(2000\)](#) ont estimé la vulnérabilité de classes de bâtiments à partir d'informations sur l'état d'endommagement des structures collectées par le *Building Research Institute* suite au séisme de Kobe (1995). Pour l'ensemble des études – on peut également citer les travaux de [Lagomarsino et Giovinazzi \(2006\)](#) sur la définition de courbes de fragilité empiriques pour les bâtiments en maçonnerie et de [Sarabandi \*et al.\* \(2004\)](#) et [Rota \*et al.\* \(2008\)](#) pour les structures en béton armé –, des enregistrements de séismes ont été utilisés, mais uniquement dans le but de calculer les indicateurs de nocivité au niveau du sol ou d'estimer l'intensité macrosismique.

Des enregistrements de séismes dans des bâtiments sont disponibles et permettent d'analyser la réponse des bâtiments sous sollicitations sismiques, en particulier pour des bâtiments ayant été endommagés (*e.g.* [Todorovska et Trifunac, 2007, 2008](#)). Les bâtiments californiens présentés au chapitre précédent sont, pour la majorité d'entre eux, instrumentés à différents étages, notamment au niveau du rez-de-chaussée et du dernier étage. Les capteurs se trouvant à ces étages nous permettent d'accéder par exemple au déplacement relatif du toit au cours d'une sollicitation (*NRRD*). Ce déplacement, normalisé par la hauteur du bâtiment, renseigne sur la déformation inter-étage moyenne qui a été subie par un bâtiment pendant un tremblement de terre. L'état d'endommagement de la structure peut alors être estimé en comparant cette mesure à des valeurs limites de déformations inter-étages ; par exemple, la [FEMA \(1999\)](#) propose les valeurs limites correspondantes à plusieurs niveaux de dommages.

Le chapitre précédent a abordé les relations entre les indicateurs de nocivité et les réponses des bâtiments instrumentés. Suivant le paramètre décrivant le mouvement du sol, plus ou moins de variabilité est observée dans la réponse des structures. En combinant plusieurs indicateurs, il est possible de réduire davantage cette incertitude. Ce chapitre a pour objectif de proposer une forme fonctionnelle reliant les déplacements observés au sein des bâtiments à une combinaison de paramètres décrivant la nocivité des séismes. La forme fonctionnelle permettra de donner une estimation plus précise du *NRRD* en fonction du mouvement du sol, afin d'effectuer une estimation dans le cadre d'un bâtiment spécifique ou pour construire des courbes de fragilité. En effet, à partir de cette forme fonctionnelle et d'une base de données de séismes synthétiques, des courbes de fragilité empiriques sont établies pour plusieurs typologies de bâtiments. Les courbes de fragilité ainsi obtenues sont comparées aux courbes Hazus ([FEMA, 2012](#)) qui sont adaptées à l'estimation de la vulnérabilité des bâtiments américains. Pour chaque typologie, la médiane

et l'écart-type caractérisant les courbes de fragilité sont donnés : la médiane est la valeur du paramètre décrivant l'intensité sismique pour laquelle la probabilité de dommage est égale à 50 % et l'écart-type représente la variabilité intervenant dans les courbes de fragilité.

## 4.2 Mise en place d'une forme fonctionnelle

### 4.2.1 Forme générale

Dans cette section, on cherche à mettre en place une forme fonctionnelle du type :

$$g(DM) = \alpha_0 + f_1(IM_1) + \dots + f_i(IM_i) + \dots + f_n(IM_n) \quad (4.1)$$

où  $DM$  (*Damage Measure*) est un paramètre d'endommagement et les  $IM_i$  (*Intensity Measure*) sont des indicateurs de nocivité. Les fonctions  $g, f_1, \dots, f_n$ , correspondent aux fonctions les plus adaptées pour représenter le paramètre d'endommagement et les indicateurs de nocivité associés.

Par exemple, si on considère le déplacement maximal relatif horizontal comme paramètre de dommage, mentionné dans le chapitre 3 et noté  $NRRD$ , on utilisera la fonction  $g(NRRD) = \ln(NRRD)$  pour représenter ce paramètre. En effet, on a vu au chapitre précédent que le  $NRRD$  suit une distribution de loi lognormale lorsque les indicateurs de nocivité suivent une distribution uniforme. De même, si le  $PGA$  (*Peak Ground Acceleration*) est choisi dans cette forme fonctionnelle associée au  $\ln(NRRD)$ , on choisira de représenter cet indicateur de nocivité par la fonction  $f(PGA) = a + b \ln(PGA) + c PGA$  car parmi les trois formes fonctionnelles testées dans le chapitre 3 pour modéliser le  $NRRD$  en fonction des différents indicateurs de nocivité, cette forme apporte le plus faible écart-type entre le  $PGA$  et le  $NRRD$  (tableau 3.2).

### 4.2.2 Choix des indicateurs

Il n'existe pas de relation reliant les indicateurs de dommage aux indicateurs de nocivité. Hancock *et al.* (2008) utilisent une forme fonctionnelle habituellement utilisée pour modéliser le  $PGA$  et le spectre en accélération  $Sa$  :

$$\begin{aligned} \log_{10}(DM) = & c_1 + c_2 M_W + c_3 M_W^2 + c_4 \log_{10}(\sqrt{R_{jb}^2 + c_6^2}) + c_5 \sqrt{R_{jb}^2 + c_6^2} \\ & + c_7 S_1 + c_8 S_2 + c_9 F_1 + c_{10} F_2 \end{aligned} \quad (4.2)$$

Cette forme fonctionnelle est très proche de celle utilisée par Akkar et Bommer (2007) pour modéliser le  $PGV$  (*Peak Ground Velocity*) et par Akkar et Bommer (2010) pour modéliser le  $PGA$ , le  $PGV$  et le spectre en accélération  $Sa$ . Dans l'équation 4.2,  $DM$  est un paramètre de dommage,  $c_1, \dots, c_{10}$  sont les paramètres du modèle à déterminer,  $M_W$  est la magnitude de moment,  $R_{jb}$  est la distance la plus proche entre la projection verticale de la faille à la surface de la Terre et le site, telle que proposée par Joyner et Boore (1981),  $S_1$  et  $S_2$  sont des valeurs égales à 0 ou 1 et qui dépendent du type de sol,  $F_1$  et  $F_2$  sont des valeurs égales à 0 ou 1 et qui dépendent des caractéristiques de la faille. Une fois qu'un séisme se produit, les paramètres utilisés dans l'équation 4.2 ne sont pas disponibles instantanément, en particulier la magnitude de moment

et la distance définie par Joyner et Boore (1981). Dans la perspective de fournir une estimation des dommages le plus tôt possible après qu'un tremblement de terre se produit, l'utilisation de ces paramètres ne permet pas une estimation rapide et est donc rejetée.

Il n'existe cependant pas de relation liant directement un paramètre de dommage  $DM$  à des indicateurs de nocivité  $IM$ . Dans les méthodes de vulnérabilité, les dommages sont exprimés à l'aide de courbes de fragilité ou de matrices de probabilités de dommage. Les matrices de probabilités de dommage peuvent être construites sur la base des relations entre l'intensité macroscopique et les dommages. Singhal et Kiremidjian (1996) construisent des courbes de fragilité en fonction du spectre en accélération  $Sa$  et proposent des matrices de probabilités de dommage en fonction de l'intensité  $MMI$  (*Modified Mercalli Intensity*). Dans les deux cas, les dommages sont exprimés à partir de l'indice de dommage proposé par Park *et al.* (1985), prenant en compte la déformation maximale et la dissipation d'énergie au cours d'un chargement cyclique. De même, dans la méthodologie Hazus (FEMA, 1999), les courbes de fragilité sont exprimées en fonction du spectre en déplacement  $Sd$  et du  $PGA$  équivalent, les dommages étant obtenus en comparant la déformation inter-étage à des valeurs limites caractéristiques de plusieurs états d'endommagement.

Beaucoup d'études proposent des formes reliant les intensités macrosismiques – sur l'échelle  $MMI$  ou  $MSK$  – aux indicateurs de nocivité. Cabañas *et al.* (1997) ont effectué une analyse statistique et ont relié les dommages observés en fonction de paramètres décrivant l'énergie des séismes, *i.e.* la  $CAV$  et l'intensité d'Arias (1970). Il existe également des études reliant l'intensité au  $PGA$ ,  $PGV$  et  $PGD$  (*e.g.* Trifunac et Brady, 1975a; Wald *et al.*, 1999), et aux spectres de réponse. Les spectres présentent l'avantage de décrire à la fois l'amplitude et le contenu fréquentiel des mouvements sismiques. Le  $PGA$  étant défini dans les hautes fréquences, le  $PGV$  dans les fréquences intermédiaires et le  $PGD$  dans les basses fréquences, Wald *et al.* (1999) soulignent que ces trois indicateurs d'amplitude sont complémentaires et permettent de représenter une plus grande gamme de fréquences.

D'après ces études, il apparaît que l'utilisation du  $CAV$  ou de l' $Ia$  est utile pour représenter l'énergie des séismes. Nous ne conserverons cependant qu'un seul de ces deux indicateurs, très corrélés entre eux, et le choix s'est porté sur la  $CAV$ . Parmi les indicateurs de pics, nous retenons le  $PGA$  car ce paramètre donne une indication sur le contenu hautes fréquences des séismes. De plus, les courbes de capacité fournissent des relations entre les forces qui s'appliquent lors d'un séisme, équivalentes à des accélérations lorsqu'elles sont multipliées par la masse de la structure, et les déplacements au sein de celle-ci. La prise en compte du  $PGA$  est donc justifiée par l'existence de relations liant les accélérations aux déplacements dans un bâtiment. Après avoir retenu deux paramètres équivalents à une vitesse et une accélération, nous retenons le spectre en déplacement  $Sd(f, \xi)$ , qui correspond au déplacement d'un système à un degré de liberté, de fréquence  $f$  et d'amortissement  $\xi$ . De plus le  $Sd$  est l'indicateur qui apporte le moins de variabilité lorsque l'on modélise le  $NRRD$  (chapitre 3) car il fait intervenir les caractéristiques dynamiques des bâtiments. Enfin la prise en compte du  $Sv_{moy}$ , c'est-à-dire la moyenne des  $Sv$  sur un intervalle de fréquences, permet de tenir compte de la chute de fréquence d'une structure lors d'un séisme,

et donc de son endommagement.

La durée des mouvements du sol est couramment utilisée pour représenter la nocivité des mouvements sismiques. Cependant, nous ne l'avons pas retenue car nous avons déjà remarqué la faible corrélation entre le *NRRD* et les durées, excepté pour les durées proposant un seuil (chapitre 3). De plus, avec ces durées reposant sur la définition d'un seuil, il est possible d'obtenir des durées nulles correspondantes à de forts déplacements. C'est pourquoi nous avons choisi de ne pas conserver la durée dans l'expression de la forme fonctionnelle.

### 4.2.3 Forme fonctionnelle proposée

Nous avons donc choisi d'utiliser le *PGA*, la *CAV*, le *Sd* et le *Sv* moyen sur un intervalle de fréquences pour modéliser le *NRRD*. Les fonctions  $f_i$  de l'équation 4.1 sont choisies parmi les formes fonctionnelles testées au chapitre 3. On conserve, pour chaque indicateur de nocivité la forme apportant le moins de variabilité. On a vu dans le chapitre 3 que la forme  $\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM + d \ln(IM)^2 + e IM^2$  est celle qui apporte le moins de variabilité entre les *NRRD* observés et le *PGA*, le *Sd* et le *Sv*. Cependant, cette fonction diverge très rapidement en dehors de l'intervalle des données pour laquelle elle est définie et n'est donc pas adaptée pour être utilisée à partir d'une base d'enregistrements de séismes, où peuvent être présents des séismes de très petites et de très fortes amplitudes. Nous conservons donc pour ces trois indicateurs la deuxième forme apportant le moins de variabilité, *i.e.*  $\ln(NRRD) = a + b \ln(IM) + c IM$ . Pour la *CAV*, les résultats apportés par les formes 1 et 2 au chapitre précédent étant très proches, nous avons conservé la forme 1 pour représenter cet indicateur de façon à limiter le nombre de paramètres à inverser. Nous représenterons donc la *CAV* à partir de la fonction suivante :  $\ln(NRRD) = a + b \ln(IM)$ . C'est pourquoi nous avons choisi d'utiliser la forme fonctionnelle suivante :

$$\begin{aligned} \ln(NRRD) = & a + b PGA + c \ln(PGA) + d \ln(CAV) + e Sd(f_{bldg}, 5\%) \\ & + f \ln(Sd(f_{bldg}, 5\%)) + g Mean Sv([f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%) \\ & + h \ln(Mean Sv([f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%)) + \varepsilon \end{aligned} \quad (4.3)$$

où *PGA* (*Peak Ground Acceleration*) est l'accélération horizontale maximale enregistrée au niveau du sol, *CAV* est la *Cumulative Absolute Velocity* (EPRI, 1988),  $Sd(f_{bldg}, 5\%)$  correspond au spectre en déplacement pour une fréquence  $f_{bldg}$  et un amortissement de 5% et  $Mean Sv([f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%)$  correspond à la moyenne des vitesses spectrales sur un intervalle de fréquences – entre la fréquence pré-sismique  $f_{0-bldg}$ , évaluée au début du signal, et la fréquence minimale co-sismique  $f_{min-bldg}$  – et pour un amortissement de 5%. On utilise la fréquence déterminée à partir de la transformée de Fourier, et notée  $f_{FFT}$  au chapitre précédent, pour définir la fréquence du bâtiment  $f_{bldg}$ . Les fréquences  $f_{0-bldg}$  et  $f_{min-bldg}$  ont été déterminées au chapitre 3 à partir de représentations temps-fréquence.  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f$ ,  $g$  et  $h$  sont les paramètres à déterminer.  $\varepsilon$  correspond aux résidus, c'est-à-dire à la part que le modèle n'explique pas, et est représentatif de la variabilité aléatoire qui existe au sein des données observées. La notation  $\ln$  fait référence au logarithme naturel. Les données utilisées sont en  $m/s^2$  pour les

accélération, en  $m/s$  pour les vitesses et en  $m$  pour les déplacements. Les paramètres seront déterminés de telle sorte que la moyenne de  $\varepsilon$  sur l'ensemble des données soit nulle et que la variance associée soit égale à  $\sigma_\varepsilon^2$ .

Afin d'identifier les paramètres inconnus de l'équation 4.2, Hancock *et al.* (2008) ont utilisé une méthode de régression adaptée à cette équation et basée sur la recherche d'un maximum de vraisemblance entre les données réelles et les données simulées (Joyner et Boore, 1993). Dans cette étude, à partir d'une méthode d'optimisation globale, nous proposons d'effectuer une recherche des paramètres  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f$ ,  $g$  ou  $h$  qui apportent la plus faible variabilité entre les données observées et les données simulées.

### 4.3 Les méthodes d'optimisation globale

Les méthodes d'optimisation globale consistent à chercher un minimum global d'une fonction scalaire (appelée fonction *Coût*) sur un ensemble de définition, en évitant de converger vers un minimum local. Ces méthodes sont utilisées lorsque la fonction *Coût* ne peut pas être exprimée simplement de façon analytique, auquel cas il est difficile de calculer les dérivées partielles de la fonction *Coût* par rapport à chaque paramètre à inverser. L'optimisation globale peut être menée soit à partir d'une recherche sur grille, soit à l'aide de méthodes stochastiques.

**La recherche sur grille** Les paramètres à inverser varient parmi un ensemble de valeurs espacées linéairement, et toutes les combinaisons de paramètres sont explorées. Le temps de calcul est extrêmement long, et dépend du nombre de paramètres à inverser et du pas d'échantillonnage de chaque paramètre.

**Les méthodes stochastiques** Metropolis publia les premiers travaux sur les simulations de Monte Carlo (Metropolis et Ulam, 1949). La méthode de Monte Carlo consiste à rechercher les paramètres de façon aléatoire sur l'ensemble de définition, avec un coût de calcul également long et dépendant du nombre de paramètres à inverser. Cependant, cela a permis d'établir de nouvelles méthodes, les méthodes Monte Carlo orientées, basées sur une exploration aléatoire dirigée vers les meilleurs modèles afin de réduire les temps de calcul. Il existe plusieurs variantes :

- les algorithmes génétiques (Holland, 1975) : basés sur une analogie avec la biologie et la sélection naturelle. À partir de sélections, de croisements et de mutations, les populations convergent vers un état optimal de génération en génération ;
- le recuit simulé (*Simulated Annealing*, SA) (Kirkpatrick *et al.*, 1983) : basé sur une analogie avec la métallurgie. La recherche consiste à faire varier une fonction de température de telle sorte que les modèles convergent vers un état optimal minimisant l'énergie (fonction *Coût*) ;
- l'algorithme de voisinage (Sambridge, 1999a,b) : principalement utilisée en géophysique, cette méthode consiste à partager l'espace des paramètres à partir de cellules de Voronoi.

---

L'optimisation consiste à trouver l'*Etat* optimal qui permet de minimiser la fonction *Coût* décrivant l'écart entre les données observées  $NRRD_{obs}$  et calculées  $NRRD_{mod}$ . La fonction *Coût* utilisée pour décrire l'écart est l'écart-type des résidus :

$$Coût = \sqrt{\mathbf{E}(Res - \mathbf{E}(Res))^2} \quad (4.4)$$

où  $\mathbf{E}$  est l'espérance et *Res* correspond aux résidus entre le logarithme des *NRRD* observés et le logarithme des *NRRD* calculés à partir de l'équation 4.6 :

$$Res = \ln(NRRD_{obs}) - \ln(NRRD_{mod}) \quad (4.5)$$

Nous avons choisi d'utiliser une variante du recuit simulé pour inverser les huit paramètres de la forme fonctionnelle, le *Very Fast Simulated Annealing*, *VFSA* (Ingber, 1989). Le principe de la méthode consiste à générer un nouvel état à partir d'un état de référence  $Etat_{ref}$ , associé à un coût  $Coût_{ref}$ . Ce changement d'état implique une modification du coût, notée  $\Delta Coût$ , entre les deux états successifs.

**Etat initial** On définit au préalable un état initial  $Etat_0$  comme état de référence. Un coût  $Coût_0$  accompagne cet état. On définit également une température initiale  $T = T_0$ .

**Itérations** À partir de l'état de référence, un nouvel état est généré dans le voisinage de  $Etat_{ref}$ , correspondant à un nouveau coût. La génération d'un nouvel état dépend de la température  $T$ , de telle sorte qu'avec des températures élevées chaque paramètre est tiré aléatoirement sur l'ensemble des valeurs possibles. Au contraire, avec des températures de plus en plus faibles, la génération d'un nouvel état se concentre dans un voisinage de plus en plus proche de l'état de référence.

Si  $\Delta Coût < 0$ , c'est-à-dire si une diminution du coût accompagne le nouvel état, on conserve ce nouvel état comme état de référence  $Etat_{ref}$ . Si on accepte un état améliorant le coût, on tend ainsi à chercher l'état optimal dans le voisinage de l'état de départ  $Etat_0$ . C'est pourquoi il est nécessaire d'accepter également des états qui n'améliorent pas le coût, afin d'explorer une plus grande partie de l'espace des solutions et d'éviter de rechercher un minimum local. Pour ce faire, dans le cas où  $\Delta Coût > 0$ , le critère de Metropolis est utilisé : si un nouvel état n'améliore pas le coût, alors l'état courant a une probabilité  $e^{-\frac{\Delta Coût}{T}}$  d'être accepté comme nouveau  $Etat_{ref}$ . Ainsi, si la condition  $e^{-\frac{\Delta Coût}{T}} > r$  est vérifiée, avec  $T$  la valeur de la température et  $r = U[0, 1]$  un nombre tiré aléatoirement entre 0 et 1, alors le nouvel état est conservé comme nouvel état de référence. Sinon, il est rejeté et on conserve l'ancien.

On réalise ce processus  $N$  fois à température constante, puis on diminue la température suivant le schéma de refroidissement choisi – dans notre cas  $T(k) = 0.9^k \times T_0$ . La valeur  $e^{-\frac{\Delta Coût}{T}}$  étant proche de 1 pour des températures élevées et proche de 0 pour des températures faibles, on conserve de moins en moins les états qui ne réduisent pas le coût. Ceci permet alors de converger vers un état final qui correspond au minimum global de la fonction *Coût*.



**Fin de l’algorithme** L’algorithme se termine lorsqu’un coût cible est atteint ou lorsque la température atteint la température finale  $T_f$ .

Dans le cas de la recherche d’un minimum global, l’algorithme de recuit simulé nécessite donc de définir au préalable un  $Etat_0$ , une température  $T_0$ , le nombre d’itérations  $N$  à température constante, un schéma de refroidissement et la température finale  $T_f$ . Le nombre d’itérations dépend donc des paramètres  $T_0$ ,  $N$  et  $T_f$ .

La convergence de l’algorithme est contrôlée par le schéma de température : une température qui décroît rapidement implique une convergence vers un minimum local ; inversement, une température avec un schéma de décroissance trop lent entraîne une convergence très lente. Il est donc nécessaire de vérifier que les paramètres fixés ci-dessus permettent de retrouver le minimum global de la fonction *Coût*.

Pour la suite de l’étude, on conservera l’appellation *Etat* pour caractériser l’ensemble des huit paramètres à identifier.

## 4.4 Inversion des paramètres de la forme fonctionnelle

La méthode SA étant sensible à l’ $Etat_0$  choisi pour débiter le processus d’inversion, nous avons défini aléatoirement 1000 états et choisi celui qui fournissait le plus faible coût comme  $Etat_0$ . À partir de cet  $Etat_0$  optimal, nous avons réalisé deux étapes successives de recuit simulé :

1. la première étape consiste à appliquer la méthode du *VFSA* décrite ci-dessus. Après 50 000 itérations, nous obtenons un état final, nommé  $Etat_{1f}$ , associé à un coût  $Coût_{1f}$ .
2. la deuxième étape consiste à appliquer à nouveau la méthode de recuit simulé en utilisant l’ $Etat_{1f}$  comme nouvel  $Etat_0$ . Cette seconde étape a pour objectif d’affiner l’ $Etat_{1f}$  obtenu à l’étape précédente. Pour ce faire, nous avons appliqué le *VFSA* en supprimant la condition de Métropolis, de telle sorte qu’à chaque itération un état qui n’améliore pas le coût de référence  $Coût_{ref}$  n’est pas conservé. Après 25 000 itérations, nous obtenons un état final, nommé  $Etat_{2f}$ , associé à un coût  $Coût_{2f}$ .

L’ $Etat_{2f}$  est donc l’état qui apporte le plus faible coût, c’est-à-dire le plus faible écart-type avec les données observées. Nous avons réalisé 100 fois ce processus d’inversion – définition des 1000 *Etat* aléatoires suivie des deux étapes successives décrites ci-dessus – afin de choisir l’état optimal parmi 100  $Etat_{2f}$ . Finalement, l’état retenu est l’ $Etat_{2f}$  associé au plus faible écart-type  $\sigma_{2f} = Coût_{2f}$ .

### 4.4.1 Vérification du processus d’inversion à partir de données synthétiques

#### 4.4.1.1 Inversion simultanée des huit paramètres de la forme fonctionnelle

Avant d’effectuer l’inversion à partir des données enregistrées, une première inversion a été réalisée à partir de données synthétiques afin de valider la méthode et de contrôler la sensibilité des huit paramètres sur l’écart-type final. En effet, avec cette méthode, il est possible que la fonction *Coût* soit contrôlée uniquement par certains paramètres et qu’une variation des autres paramètres influe peu sur le *Coût*.

En prenant l'ensemble des mouvements du sol enregistrés au pied des bâtiments, et à partir de l'équation 4.6 et de huit paramètres  $a_0, b_0, c_0, d_0, e_0, f_0, g_0$  et  $h_0$  fixés aléatoirement, nous avons calculé les réponses d'un modèle à ces séismes, équivalentes à des valeurs synthétiques de *NRRD*. Des résidus ont ensuite été introduits suivant une distribution normale de médiane nulle et d'écart-type  $\sigma_0 = 0.600$ , cette variabilité correspondant au terme  $\varepsilon$  de l'équation 4.6. Nous obtenons alors des valeurs de *NRRD* correspondant à des combinaisons de *PGA*, *CAV*, *Mean Sv*( $[f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%$ ) et *Sd*( $f_{bldg}, 5\%$ ). Afin de valider la méthode d'optimisation, nous devons vérifier si cette méthode permet de retrouver les coefficients  $a_0$  à  $h_0$  fixés initialement.

Les deux étapes de recuit simulé décrites ci-dessus ont donc été appliquées à partir des valeurs synthétiques de *NRRD* et des valeurs de *PGA*, *CAV*, *Mean Sv*( $[f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%$ ) et *Sd*( $f_{bldg}, 5\%$ ) afin de vérifier que l'on retrouve les huit paramètres fixés, ainsi que l'écart-type  $\sigma_0$  (figures 4.1, 4.2 et 4.3).

On constate que l'inversion simultanée des huit paramètres permet de retrouver les paramètres initialement fixés : tous les paramètres sont correctement inversés, avec des écarts s'échelonnant de 0.1% pour les paramètres  $a$  et  $c$  à 5.3% pour le paramètre  $g$  (tableau 4.1). Une fois le processus terminé, on vérifie que les résidus entre les *NRRD* synthétiques, *i.e.* calculés à partir des paramètres initiaux  $a_0, b_0, c_0, d_0, e_0, f_0, g_0$  et  $h_0$ , et les *NRRD<sub>mod</sub>* obtenus à partir des paramètres  $a_f, b_f, c_f, d_f, e_f, f_f, g_f$  et  $h_f$ , suivent une distribution normale de médiane nulle et d'écart-type  $\sigma_0$  (figure 4.3). Cependant, l'écart-type est sous-estimé lors des 100 différents processus et l'écart-type final  $\sigma_f$  – *i.e.* le minimum parmi les 100  $\sigma_{2f}$  – diffère de 0.67% par rapport à l'écart-type fixé initialement : on obtient  $\sigma_f = 0.596$  alors que  $\sigma_0 = 0.600$ .

	a	b	c	d	e	f	g	h	$\sigma$
$\Delta par = \frac{par_0 - par_f}{par_0}$ (%)	-0.15	1.80	0.18	1.00	1.32	0.95	5.32	4.71	0.67

TABLE 4.1 – Écarts entre les paramètres (*par*)  $a_0, b_0, c_0, d_0, e_0, f_0, g_0$  et  $h_0$  initialement fixés et les paramètres obtenus par recuit simulé, en pourcentages.

#### 4.4.1.2 Influence de la variabilité sur la précision de l'inversion de chaque paramètre

Des valeurs élevées de variabilité ont été observées au chapitre 3 entre les différents indicateurs de nocivité et la réponse des bâtiments. Les écart-types obtenus sont en général supérieurs à l'écart-type imposé au paragraphe précédent  $\sigma_0 = 0.600$ . Afin d'étudier la robustesse et la précision de la méthode d'inversion, nous avons également étudié l'écart entre les valeurs obtenues par recuit simulé et les valeurs initiales, à partir d'écart-types  $\sigma_0$  variant de 0.100 à 1.500. On peut en effet s'attendre à ce que la précision de l'inversion de chaque paramètre soit dépendante de la variabilité, *i.e.* on peut s'attendre à obtenir des écarts supérieurs entre les valeurs finales et les valeurs initiales, pour les huit paramètres, avec des valeurs croissantes de variabilité.

Pour 100 valeurs de  $\sigma_0$  linéairement réparties entre 0.100 et 1.500, nous avons introduit une variabilité dans l'équation 4.6 à l'aide d'une distribution normale de médiane nulle et d'écart-type  $\sigma_0$ . Les résultats, *i.e.* les écarts entre les valeurs fixées initialement et les valeurs finales,

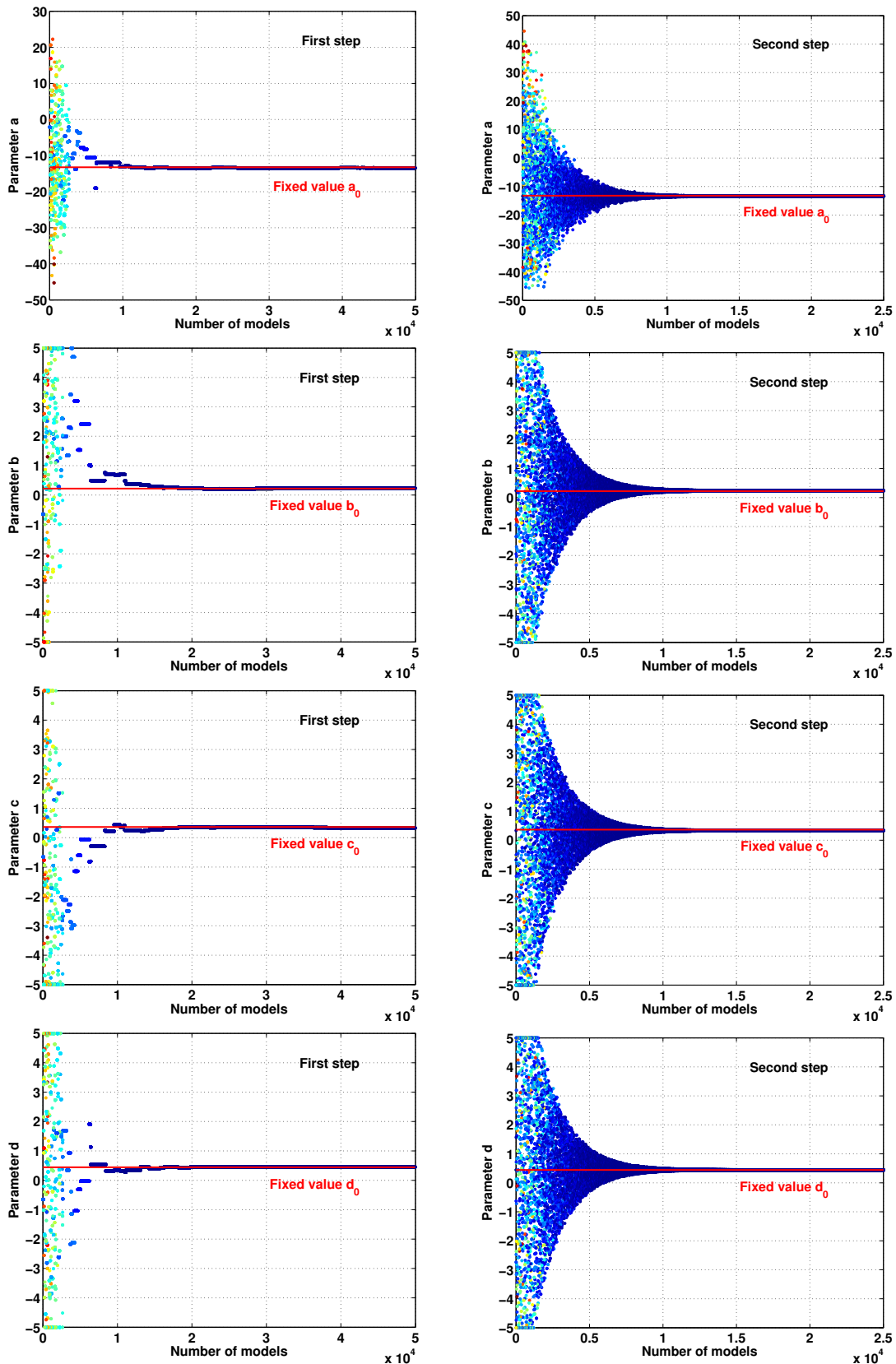


FIGURE 4.1 – Vérification de l’inversion de tous les paramètres de la forme fonctionnelle à partir des données synthétiques – première partie : paramètres  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$ . Le modèle fixé initialement est représenté par les traits rouges. Les graphiques de gauche présentent la première étape du processus d’inversion, ceux de droite la seconde étape. La couleur des points dépend de la valeur de l’écart-type obtenue à chaque itération.

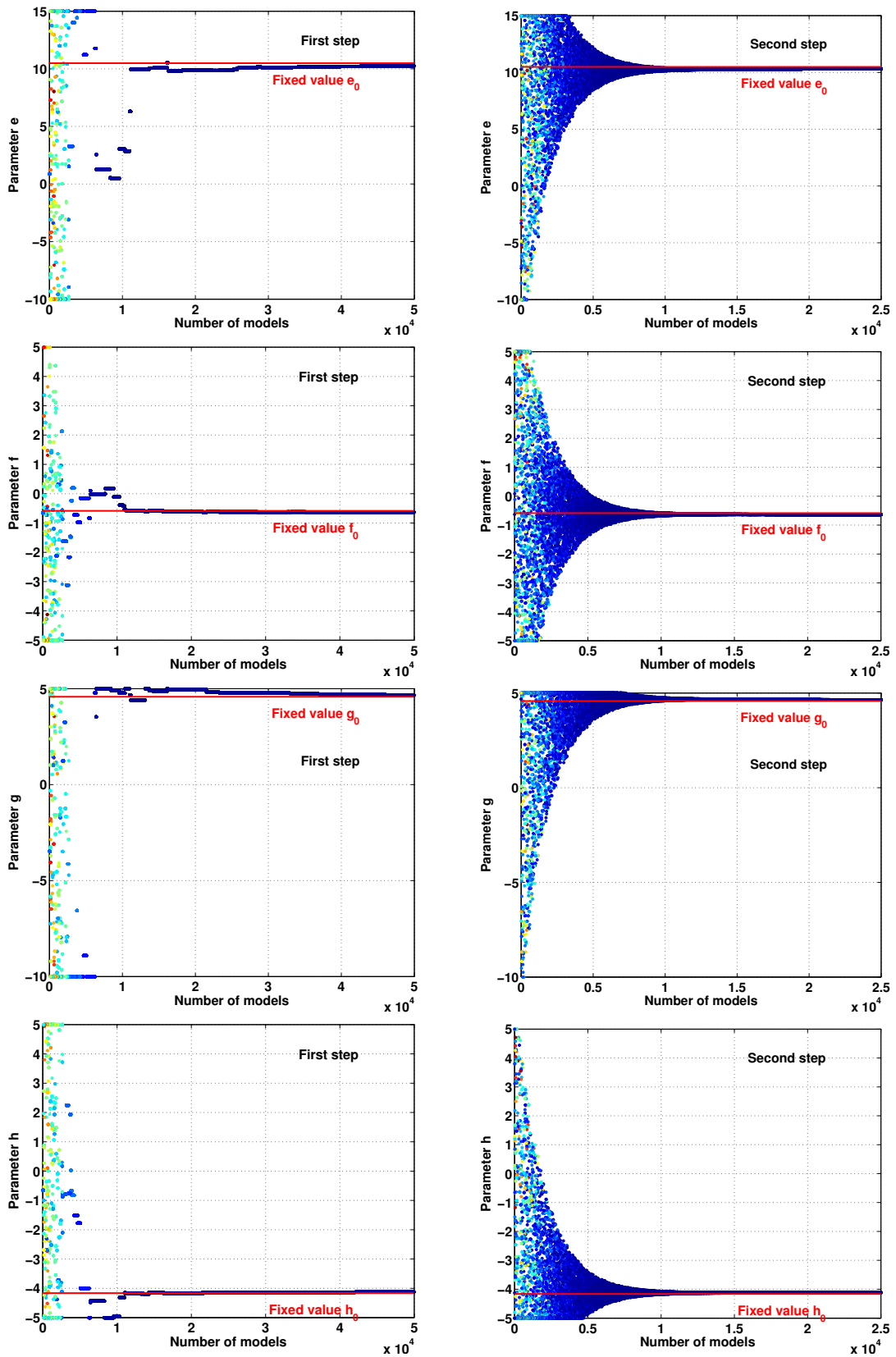


FIGURE 4.2 – Vérification de l'inversion de tous les paramètres de la forme fonctionnelle à partir des données synthétiques – seconde partie : paramètres  $e$ ,  $f$ ,  $g$  et  $h$ . Le modèle fixé initialement est représenté par les traits rouges. Les graphiques de gauche présentent la première étape du processus d'inversion, ceux de droite la seconde étape. La couleur des points dépend de la valeur de l'écart-type obtenue à chaque itération.

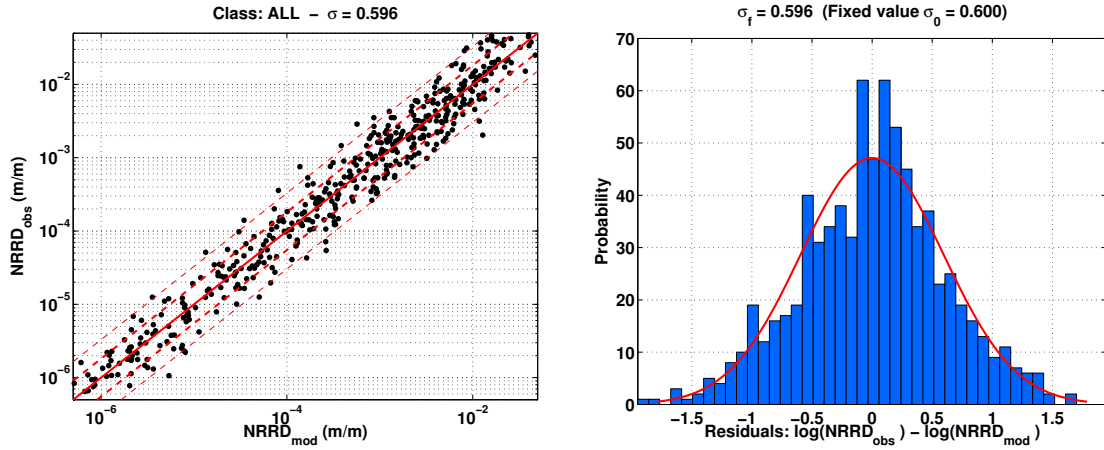


FIGURE 4.3 – À gauche : représentation des  $NRRD$  synthétiques, calculés à partir des paramètres  $a_0, b_0, c_0, d_0, e_0, f_0, g_0$  et  $h_0$  et notés  $NRRD_{obs}$ , en fonction des  $NRRD$  calculés à partir des paramètres obtenus par inversion, et notés  $NRRD_{mod}$ . Le trait plein rouge correspond aux valeurs médianes, les traits en pointillés à  $\mu \pm \sigma$  et  $\mu \pm 2\sigma$ . À droite : représentation de la distribution des résidus  $\varepsilon$  obtenus à la suite de l'inversion.

indiquent que la détermination des paramètres est de moins en moins précise avec des variabilités croissantes (figure 4.4). Avec une variabilité initiale  $\sigma_0 = 0.100$ , les paramètres sont correctement identifiés et on obtient des écarts inférieurs à 1%, quelque soit le paramètre  $a, b, c, d, e, f, g$  ou  $h$ . Avec des variabilités croissantes, on observe que la précision de l'inversion est variable suivant les paramètres : les écarts peuvent atteindre 20% pour les paramètres  $d$  et  $e$  lorsque la variabilité est égale à 1.500, alors que la précision sur les paramètres  $a, b$  et  $f$  est d'environ 5%. Au contraire, la précision sur la détermination de la variabilité  $\sigma$  n'est pas dépendante de la valeur de l'incertitude : quelque soit la variabilité  $\sigma_0$ , l'écart  $\Delta\sigma = \frac{\sigma_0 - \sigma_f}{\sigma_0}$  peut être décrit par une loi normale de médiane  $\mu_{\Delta\sigma} = 3.58\%$  et d'écart-type  $\sigma_{\Delta\sigma} = 1.83\%$ . Ainsi, l'écart-type obtenu par inversion sous-estime la variabilité réelle d'environ 3.5%.

Cette section a permis de valider le processus d'identification des huit paramètres de la forme fonctionnelle décrite à l'équation 4.6. Nous avons montré qu'une inversion simultanée des huit paramètres par recuit simulé permet de retrouver les valeurs fixées initialement, avec des précisions dépendantes de la variabilité. Cependant, si l'on s'intéresse à caractériser la variabilité entre la réponse des bâtiments et les indicateurs de nocivité, cette méthode robuste permet d'identifier cette incertitude avec une précision d'environ 3.5%.

## 4.4.2 Inversion des paramètres à partir des données réelles

### 4.4.2.1 Forme fonctionnelle faisant intervenir les fréquences réelles

À partir des données de séismes enregistrés dans les bâtiments californiens et présentés au chapitre 3, nous avons identifié les huit paramètres  $a, b, c, d, e, f, g$  et  $h$  de la forme fonctionnelle décrite à l'équation 4.6, ainsi que la variabilité associée  $\sigma_{aléa}$ , pour différentes classes de bâtiments (tableau 4.2) : l'ensemble des bâtiments, les bâtiments avec une structure principale

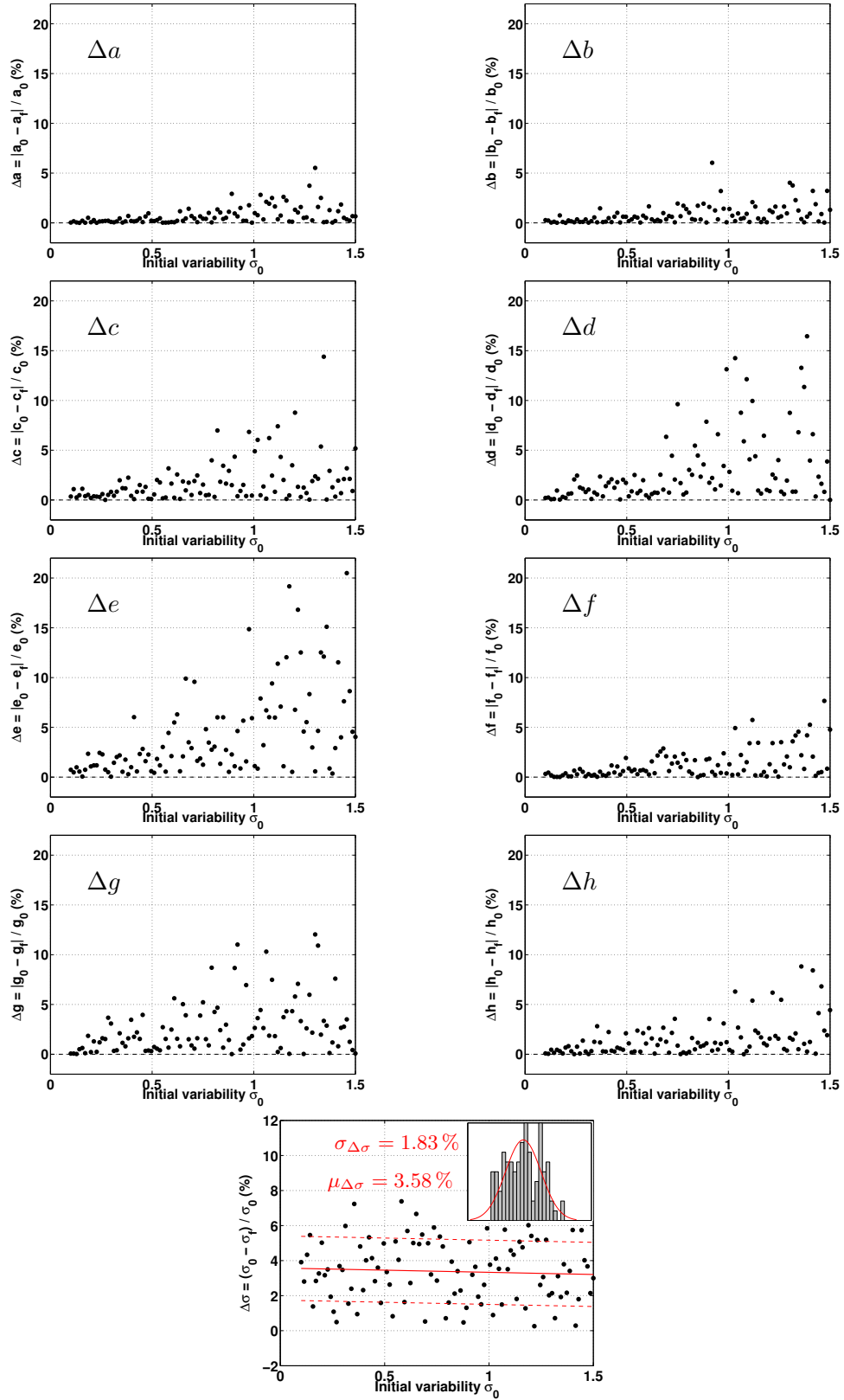


FIGURE 4.4 – Quatre premières lignes : écarts entre les paramètres  $a_0$ ,  $b_0$ ,  $c_0$ ,  $d_0$ ,  $e_0$ ,  $f_0$ ,  $g_0$  et  $h_0$  fixés initialement et les paramètres  $a_f$ ,  $b_f$ ,  $c_f$ ,  $d_f$ ,  $e_f$ ,  $f_f$ ,  $g_f$  et  $h_f$  obtenus à la suite du processus d'inversion, en fonction de la variabilité introduite  $\sigma_0$  (équation 4.6). Dernière ligne : écart  $\Delta\sigma$  entre la variabilité  $\sigma_f$  obtenue par le processus d'inversion et la variabilité initialement fixée  $\sigma_0$ . La distribution des écarts  $\Delta\sigma$  peut être décrite par une loi normale de médiane  $\mu_{\Delta\sigma} = 3.58\%$  et d'écart-type  $\sigma_{\Delta\sigma} = 1.83\%$ .

en béton, en acier, en maçonnerie ou en bois, et les bâtiments en acier ou béton composés de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages ou de 8 étages et plus. Le nombre de données disponibles pour chaque classe de bâtiments est donné dans le tableau 3.5 du chapitre 3.

	$a$	$b$	$c$	$d$	$e$	$f$	$g$	$h$	$\sigma$
Tous	-5.981	0.199	0.166	0.465	4.860	0.256	-2.056	0.265	0.859
Acier	-4.430	0.018	-0.073	0.271	1.144	0.210	-1.061	0.838	0.740
Béton	-6.510	0.199	0.136	0.465	3.331	0.132	-1.496	0.367	0.759
Maçonnerie	-8.416	2.317	-0.895	0.459	17.981	-0.293	-8.234	1.366	1.032
Bois	-12.559	-0.285	-1.058	1.735	23.740	-2.507	-4.127	3.811	0.310
Acier 1-3	-5.268	-0.183	0.410	0.067	23.869	0.331	0.084	0.174	0.558
Acier 4-7	-2.931	0.263	-0.028	0.105	5.826	0.902	-2.534	0.100	0.504
Acier 8+	-4.872	-0.257	0.064	0.714	-5.074	0.567	1.575	0.188	0.702
Béton 1-3	-7.189	0.593	-0.143	0.605	1.240	-0.019	-1.732	0.432	0.879
Béton 4-7	-5.380	0.153	0.709	0.447	-5.402	1.243	1.024	-1.415	0.695
Béton 8+	-3.852	0.070	0.042	0.013	-1.508	0.892	-0.221	0.007	0.354

TABLE 4.2 – Paramètres de la forme fonctionnelle de l’équation 4.6, et variabilité  $\sigma$  associée, définis pour chaque typologie de bâtiments.

L’utilisation des données de mouvements forts enregistrés dans des bâtiments a permis de mettre en place une forme fonctionnelle définissant le  $NRRD$  en fonction de plusieurs paramètres de nocivité. Cette forme fonctionnelle définissant les  $\ln(NRRD)$  est associée à un écart-type. Cet écart-type correspond à l’écart-type des résidus entre les valeurs observées  $\ln(NRRD_{obs})$  et les valeurs simulées par la forme fonctionnelle  $\ln(NRRD_{mod})$ , les résidus suivant une distribution normale de médiane nulle (figure 4.5).

Les plus faibles écarts-types sont de l’ordre de 0.30 à 0.55 – pour les bâtiments en bois, les bâtiments à ossature en béton d’au moins 8 étages et les bâtiments en acier de 1 à 3 et de 4 à 7 étages. Le gain obtenu par la combinaison de plusieurs indicateurs de nocivité n’est pas très important si l’on compare ces valeurs de variabilité avec celles obtenues au chapitre 3. Cependant cela a permis de diminuer l’incertitude pour les classes où la variabilité était élevée, notamment pour les bâtiments en béton de 1 à 3 étages – pour cette classe, on observe un écart-type  $\sigma = 0.879$  à partir de la forme fonctionnelle alors que les indicateurs de nocivité basés sur les valeurs spectrales apportent au minimum  $\sigma = 1.100$  (chapitre 3) lorsqu’ils étaient utilisés seuls.

L’utilisation de cette équation empirique permettra par la suite d’estimer les  $NRRD$  au sein de plusieurs classes de bâtiments, pour un grand nombre de sollicitations sismiques, et permettra enfin de construire des courbes de fragilité empiriques et d’estimer les probabilités qu’une classe de bâtiments soit endommagée, suivant plusieurs niveaux de dommages. Cependant, la présence des termes dépendant de  $Sd(f_{FFT}, 5\%)$  et de  $Mean Sv([f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%)$  impose de connaître les valeurs de fréquences  $f_{FFT}$ ,  $f_{0-bldg}$  et  $f_{min-bldg}$ . Or ces fréquences ne peuvent être déterminées qu’a posteriori, à partir des enregistrements de séismes effectués dans des bâtiments. La forme

fonctionnelle de l'équation 4.6, si elle permet de diminuer la variabilité de la réponse des structures due à l'aléa sismique, ne permet pas de prévoir les déplacements inter-étages au sein d'une structure ou d'une typologie de bâtiments soumise à un mouvement du sol donné. L'introduction de la fréquence empirique telle que définie dans l'Eurocode 8 (2005) est alors envisagée pour remplacer les valeurs des fréquences précédentes dans l'équation 4.6.

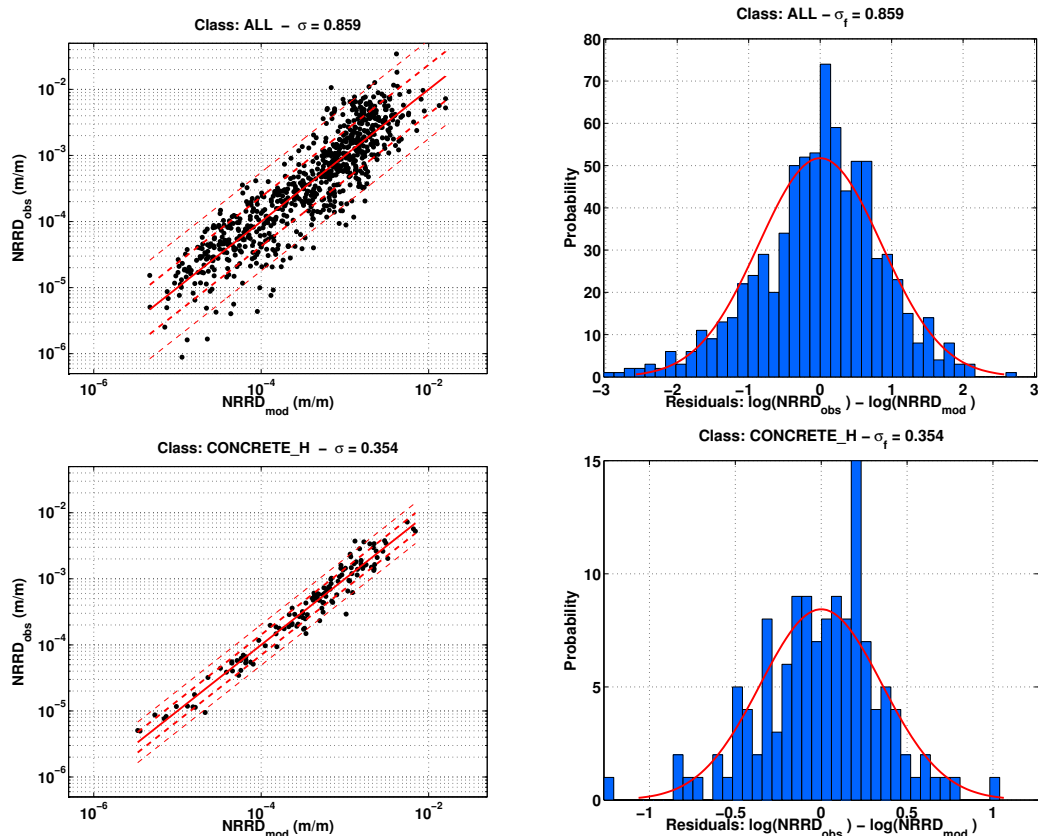


FIGURE 4.5 – Comparaison des  $NRRD$  observés en fonction des  $NRRD$  simulés à l'aide de la forme fonctionnelle (à gauche), et des résidus (à droite), pour deux classes de bâtiments : l'ensemble des bâtiments (en haut) et les bâtiments en béton d'au moins 8 étages (en bas).

#### 4.4.2.2 Forme fonctionnelle faisant intervenir les fréquences empiriques

L'utilisation des fréquences empiriques définies dans l'Eurocode 8 (2005) à la place des fréquences réelles rend possible l'estimation du  $NRRD$  sans avoir à pointer les fréquences. Par conséquent, partant de l'hypothèse que les fréquences empiriques des bâtiments d'un parc immobilier sont connues – ces fréquences sont définies à partir de la hauteur des structures et du type de matériau composant la structure – il est possible, après avoir déterminé les paramètres de la forme fonctionnelle correspondante, d'estimer les  $NRRD$  associés à une base de données de mouvements du sol et de construire des courbes de fragilité empiriques.

Dans l'équation 4.6, la fréquence  $f_{FFT}$  est remplacée par la fréquence empirique  $f_{emp,EC8}$  et l'intervalle  $[f_{min-bldg}; f_{0-bldg}]$  par l'intervalle  $[0.25 f_{emp,EC8}; 2 f_{emp,EC8}]$ . Le facteur 2 dans l'intervalle des fréquences permet de prendre en compte les incertitudes entre les fréquences réelles



et les fréquences empiriques. L'utilisation du facteur 0.25 dans l'intervalle des fréquences permet de prendre en compte la chute de fréquence provoquée par un endommagement de la structure. Pour comparaison, en recherchant des relations entre les indicateurs de mouvements sismiques et les réponses de bâtiments en maçonnerie, Bommer *et al.* (2004) observent des résultats optimaux en moyennant les valeurs spectrales entre les périodes  $T_0$  et  $2.7T_0$  pour tenir compte de l'augmentation de la période. L'équation 4.6 devient :

$$\begin{aligned} \ln(NRRD) = & a + b PGA + c \ln(PGA) + d \ln(CAV) + e Sd(f_{emp,EC8}, 5\%) \\ & + f \ln(Sd(f_{emp,EC8}, 5\%)) + g Mean Sv([0.25 f_{emp,EC8}; 2 f_{emp,EC8}], 5\%) \quad (4.6) \\ & + h \ln(Mean Sv([0.25 f_{emp,EC8}; 2 f_{emp,EC8}], 5\%)) + \varepsilon \end{aligned}$$

Les paramètres  $a, b, c, d, e, f, g$  et  $h$  de cette forme ont été identifiés à partir des données observées par recuit simulé (tableau 4.3). Ces paramètres sont cohérents avec ceux obtenus avec la première forme fonctionnelle et les écarts-types correspondants sont même améliorés pour les typologies regroupant l'ensemble des bâtiments, les bâtiments en acier ou en maçonnerie et les bâtiments en acier de grande hauteur. Pour les autres typologies, les incertitudes sont légèrement supérieures.

	$a$	$b$	$c$	$d$	$e$	$f$	$g$	$h$	$\sigma$
Tous	-4.957	0.203	-0.136	0.178	5.204	0.050	-2.143	1.041	0.831
Acier	-2.801	0.157	-0.386	-0.178	2.796	0.101	-2.322	1.624	0.701
Béton	-7.138	0.159	0.094	0.476	-4.792	-0.158	0.266	0.692	0.775
Maçonnerie	-4.142	2.269	-1.365	0.017	-9.865	0.067	-9.983	2.021	0.885
Bois	-15.077	0.628	0.417	1.281	471.936	-0.895	-22.165	-0.085	0.392
Acier 1-3	-3.892	-0.575	0.094	-0.295	51.899	-0.017	-2.235	1.287	0.538
Acier 4-7	-3.122	0.611	-0.284	-0.063	12.983	0.508	-5.498	0.811	0.643
Acier 8+	-3.569	-0.258	-0.110	0.216	-9.291	0.509	3.499	0.764	0.608
Béton 1-3	-7.263	0.731	-0.326	0.432	-11.435	-0.588	-4.372	1.438	0.869
Béton 4-7	-6.880	0.363	0.619	0.568	5.107	0.705	-1.336	-0.803	0.764
Béton 8+	-6.424	0.178	-0.116	0.355	-5.928	-0.160	0.111	0.990	0.544

TABLE 4.3 – Paramètres de la forme fonctionnelle de l'équation 4.6, et variabilités  $\sigma$  associées, définis pour chaque typologie de bâtiments. La forme fonctionnelle introduit les fréquences empiriques à la place des fréquences pointées sur les transformées de Fourier et sur les représentations temps-fréquences.

#### 4.4.2.3 Conclusion sur les formes fonctionnelles et les écarts-types associés

Les formes fonctionnelles utilisant une combinaison d'indicateurs de nocivité permettent de caractériser le  $\ln(NRRD)$  avec des écarts-types plus faibles (tableau 4.4). Ce résultat était prévisible, car la prise en compte de plusieurs  $IM$  impose d'obtenir un écart-type total au moins égal au plus faible des écarts-types apportés par chaque indicateur. De ce fait, les faibles valeurs observées au chapitre 3 avec le  $Sd(f_{FFT})$ , et rappelées dans le tableau 4.4, imposent un écart-type plus faible sur les formes fonctionnelles proposées dans ce chapitre. De plus, le  $Sd(f_{FFT})$  était, parmi les quatre indicateurs retenus dans ce chapitre, celui qui apportait le plus faible

écart-type pour quatre classes – les bâtiments en acier de moyenne et grande hauteur et les bâtiments en béton de moyenne et grande hauteur – parmi les onze définies au total. Pour deux classes – les bâtiments en bois et ceux en béton de 1 à 3 étages –, la *CAV* seule apportait le plus faible écart-type, alors que pour les cinq classes restantes, la moyenne des *Sv* sur un intervalle de fréquences était le meilleur paramètre pour représenter la nocivité. Ainsi, un indicateur unique ne permettait pas d’obtenir l’incertitude la plus faible sur la réponse des bâtiments, quelque soit la classe de bâtiments considérée.

La combinaison de ces écarts-types réduit alors les variabilités observées pour chaque typologie de bâtiments. De plus, les écarts-types observés dans ce chapitre avec les formes fonctionnelles ne sont pas égaux aux plus faibles écarts-types observés au chapitre 3. Ils sont en effet inférieurs, quelque soit la classe de bâtiments considérée. Ceci implique qu’une combinaison d’indicateurs permet de réduire davantage la variabilité sur la réponse des structures et apporte donc plus d’informations que chaque indicateur pris séparément.

L’utilisation des fréquences réelles – la fréquence  $f_{FFT}$  déterminée à partir de la transformée de Fourier de l’enregistrement en haut de la structure, ainsi que les fréquences initiale  $f_0$  et co-sismique minimale  $f_{min}$  obtenues à partir de représentations temps-fréquences – pour estimer le *NRRD* pour un grand nombre de bâtiments impose de connaître ces fréquences. L’utilisation des fréquences empiriques à la place de ces fréquences permet d’estimer les réponses des bâtiments avec une précision similaire. En effet, les variabilités observées sont du même ordre de grandeur, et même inférieures pour trois des onze classes de bâtiments.

	Résultats chapitre 3				Résultats chapitre 4	
	<i>PGA</i>	<i>CAV</i>	$Sd(f_{FFT})$	<i>Mean Sv</i>	Forme fonctionnelle Fréq. réelles   Fréq. EC8	
Tous	1.10	0.96	0.97	0.95	0.86	0.83
Acier	1.16	0.90	0.83	0.77	0.74	0.70
Béton	0.96	0.85	0.90	0.84	0.76	0.78
Maçonnerie	1.18	1.19	1.22	1.13	1.03	0.86
Bois	0.61	0.51	0.81	0.68	0.31	0.39
Acier 1-3	0.76	0.78	0.62	0.59	0.56	0.54
Acier 4-7	0.99	0.81	0.52	0.65	0.50	0.64
Acier 8+	1.37	0.80	0.79	0.81	0.70	0.61
Béton 1-3	1.02	0.93	1.14	1.05	0.88	0.87
Béton 4-7	0.92	0.89	0.84	0.90	0.69	0.76
Béton 8+	0.90	0.63	0.36	0.49	0.35	0.54

TABLE 4.4 – Variabilités  $\sigma$  associées aux indicateurs de nocivité *PGA*, *CAV*, *Mean Sv*( $[f_{min-bldg}; f_{0-bldg}]$ , 5%) et  $Sd(f_{bldg}, 5\%)$  lorsqu’ils sont utilisés seuls pour décrire la nocivité du mouvement sismique (quatre colonne de gauche) et lorsqu’ils sont combinées suivant les formes fonctionnelles des équations 4.6 et 4.6, en utilisant les fréquences réelles des bâtiments ou leurs fréquences définies empiriquement suivant l’Eurocode 8.

## 4.5 Application pour la construction de courbes de fragilité empiriques

### 4.5.1 Construction des courbes de fragilité empiriques

À partir de la forme fonctionnelle de l'équation 4.6, on se propose de construire des courbes de fragilité empiriques. Pour ce faire, à partir de la base de données de accélérogrammes synthétiques présentée au chapitre 2 et de la forme fonctionnelle de l'équation 4.6 définie à partir des fréquences empiriques, nous proposons de construire des courbes de fragilité pour différentes typologies de bâtiments.

La forme fonctionnelle, définie pour plusieurs typologies de bâtiments, est associée à un écart-type correspondant à la variabilité de la réponse des structures due à la variabilité de l'aléa sismique. L'utilisation de classes implique que les bâtiments ont été regroupés afin de définir un modèle médian par classe. Ainsi il faut considérer que l'écart-type prend également en compte l'incertitude relative aux comportements des structures, c'est-à-dire à leur modélisation. Si l'on se réfère aux notations utilisées au chapitre 2, la variabilité mesurée à l'aide de la forme fonctionnelle a un effet sur les courbes de fragilité, notamment sur les termes d'incertitudes  $\sigma_{aléa}$  et  $\sigma_{mod}$ .

Les courbes de fragilité sont définies uniquement pour les niveaux de dommages léger et modéré, tels que définis par la FEMA (2012). En effet, les bâtiments de la base de données n'ont subi que des dommages léger à modéré. Certains bâtiments ont été sévèrement endommagés (*e.g.* Todorovska et Trifunac, 2007, 2008) mais le nombre et l'amplitude des données ne permettent pas d'étudier des niveaux de dommages supérieurs.

Les dommages sont définis à partir des valeurs de  $NRRD$ , comparées aux valeurs limites fournies par la FEMA pour caractériser le dommage. Ces valeurs limites sont accompagnées d'un terme d'incertitude  $\sigma_{dom} = 0.400$ . Les  $NRRD$  correspondent à la moyenne des déformations inter-étages et peuvent donc être identifiés comme des limites inférieures de toutes les déformations inter-étages. De ce fait, les courbes de fragilité correspondantes apportent les probabilités minimales qu'un bâtiment soit endommagé.

Cependant, ces limites de déformations inter-étages ne sont établies que pour les typologies de bâtiments Hazus, qui sont définies par matériau et par hauteur. C'est pourquoi nous nous focaliserons sur les courbes de fragilité des bâtiments en béton et en acier, constitués de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages et de 8 étages et plus. Comme les systèmes porteurs des bâtiments de la base de données n'ont pas été identifiés, nous considérons la moyenne des déformations inter-étages des classes Hazus  $C1$  et  $C2$  (resp.  $S1$  et  $S2$ ), pour les trois hauteurs de bâtiment, comme valeur limite pour les bâtiments en béton (resp. en acier).

La méthode décrite au chapitre 2 est utilisée pour établir les courbes de fragilité en fonction du  $Sd$ . On a vu au chapitre 3 qu'une distribution lognormale de  $NRRD$  est observée au sein des bâtiments lorsque les mesures d'intensité, et en particulier le  $Sd$ , suivent une loi de distribution uniforme. C'est pourquoi nous utilisons la fonction de répartition de la loi lognormale pour exprimer la probabilité d'endommagement des bâtiments, *i.e.* les courbes de fragilité sont définies

suivant l'équation :

$$P[d > ds](A) = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(A) - \mu}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (4.7)$$

où  $A$  est le paramètre décrivant la nocivité des mouvements du sol ( $Sd$ ) et  $\mu$  et  $\sigma$  sont la valeur médiane et l'écart-type caractérisant la courbe de fragilité. Les paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  permettent d'ajuster une courbe analytique aux données, c'est pourquoi un couple  $(\mu, \sigma)$  doit être défini pour chaque typologie de bâtiments et pour chaque état de dommage.

#### 4.5.2 Évaluation des paramètres $\mu$ et $\sigma$ des courbes de fragilité, pour plusieurs typologies de bâtiments

La forme fonctionnelle (équation 4.6) est associée un écart-type  $\sigma$ . Cet écart-type permet de prendre en compte et de représenter l'ensemble des données par rapport à une valeur médiane. Un bâtiment particulier sera donc représenté par la valeur médiane obtenue avec la forme fonctionnelle (représentée par un trait épais sur la figure 4.6), plus un terme de résidus par rapport à la médiane (représenté par un trait fin sur la figure 4.6). Si on tenait uniquement compte de la médiane, deux classes ayant la même médiane mais avec des écarts-types différents seraient alors associées à la même courbe de fragilité. C'est pourquoi il ne faut pas seulement tenir compte de la médiane, mais également de l'effet de l'écart-type sur les courbes de fragilité. Cette section a pour objectif d'analyser les effets des écart-types observés à partir de la forme fonctionnelle et de fournir les paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  caractérisant les courbes de fragilité (équation 4.7).

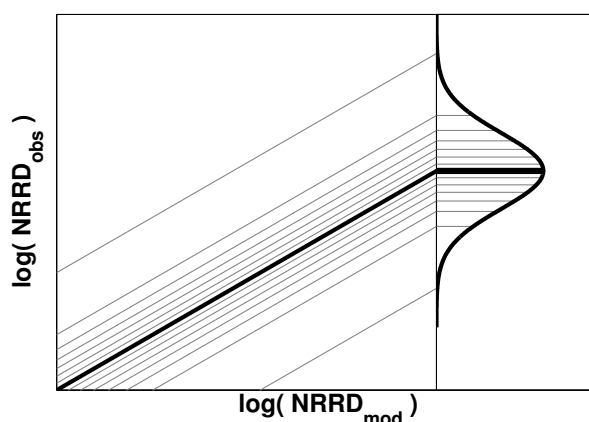


FIGURE 4.6 – Forme générale de la relation entre le  $NRRD$  simulé à l'aide de la forme fonctionnelle et le  $NRRD$  déterminé directement à partir des enregistrements de séismes.

L'utilisation de la forme fonctionnelle nécessite de connaître les fréquences empiriques, utiles pour le calcul du  $Sd$  et de la moyenne des  $Sv$  évalués sur une bande de fréquences. Pour les six classes de bâtiments, un modèle médian de bâtiment est alors défini à partir des données qui ont été utilisées pour la mise en place de la forme fonctionnelle. Ce modèle médian est caractéristique du nombre d'étages des bâtiments : pour chaque classe, le nombre d'étages du modèle médian est défini comme la valeur médiane de tous les nombres d'étages composant les bâtiments d'une typologie (figure 4.7 et tableau 4.5). Ainsi le nombre d'étages caractéristique des bâtiments en

béton de petite, moyenne et grande taille a été fixé à 2, 5 et 10 étages, respectivement. Pour les bâtiments avec une ossature en acier, le nombre d'étages a été fixé à 3, 6 et 14 étages, respectivement pour les bâtiments de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages, et de 8 étages et plus. Pour comparaison, la FEMA (2012) utilise des hauteurs caractéristiques de 2, 5 et 12 étages pour toutes les typologies de bâtiments en béton et de 2, 5 et 13 étages pour les bâtiments à ossature en acier.

La hauteur des bâtiments médians a ensuite été définie en considérant les hauteurs inter-étages prises en compte par la FEMA (2012), *i.e.* 10 *pieds* (3.05 m) par étage pour les bâtiments en béton et 12 *pieds* (3.66 m) pour les bâtiments en acier. La fréquence empirique est alors déduite des hauteurs des bâtiments, de la même façon qu'au chapitre 3, c'est-à-dire  $f_{emp,EC8} = \frac{1}{0.075 H^{3/4}}$  pour les bâtiments à ossature en béton et  $f_{emp,EC8} = \frac{1}{0.085 H^{3/4}}$  pour les bâtiments à ossature en acier.

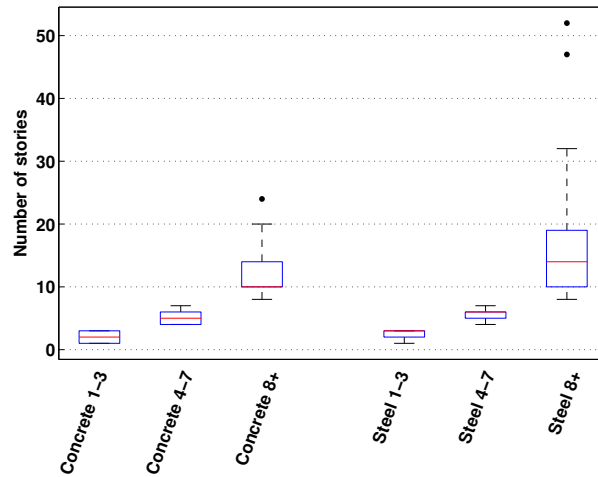


FIGURE 4.7 – Diagrammes en boîte des nombres d'étages composant les bâtiments de chaque classe : les structures en béton de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages et de 8 étages et plus et les trois typologies de bâtiments à ossature en acier. Pour chaque classe, le trait rouge représente la valeur médiane du nombre d'étages et le rectangle bleu représente les 25<sup>ème</sup> et 75<sup>ème</sup> centiles.

Pour chaque classe de bâtiments, le  $NRRD$  est calculé à partir de la base de données des 4320 accélérogrammes synthétiques horizontaux – décrite au chapitre 2, section 2.2.4 – et de la forme fonctionnelle correspondante à chaque typologie : on utilise les coefficients  $a$  à  $h$  décrits dans le tableau 4.3 et correspondant à l'équation 4.6. Cette forme fonctionnelle fournit la réponse médiane de  $\ln(NRRD)$  (ligne représentée en gras sur la figure 4.6), notée  $\ln(NRRD)_{median}$ , et est associée à un écart-type  $\sigma_{FF}$  ( $FF$  pour forme fonctionnelle). En prenant une distribution de 500 coefficients  $C_{FF}$  qui suivent une distribution de loi normale de médiane nulle et d'écart-type  $\sigma_{FF}$  (figure 4.8), nous pouvons estimer le  $\ln(NRRD)$  de 500 bâtiments fictifs regroupés dans cette classe, en calculant  $\ln(NRRD) = C_{FF} + \ln(NRRD)_{median}$  (représentés par des traits fins sur la figure 4.6).

En comparant les valeurs de  $NRRD$  aux limites définies dans la méthodologie Hazus, on peut définir une courbe de fragilité pour chacun de ces 500 bâtiments. Chaque courbe est représentée

	Valeurs caractéristiques			Déformation inter-étage au seuil de l'état de dommage	
	Étages	Hauteur (m)	Fréq. (Hz)	Léger	Modéré
Acier – 1 à 3 étages	3	10.97	1.95	0.0055	0.0110
Acier – 4 à 7 étages	6	21.95	1.16	0.0037	0.0074
Acier – 8 étages et plus	14	51.21	0.61	0.0027	0.0055
Béton – 1 à 3 étages	2	6.10	3.44	0.0045	0.0100
Béton – 4 à 7 étages	5	15.24	1.73	0.0030	0.0067
Béton – 8 étages et plus	10	30.48	1.03	0.0023	0.0050

TABLE 4.5 – Valeurs caractéristiques – hauteur en nombre d'étages et en mètres – utilisées pour définir un modèle médian par typologie de bâtiments, à partir des données. Pour chaque classe de bâtiments, les déformations inter-étages limites utilisées pour caractériser les niveaux de dommages léger et modéré sont données.

par la formule 4.7 et est donc caractérisée par une valeur médiane  $\mu_{CF}$  et un écart-type  $\sigma_{CF}$  ( $CF$  pour courbe de fragilité). Les distributions des 500  $\mu_{CF}$  et  $\sigma_{CF}$  sont représentées sur les figures 4.9 et 4.10, respectivement, pour les six typologies de bâtiments et les deux niveaux de dommages considérés.

Les valeurs médianes  $\mu_{CF}$  suivent toutes des distributions obéissant à une loi lognormale, excepté pour la typologie des bâtiments en acier de 1 à 3 étages (figure 4.9). La forme fonctionnelle apporte en effet des  $\ln(NRRD)$  suivant une loi normale – *i.e.* des  $NRRD$  suivant une loi lognormale –, ce qui implique que les  $\mu_{CF}$  – valeur du  $Sd(f, \xi)$  apportant une probabilité de 50% d'endommagement et correspondant à la valeur de  $NRRD$  atteignant la valeur limite de déformation inter-étage fixée pour un niveau de dommage – suivent une loi lognormale. Pour chaque typologie, la valeur de  $\mu_{CF}$  à conserver est donc la valeur apportant le plus de probabilité d'être atteinte. Or une loi lognormale ne présente pas de maximum au niveau de sa médiane mais au niveau de son mode, c'est pourquoi nous ne conserverons pas la valeur médiane comme valeur caractéristique des courbes de fragilité. Pour la classe des bâtiments en acier de petite taille, dont les valeurs de  $\mu_{CF}$  ne suivent pas une loi de distribution particulière, la valeur médiane a été retenue parmi les 500  $\mu_{CF}$  afin de construire les courbes de fragilité. Pour les autres typologies de bâtiments, l'utilisation du mode – la valeur la plus probable – plutôt que la valeur médiane implique d'obtenir des  $\mu_{CF}$  plus faibles, c'est-à-dire d'avoir des courbes présentant des probabilités plus élevées d'endommagement (figure 4.8). L'utilisation de la valeur médiane des  $\mu_{CF}$  comme valeur caractéristique à utiliser dans les courbes de fragilité équivaut à utiliser le  $NRRD$  modélisé à partir de la forme fonctionnelle pour établir la courbe de fragilité par typologie, et ainsi de ne pas tenir compte de la valeur de l'écart-type correspondant  $\sigma_{CF}$ . On remarque sur la figure 4.8 que les courbes de fragilité présentent une variabilité importante : on obtient en effet des courbes apportant une probabilité de dommage égale à 1 avec des  $Sd$  faibles (0.02 m) alors que d'autres fournissent des probabilités faibles pour des  $Sd$  dix fois supérieurs. Cette variabilité dans les courbes de fragilité provient de la variabilité des  $NRRD$  observés à partir des données de séismes dans les bâtiments californiens.

Les valeurs de  $\sigma_{CF}$  ne suivent pas une distribution particulière (figure 4.9). Il a alors été décidé de conserver leur valeur médiane comme valeur caractéristique pour l'établissement des

courbes de fragilité. Ces écarts-types correspondent à la variabilité qui doit être prise en compte dans les courbes de fragilité et qui dépend de la combinaison de l'incertitude sur la définition du modèle de comportement médian et de l'incertitude provenant de l'aléa sismique. Les valeurs obtenues sont relativement faibles, s'échelonnant de 0.299 à 0.583 pour les six classes de bâtiments et pour le niveau de dommage léger. Pour le dommage modéré, ces valeurs sont supérieures et s'échelonnent de 0.327 à 1.052.

Dans cette section, nous nous sommes intéressés à caractériser la variabilité des courbes de fragilité provenant de la variabilité de la réponse de bâtiments, à partir de l'observation de données réelles. Les courbes de fragilité, définies à partir d'une loi lognormale (équation 4.7), sont caractérisées par une médiane  $\mu_{CF}$  et un écart-type  $\sigma_{CF}$ . Pour une typologie de bâtiments, la variabilité des  $NRRD$ , établie à partir de la forme fonctionnelle définie à l'équation 4.6, apporte une variabilité dans les courbes de fragilité associées à cette typologie. Les  $\mu_{CF}$  obéissent en effet à une loi lognormale, alors que les  $\sigma_{CF}$  ne suivent pas une loi particulière. C'est pourquoi nous avons conservé comme valeurs caractéristiques les modes des  $\mu_{CF}$  et la médiane des  $\sigma_{CF}$ , pour chaque typologie de bâtiments et pour les niveaux de dommages léger et modéré. Ces valeurs sont données dans les figures 4.9 et 4.10. Cependant, les  $\sigma_{CF}$  définis dans cette section ne représentent que la variabilité des courbes de fragilité due à la variabilité provenant de l'aléa sismique et à la définition des modèles de comportement. Afin d'établir des courbes de fragilité pour chaque typologie de bâtiments, il faut rajouter la composante de variabilité due à la définition des dommages, définis à partir des valeurs limites données dans la méthodologie Hazus (tableau 4.5).

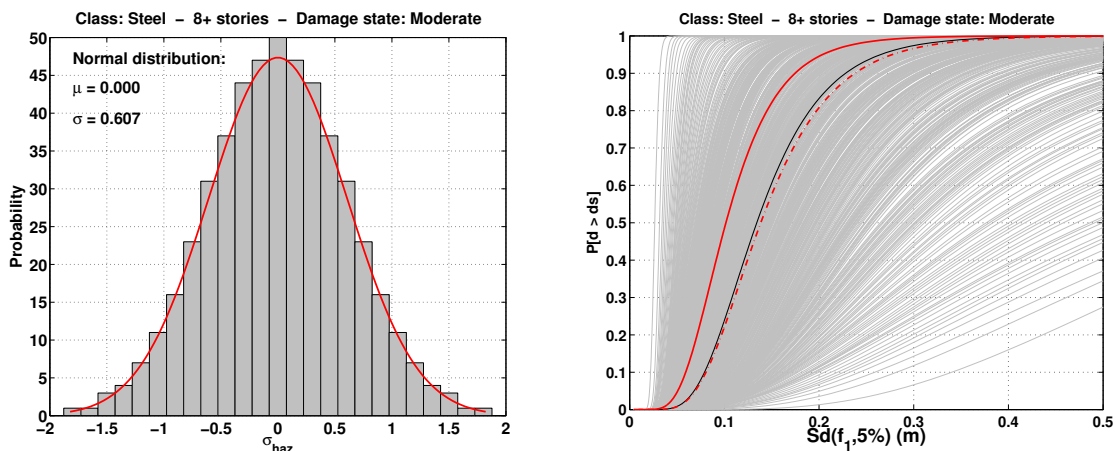


FIGURE 4.8 – Exemple pour la classe des bâtiments en béton de 8 étages et plus. À gauche : distribution normale des 500 coefficients  $C_{FF}$  de médiane nulle et d'écart-type  $\sigma_{FF} = 0.607$ . À droite : représentation des 500 courbes de fragilité associées aux coefficients  $C_{FF}$ . La courbe noire est la courbe de fragilité particulière pour laquelle  $C_{FF} = 0$ , c'est-à-dire celle qui correspond aux  $NRRD$  modélisés à partir de la forme fonctionnelle. La courbe en trait plein rouge est la courbe pour laquelle  $\mu_{CF}$  est défini comme le mode de la distribution des 500  $\mu_{CF}$  et  $\sigma_{CF}$  est la médiane des 500  $\sigma_{CF}$ . La courbe en pointillés rouges est la courbe pour laquelle  $\mu_{CF}$  est défini comme la médiane de la distribution des 500  $\mu_{CF}$  et  $\sigma_{CF}$  est la médiane des 500  $\sigma_{CF}$ .

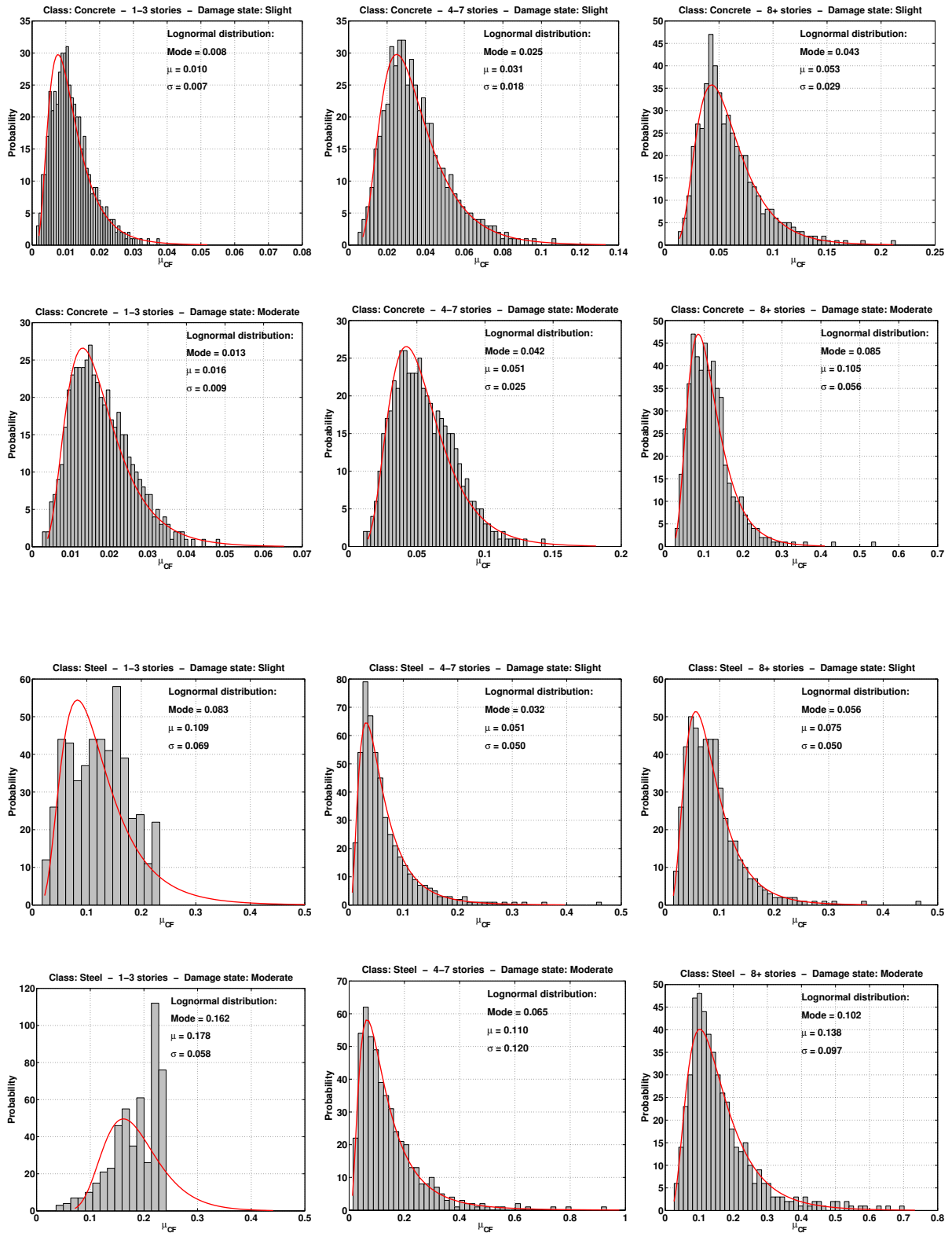


FIGURE 4.9 – Distributions des valeurs médianes  $\mu_{CF}$  définissant les courbes de fragilité, pour les six classes de bâtiments et pour les niveaux de dommages léger (deux premières lignes) et modéré (deux dernières lignes).



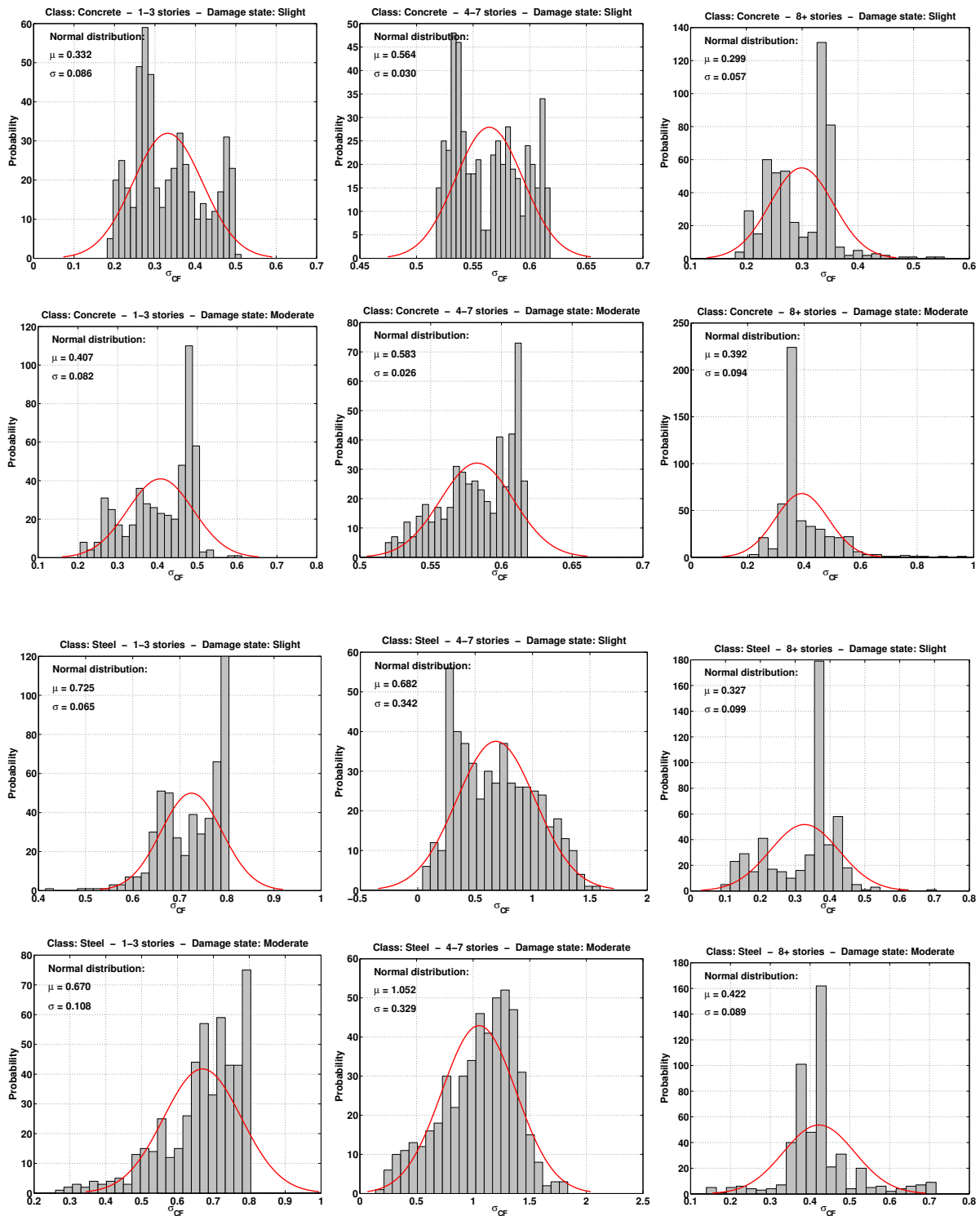


FIGURE 4.10 – Distributions des valeurs médianes  $\sigma_{CF}$  définissant les courbes de fragilité, pour les six classes de bâtiments et pour les niveaux de dommages léger (deux premières lignes) et modéré (deux dernières lignes).

---

### 4.5.3 Courbes de fragilité pour différentes classes de bâtiments

Dans la section précédente, les valeurs de médianes  $\mu_{CF}$  et d'écart-types  $\sigma_{CF}$  caractérisant les courbes de fragilité ont été définies pour les six classes de bâtiments et pour les niveaux de dommages léger et modéré. Cependant, ces valeurs d'écart-types ne prennent en compte que la variabilité relative à l'aléa sismique et à la définition des modèles de comportement. La composante correspondant à la définition de dommage doit également être ajoutée. La FEMA (2012) fournit cette composante de variabilité qui est associée aux valeurs de déformations inter-étages utilisées dans le paragraphe précédent :  $\sigma_{dom} = 0.400$  lorsqu'on s'intéresse à la vulnérabilité des éléments structuraux. La variabilité totale des courbes de fragilité vaut alors :

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_{mod-aléa}^2 + \sigma_{dom}^2}$$

où  $\sigma_{mod-aléa}$  est la médiane de la distribution des écart-types (figure 4.10), définie au paragraphe précédent pour les différentes typologies de bâtiments considérées et pour les deux premiers niveaux de dommages. Les  $\sigma_{tot}$  correspondant sont donnés dans le tableau 4.6.

Les courbes de fragilité sont établies à partir de ces écart-types et des médianes  $\mu_{CF}$  définis au paragraphe précédent et rappelés dans le tableau 4.6, et conformément à l'équation 4.7 (figure 4.11). La vulnérabilité est étudiée pour les deux premiers niveaux de dommages seulement, dommages au-delà desquels les données utilisées pour identifier les paramètres de la forme fonctionnelle ne sont plus valides.

Les valeurs prises en compte dans la méthode Hazus (FEMA, 2012) sont résumées dans le tableau 4.7, pour des classes de bâtiments équivalentes et pour les deux premiers niveaux de dommages. Les valeurs médianes Hazus sont plus élevées que celles que nous avons déterminées à partir de la forme fonctionnelle, ce qui implique qu'une typologie de bâtiments a une probabilité de dommage plus faible si l'on tient compte des résultats Hazus. Cette différence provient du choix de la valeur médiane que nous avons effectué à la section précédente, où nous avons privilégié la valeur la plus probable de  $\mu_{CF}$ , *i.e.* le mode de la distribution lognormale, plutôt que la valeur médiane. Si on avait plutôt retenu la valeur médiane des  $\mu_{CF}$ , les courbes de fragilité correspondantes auraient été très proches des courbes Hazus, en particulier pour les classes de bâtiments de 4 à 7 étages et de 8 étages et plus, qu'ils soient majoritairement composés en béton ou en acier (figure 4.11).

Le rapport entre les médianes  $\mu_{CF}$  Hazus données pour le niveau de dommage léger et le niveau de dommage modéré est de l'ordre de 2. Il est même égal à 2 pour les typologies regroupant les structures ayant une ossature en acier. On retrouve un ratio équivalent avec les médianes déterminées à partir de la forme fonctionnelle.

Les variabilités sont plus faibles que les valeurs fournies par la FEMA (2012), excepté pour la classe des bâtiments en acier de taille moyenne, pour les deux niveaux de dommages. Les valeurs les plus faibles sont 0.500, 0.520 et 0.517, respectivement pour les classes de bâtiments en béton de 8 étages et plus et de 1 à 3 étages et les bâtiments en acier d'au moins 8 étages. Pour comparaison, le plus faible écart-type proposé dans la méthodologie Hazus (tableau 4.7 ; FEMA,

2012) est égal à 0.635, pour les bâtiments à ossature en acier de 8 étages et plus.

	Dommages légers		Dommages modérés	
	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type
Acier – 1 à 3 étages	0.109	0.828	0.178	0.780
Acier – 4 à 7 étages	0.032	0.790	0.065	1.125
Acier – 8 étages et plus	0.056	0.517	0.102	0.582
Béton – 1 à 3 étages	0.008	0.520	0.013	0.571
Béton – 4 à 7 étages	0.025	0.692	0.042	0.707
Béton – 8 étages et plus	0.043	0.500	0.085	0.560

TABLE 4.6 – Médianes  $\mu$  et écarts-types  $\sigma$  de l'équation 4.7, définissant les courbes de fragilité en fonction du  $Sd(f, 5\%)$ , pour les bâtiments en béton et en acier de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages et de 8 étages et plus.

	Dommages légers		Dommages modérés	
	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type
Acier – 1 à 3 étages	0.030	0.805	0.060	0.825
Acier – 4 à 7 étages	0.050	0.660	0.101	0.665
Acier – 8 étages et plus	0.078	0.635	0.157	0.635
Béton – 1 à 3 étages	0.021	0.810	0.046	0.840
Béton – 4 à 7 étages	0.034	0.710	0.076	0.720
Béton – 8 étages et plus	0.049	0.670	0.110	0.645

TABLE 4.7 – Médianes  $\mu$  et écarts-types  $\sigma$  de l'équation 4.7, définissant les courbes de fragilité en fonction du  $Sd(f, 5\%)$ , pour les bâtiments en béton et en acier de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages et de 8 étages et plus, définis dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2012) pour les niveaux de dommages légers et modérés. Les valeurs pour les bâtiments en béton (resp. bâtiments en acier) correspondent aux moyennes des valeurs associées aux typologies C1 et C2 (resp. S1 et S2).

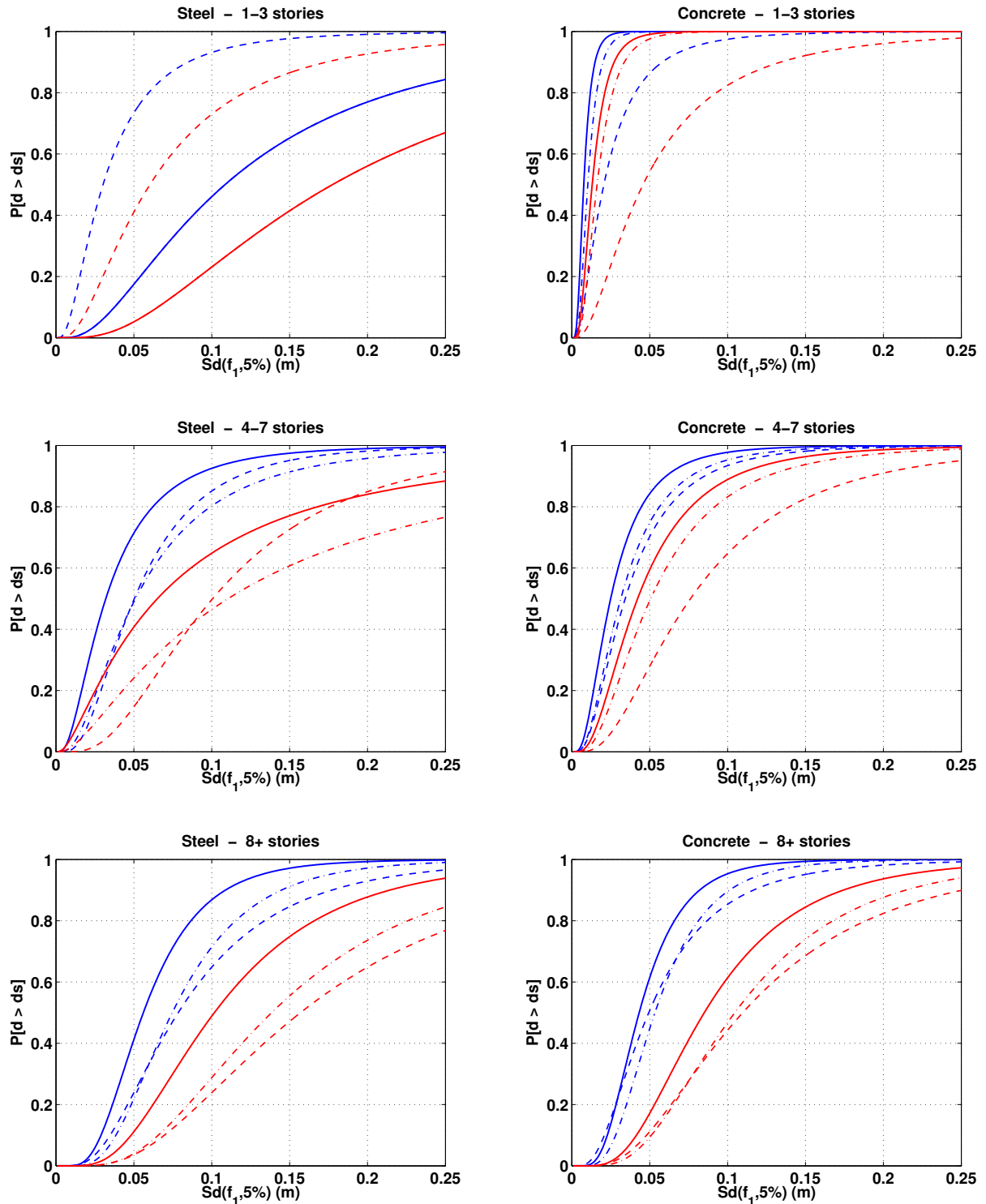


FIGURE 4.11 – Courbes de fragilité pour les bâtiments en acier (gauche) et en béton (droite), pour des hauteurs de 1 à 3 étages (en haut), de 4 à 7 (au milieu) et de 8 étages et plus (en bas), et pour les niveaux de dommages léger (courbes bleues) et modéré (courbes rouges). Les courbes en trait plein correspondent aux courbes de fragilité déterminées à partir de la forme fonctionnelle, où  $\mu_{CF}$  est le mode de la distribution lognormale des valeurs médianes (figure 4.9) et  $\sigma_{CF}$  est la médiane des écart-types (figure 4.10). Les courbes représentées par des points et des pointillés sont les courbes pour lesquelles on a retenu la valeur médiane des  $\mu_{CF}$  au lieu du mode. Les courbes en pointillés continus sont les courbes Hazus (FEMA, 2012) définies pour des typologies de bâtiments équivalentes.

## 4.6 Conclusion

À partir de la base de données de séismes enregistrés dans des bâtiments californiens, une forme fonctionnelle a été proposée afin d'estimer le déplacement relatif du toit, normalisé par la hauteur des bâtiments, à une combinaison d'indicateurs de nocivité. La forme fonctionnelle proposée est de la forme :

$$\begin{aligned} \ln(NRRD) = & a + b PGA + c \ln(PGA) + d \ln(CAV) + e Sd(f_{bldg}, 5\%) \\ & + f \ln(Sd(f_{bldg}, 5\%)) + g Mean Sv([f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%) \\ & + h \ln(Mean Sv([f_{min-bldg}; f_{0-bldg}], 5\%)) + \varepsilon \end{aligned}$$

Les coefficients  $a, b, c, d, e, f, g$  et  $h$  de cette forme sont donnés dans le tableau 4.2. Combinées à d'autres paramètres de nocivité tels que le  $PGA$  ou l'intensité d'Arias, les valeurs spectrales de déplacement et de vitesse apportent une variabilité plus faible qu'avec le  $S_d$  moyen seul ou avec la moyenne des  $Sv$  calculés sur un intervalle de fréquences (tableau 4.4). La forme fonctionnelle ainsi obtenue (équation 4.6) apporte des valeurs plus homogènes de variabilité sur l'ensemble des classes de bâtiments considérées. Ces valeurs sont de l'ordre de 0.30 à 0.80 suivant les typologies.

À partir de la forme fonctionnelle précédente, et en faisant intervenir les fréquences définies dans l'Eurocode 8 à la place des fréquences pointées, on peut estimer le  $NRRD$  empirique pour plusieurs typologies de bâtiments à partir d'une base de données d'accélérogrammes synthétiques. Par comparaison avec les valeurs de déformations inter-étages limites fournies dans la méthode Hazus, on peut obtenir des courbes de fragilité pour chaque typologie et pour les deux premiers niveaux de dommages. Les courbes obtenues présentent la probabilité minimum qu'un dommage survienne, puisque le  $NRRD$  – la moyenne des déformations inter-étages – a été utilisé à la place de la déformation inter-étage.

La variabilité des réponses des structures, observée à l'aide de l'équation précédente, apporte une variabilité dans les courbes de fragilité. En effet, ces courbes sont définies à partir d'une loi lognormale et sont caractérisées par deux termes : une valeur médiane et un écart-type. La distribution des valeurs médianes suit une loi lognormale, c'est pourquoi nous avons conservé le mode de cette distribution, *i.e.* la valeur la plus probable, pour établir les courbes de fragilité correspondant à une typologie de bâtiments. Les écarts-types ne suivent pas de loi particulière, nous avons alors conservé leur médiane pour construire les courbes de fragilité. La prise en compte du mode de la loi lognormale des écarts-types nous fournit des courbes de fragilité décalées vers la gauche par rapport aux courbes fournies par la FEMA (2012), c'est-à-dire présentant des probabilités plus fortes d'endommagement.

Les valeurs de variabilité sont améliorées par rapport à la méthodologie Hazus. On obtient en effet des écarts-types de l'ordre de 0.50 pour certaines typologies de bâtiments (tableau 4.6), alors que les variabilités obtenues par la FEMA (2012) sont supérieures à 0.63. Ces incertitudes pourraient encore être améliorées si on considérait des classes de bâtiments encore plus précises, à l'image des typologies utilisées dans Hazus, ou si on effectuait une analyse propre à chaque bâtiment – comme cela a été réalisé au chapitre 2 sur un bâtiment roumain. Cela permettrait de diminuer les composantes de la variabilité relatives à la définition des modèles de comportement

---

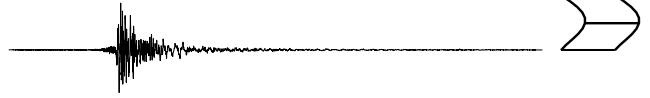
et à l'aléa sismique. Cependant ces composantes sont inférieures à celle provenant de la définition du dommage, considérée égale à 0.40. Cette dernière composante de variabilité présente donc la partie la plus importante parmi les trois incertitudes –  $\sigma_{mod}$  liée à la définition du modèle de comportement,  $\sigma_{aléa}$  relative à l'aléa sismique et  $\sigma_{dom}$  due à l'incertitude sur la définition du dommage.

Les données disponibles ont permis de construire des courbes de fragilité empiriques pour les deux premiers niveaux de dommages, léger et modéré. L'étude des dommages supérieurs peut être effectuée en introduisant des modèles de comportement non linéaires adaptés aux données. Une fois les modèles calibrés sur les données, ils peuvent être utilisés pour établir des courbes de fragilité pour les niveaux de dommages supérieurs. L'utilisation d'un modèle non linéaire sera traitée dans le chapitre suivant.



---

# 5



## Méthode hybride liant mesures expérimentales et modélisation non linéaire pour la construction de courbes de fragilité, applicable à une typologie de bâtiments et à un bâtiment spécifique

---

Dans ce dernier chapitre, les réponses aux mouvements du sol des bâtiments en béton armé sont ajustées par un modèle Takeda. L'utilisation de ce modèle permet d'identifier le comportement non linéaire des structures et d'établir des courbes de fragilité pour les quatre niveaux de dommages considérés.

---

### Sommaire

---

<b>5.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>144</b>
<b>5.2</b>	<b>Modélisation non linéaire</b>	<b>145</b>
5.2.1	Le modèle Takeda	145
5.2.2	Ajustement des paramètres du modèle Takeda aux données réelles	146
<b>5.3</b>	<b>Vulnérabilité des bâtiments en béton armé à partir de l'utilisation de modèles Takeda</b>	<b>152</b>
5.3.1	Définition de modèles Takeda par typologie	152
5.3.2	Variabilité des courbes de fragilité	153
5.3.3	Courbes de fragilité pour les trois typologies de bâtiments en béton armé	160
<b>5.4</b>	<b>Vulnérabilité d'un bâtiment particulier</b>	<b>165</b>
5.4.1	Vulnérabilité sismique à partir d'enregistrements de séismes	165
5.4.2	Vulnérabilité sismique à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes	166
<b>5.5</b>	<b>Conclusion</b>	<b>168</b>

---



## 5.1 Introduction

Dans les chapitres précédents, des courbes de fragilité ont été établies suivant différentes méthodes. Dans le chapitre 2, elles ont été établies pour le premier niveau de dommage, dans le cas de bâtiments particuliers. Des enregistrements de vibrations ambiantes ont permis de construire un modèle modal, ensuite sollicité par une base de données d'accélérogrammes synthétiques pour établir des courbes de fragilité. Lorsque les mesures ne permettent pas d'établir un modèle complet, en particulier lorsque les déformées modales ne sont pas connues, on peut identifier le comportement du bâtiment par un modèle Timoshenko, défini par le rapport des deux premières fréquences propres du bâtiment. Ce modèle a ensuite été soumis à la base de données d'accélérogrammes synthétiques pour établir des courbes de fragilité. Dans ces deux cas, on s'est intéressé à l'étude du premier niveau de dommage pour un bâtiment particulier.

Dans le chapitre 4, une forme fonctionnelle a été mise en place, à partir d'une base de données d'enregistrements de séismes effectués au sein de bâtiments californiens, afin d'estimer la réponse de ces bâtiments, et plus précisément leur déformation inter-étage moyenne, en fonction d'une combinaison d'indicateurs de nocivité. Les paramètres de la forme fonctionnelle sont définis par typologie de façon à minimiser la variabilité de la réponse des structures. Pour chaque typologie, cette forme fonctionnelle permet de calculer la réponse des structures soumises à la base de données d'accélérogrammes synthétiques. Des courbes de fragilité sont alors établies pour chaque typologie, et pour les deux premiers niveaux de dommages, niveaux de dommages représentatifs des données utilisées pour la mise en place de la forme fonctionnelle.

Les niveaux de dommages supérieurs imposent l'utilisation de modèles non linéaires pour évaluer la réponse des structures sous sollicitations fortes. Ces modèles doivent être ajustés au comportement de structures réelles. L'utilisation de méthodes hybrides, c'est à dire combinant des méthodes analytiques ou numériques à des observations, a déjà permis d'analyser la vulnérabilité sismique de structures. Afin d'étudier la vulnérabilité sismique de bâtiments en béton armé, [Singhal et Kiremidjian \(1997\)](#) ont introduit des données d'observation faites à la suite du séisme de Northridge sur 84 bâtiments pour améliorer des fonctions analytiques existantes. [Kappos et al. \(1998, 2006\)](#) ont également proposé une méthode hybride pour établir des matrices de probabilités d'endommagement (*Damage Probability Matrix, DPM*) et des courbes de fragilité pour des typologies de bâtiments en béton et en maçonnerie. Les premiers niveaux de dommages ont été étudiés à l'aide d'une approche empirique. Pour l'étude des niveaux de dommages supérieurs, l'absence de données appropriées a entraîné les auteurs à utiliser deux modèles non linéaires, reproduisant le comportement de ces classes de bâtiments.

On propose dans ce chapitre de réaliser une analyse similaire en reproduisant le comportement non linéaire de bâtiments en béton armé par un modèle Takeda ([Takeda et al., 1970](#); [Allahabadi et Powell, 1988](#)). Ce modèle est adapté pour représenter le comportement d'éléments en béton ([Schwab et Lestuzzi, 2007](#)). Dans un premier temps, à partir des enregistrements dans les bâtiments en béton armé de la base de données californienne, présentée au chapitre 3, un modèle Takeda est ajusté au comportement de chaque bâtiment lors de chaque mouvement du

sol. Pour ce faire, la méthode d'optimisation globale utilisée au chapitre précédent est introduite pour estimer tous les paramètres caractérisant le modèle Takeda. Une fois les paramètres définis, les modèles non linéaires sont appliqués afin d'établir des courbes de fragilité pour trois typologies de bâtiments – définies en fonction de leur nombre d'étages –, et pour les quatre niveaux de dommages définis dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2003). Enfin, on montre que la méthode est également applicable pour étudier la vulnérabilité de bâtiments spécifiques.

## 5.2 Modélisation non linéaire

### 5.2.1 Le modèle Takeda

Afin de représenter le comportement non linéaire des structures sous sollicitations sismiques, nous utilisons un modèle hystérétique : le modèle Takeda. Ce modèle à un degré de liberté (*SDOF*) convient particulièrement à la modélisation du béton armé. Il a été proposé par Takeda *et al.* (1970) et a depuis été adapté par de nombreux auteurs. La version utilisée ici est celle proposée par Allahabadi et Powell (1988).

La loi hystérétique de la relation force-déplacement du modèle Takeda (figure 5.1) est contrôlée par les cinq paramètres suivants :

- $\mathbf{f}$  : la fréquence initiale  $f$  du système. Elle permet de définir la rigidité initiale  $K_0$  du système et la pente de la courbe d'hystérésis.
- $\mathbf{u}_y$  : le déplacement caractérisant le début de plastification (*yield displacement*). Ce déplacement est égal au rapport du déplacement ultime (correspondant au déplacement maximal si la structure se comportait de façon élastique), noté  $u_{lin}$ , par le coefficient de réduction  $R$ .  $R$  correspond à la ductilité du modèle, c'est-à-dire à sa capacité de se déformer plastiquement sans se rompre. Les valeurs de  $R$  varient de 1, pour les structures non ductiles telles que les éléments en maçonnerie non armée, à des valeurs supérieures à 5, pour les systèmes très ductiles tels que les structures en acier. La FEMA (2012) propose des valeurs de début de plastification, généralement comprises entre 1 *cm* et 10 *cm* pour les structures en béton armé ayant un niveau de conception parasismique élevé.
- $\mathbf{r}$  : le paramètre qui définit la pente après le début de plastification.
- $\alpha$  : le paramètre qui définit la dégradation de la rigidité de décharge. Il est compris entre 0 et 1. La dégradation de rigidité  $\frac{K}{K_0}$  est définie par la ductilité  $\frac{u_{lin}}{u_y}$  et par le paramètre  $\alpha$  suivant la relation :

$$\frac{K}{K_0} = \left( \frac{u_{lin}}{u_y} \right)^\alpha$$

- $\beta$  : le paramètre qui définit la courbe de recharge. Il est compris entre 0 et 1 et caractérise la pente de la courbe de recharge. Lorsque  $\beta = 0$ , la courbe de recharge vise le point de déformation maximale, et lorsque  $\beta = 1$ , la courbe de recharge vise le point de début de plastification.

Enfin deux paramètres supplémentaires permettent de calculer la réponse du modèle plus précisément :

- $\xi$  : l'amortissement visqueux.

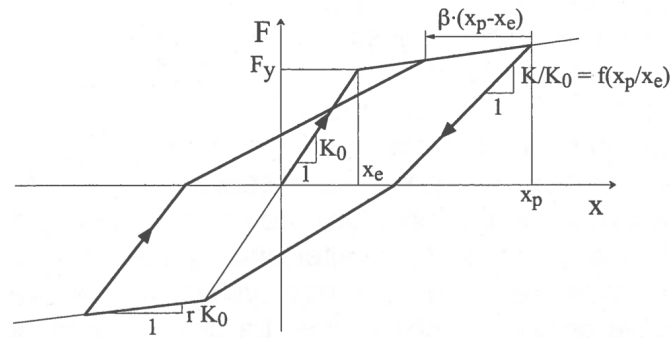


FIGURE 5.1 – Loi hystérétique du modèle Takeda.  $x_e$  correspond à la déformation de début de plastification, notée  $u_y$  dans le texte, et  $x_p$  à la déformation ultime, notée  $u_{lin}$ . D’après Lestuzzi (2009).

- le coefficient de **friction**, qui permet de tenir compte des frottements au sein du système.

## 5.2.2 Ajustement des paramètres du modèle Takeda aux données réelles

Si on dispose de valeurs usuelles pour l’amortissement (environ 5%), les autres paramètres du modèle Takeda doivent être identifiés. On propose alors d’inverser ces paramètres en ajustant le modèle aux données réelles enregistrées dans les bâtiments californiens. Cette base de données a été présentée au chapitre 3 (section 3.2).

Pour ce faire, à partir des enregistrements effectués au niveau des rez-de-chaussée, on calcule la réponse du modèle pour une combinaison de paramètres fixés. Cette réponse simulée est ensuite comparée à l’enregistrement réel à partir des critères proposés par Anderson (2004) pour comparer deux accélérogrammes entre eux. Ces critères ont déjà été utilisés dans le chapitre 2 pour ajuster un modèle linéaire – une poutre de Timoshenko – à des enregistrements de séismes. Pour rappel, Anderson propose de calculer dix critères sur dix bandes de fréquences afin de quantifier la ressemblance entre deux accélérogrammes. Un score total est alors défini, compris entre 0 et 10. Un score supérieur à 6 permet de caractériser une bonne ressemblance entre les deux accélérogrammes et un score supérieur à 8 une excellente ressemblance. On propose ici d’ajuster les paramètres du modèle Takeda à partir des critères d’Anderson en utilisant la méthode d’optimisation présentée au chapitre précédent, le recuit simulé.

### 5.2.2.1 Ajustement des paramètres du modèle par optimisation globale

La réponse du modèle est comparée à la réponse réelle à partir des critères d’Anderson. L’utilisation d’une méthode d’optimisation globale telle que le recuit simulé est alors justifiée car on ne peut pas exprimer analytiquement les critères d’Anderson en fonction des paramètres du modèle Takeda. Cependant, comme le temps de calcul du recuit simulé dépend de la fonction *Coût* utilisée, nous proposons de simplifier les critères d’Anderson, comme le conseillent Douglas et Aochi (2008). Les dix critères initialement proposés par Anderson sont les suivants :

- $S_{pga}$  : comparaison de l’accélération maximale ;
- $S_{pgv}$  : comparaison de la vitesse maximale ;

- $S_{pgd}$  : comparaison du déplacement maximal ;
- $S_{Ia}$  : comparaison de l'intensité d'Arias ;
- $S_{Iv}$  : comparaison de l'intégrale du carré de la vitesse ;
- $S_{Fs}$  : comparaison du spectre de Fourier, à chaque fréquence ;
- $S_{Sa}$  : comparaison du spectre de réponse en accélération ;
- $S_{Da}$  : comparaison de la durée d'Arias ;
- $S_{De}$  : comparaison de la durée d'énergie ;
- $C^*$  : comparaison de la valeur de l'accélération, à chaque pas de temps.

Ces dix comparaisons sont calculées à partir de fonctions définies par [Anderson \(2004\)](#). Cependant, selon Anderson, les deux critères les plus restrictifs sont  $S_{Fs}$  et  $C^*$  car ils requièrent, pour être égaux à 10, que les deux accélérogrammes soient égaux à chaque pas de temps et que leur transformée de Fourier soit égale à chaque fréquence. Nous définissons alors une fonction *Coût* basée sur ces deux critères, ainsi que sur les critères permettant de comparer les amplitudes maximales. La fonction *Coût* est alors définie par la relation suivante :

$$Coût = 10 - \frac{(S_{pga} + S_{pgv} + S_{pgd}) + 3 \times C^* + 3 \times S_{Fs}}{9} \quad (5.1)$$

Un tiers de la fonction *Coût* ainsi définie est accordé à la comparaison des accélérations en temps, un tiers à la comparaison des transformées de Fourier, et un tiers à la comparaison des trois amplitudes maximales (accélération, vitesse et déplacement). Cette fonction *Coût* est nulle lorsque les deux accélérogrammes sont identiques. Une valeur inférieure à 2 indique une excellente ressemblance et une valeur comprise entre 2 et 4 une bonne ressemblance. Au-delà de 4 – entre 4 et 10 –, la ressemblance est de plus en plus mauvaise. On cherche alors les paramètres du modèle Takeda qui minimisent cette fonction *Coût*.

L'optimisation globale est effectuée en appliquant le *Very Fast Simulated Annealing*, *VFSA* ([Ingber, 1989](#)). La méthode décrite au chapitre précédent (section 4.3), est adaptée au problème, en utilisant notamment un schéma de refroidissement plus lent ( $T(k) = 0.97^k T_0$ ). Au total, 30 000 itérations nous permettent d'identifier les paramètres du modèle Takeda. On fixe les domaines de variation des paramètres de la manière suivante :

- $\mathbf{f}$  : on autorise la fréquence initiale du système à varier sur l'intervalle de fréquences  $[f_{min} - 0.5Hz; f_0 + 0.5Hz]$ , où, pour un bâtiment,  $f_0$  et  $f_{min}$  sont respectivement les valeurs initiale et minimale de la fréquence propre lors d'une sollicitation. Ces valeurs ont été déterminées au chapitre 3 à l'aide de représentations temps-fréquence.
- $\mathbf{u}_y$  est compris entre 1 et 20 *cm* .
- la dégradation  $\mathbf{r}$  de la rigidité varie entre 0.1 et 25% de la rigidité initiale. On exclut la valeur 0 car le modèle Takeda diverge avec cette valeur.
- $\alpha$  varie entre 0 et 0.5.
- $\beta$  varie entre 0 et 0.6.
- $\xi$  : l'amortissement visqueux varie entre 0.5% et 15 %.
- le coefficient de **friction** entre 0 et 50<sup>0/100</sup>.

### 5.2.2.2 Vérification : inversion à partir de données simulées

Comme au chapitre précédent, la première étape consiste à vérifier le fonctionnement de la méthode d'optimisation. Pour ce faire, les sept paramètres du modèle Takeda sont fixés aléatoirement dans leur domaine de définition et, à partir d'un séisme enregistré au niveau du rez-de-chaussée d'un des bâtiments de la base de données (pris au hasard), la réponse du modèle est calculée. On cherche alors à retrouver les paramètres du modèle, en comparant cette réponse synthétique avec la réponse du modèle Takeda soumis au même mouvement du sol.

Ce processus a été réalisé 50 fois à partir de 50 combinaisons de paramètres fixés aléatoirement, de façon à tester la validité et la robustesse de la méthode. Un cas particulier est représenté sur la figure 5.3. Sur cette figure, on voit que seulement trois paramètres parmi les sept ont été retrouvés correctement : la fréquence initiale, l'amortissement visqueux et le coefficient de friction. Plus précisément, on remarque que la fréquence joue un rôle plus important dans l'estimation du *Coût* (le *Coût* est représenté par un code couleur, en rouge les valeurs les plus fortes et en bleu les plus faibles), car plus on s'éloigne de la fréquence fixée initialement, plus la fonction *Coût* est importante.

Plus généralement, sur les 50 inversions, la fréquence est toujours inversée correctement (figure 5.2), avec une erreur médiane égale à 0.02 %. L'erreur est calculée comme la différence entre la fréquence fixée initialement et la valeur obtenue par inversion, normalisée par la fréquence initiale. Le coefficient de friction est également toujours correctement obtenu (erreur médiane : 0.05 %). L'amortissement et le déplacement  $u_y$  sont relativement bien inversés, avec des erreurs proches de 50% pour  $u_y$  mais des erreurs médianes correctes : 3.11 % d'erreur pour l'amortissement et 4.75 % pour  $u_y$ . Les trois autres paramètres,  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $r$ , sont très mal inversés, avec des erreurs pouvant dépasser 100% et les erreurs médianes suivantes : 44.87 % pour  $\alpha$ , 44.64 % pour  $\beta$  et 66.21 % pour le coefficient de dégradation de rigidité  $r$ . Ces fortes erreurs d'identification sur les paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $r$  n'affectent pas la ressemblance entre les signaux. La fonction *Coût* est en effet toujours très faible, avec un maximum d'environ 0.40 sur les 50 processus d'inversion, et une valeur médiane égale à 0.001.

En conclusion, la fréquence, l'amortissement, le coefficient de friction et  $u_y$  sont correctement déterminés. Les erreurs importantes sur l'identification des paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $r$  n'affectent pas la fonction *Coût*, c'est-à-dire la ressemblance entre les signaux. La fonction *Coût* est principalement sensible à la fréquence, puis aux paramètres  $\xi$ ,  $u_y$  et à la friction, et elle n'est pas assez sensible aux trois autres paramètres. Une solution serait alors de fixer ces trois paramètres. Cependant, pour la suite de l'étude, comme ces trois paramètres ( $\alpha$ ,  $\beta$  et  $r$ ) n'influencent pas la fonction *Coût* de manière significative, on choisit de les laisser varier sur leurs domaines de définition.

### 5.2.2.3 Inversion des paramètres Takeda à partir de données réelles

Après avoir validé la méthode, nous avons effectué l'identification des paramètres Takeda pour les 317 couples {enregistrement bas ; enregistrement haut} correspondant aux enregistrements de séismes au rez-de-chaussée et au dernier étage des bâtiments en béton armé de la base de

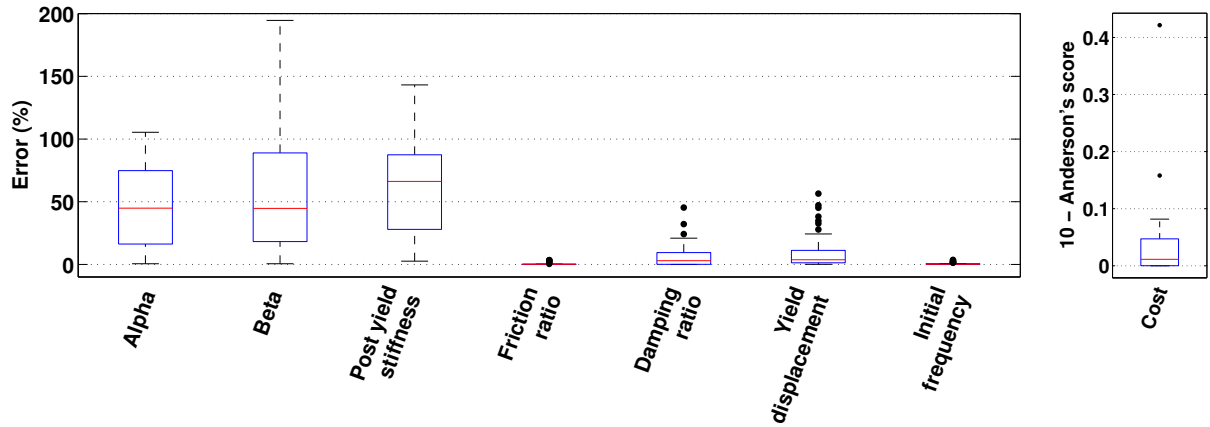


FIGURE 5.2 – À gauche : Erreur (en pourcentage) entre les paramètres obtenus par recuit simulé et les paramètres initiaux. Le trait rouge représente la valeur médiane, la boîte bleue les 25<sup>ème</sup> et 75<sup>ème</sup> centiles et les points l'ensemble des données. À droite : médiane, 25<sup>ème</sup> et 75<sup>ème</sup> centiles des *Coût* associés à l'inversion des paramètres du modèle Takeda à partir de données synthétiques.

données californienne.

Dans un premier temps, nous avons effectué un recuit simulé sur chaque couple de données. Les résultats obtenus apportaient des valeurs de la fonction *Coût* supérieures à 7, ce qui signifiait qu'il y avait une très mauvaise corrélation entre les enregistrements réels en haut des bâtiments et les simulations effectuées à l'aide du modèle Takeda sollicité par les mouvements du sol enregistrés au niveau des rez-de-chaussée. Cette différence est expliquée par le fait que le modèle Takeda est un modèle à un degré de liberté, et ne permet donc pas de reproduire l'intégralité du comportement d'un bâtiment. Il a donc été décidé de comparer la réponse des bâtiments réels filtrée autour de leur fréquence propre (un filtre passe-bande *Butterworth* d'ordre 4 a été appliqué aux accélérations enregistrées en haut des bâtiments, entre les fréquences [ $f_{min} - 0.5Hz$  et  $f_0 + 0.5Hz$ ]).

Le recuit simulé effectué sur les enregistrements en haut des structures, filtrés autour de leur fréquence propre, a permis d'identifier les paramètres du modèle Takeda qui permettent d'ajuster le modèle aux données réelles. Pour les 317 modèles Takeda ainsi ajustés, 199 fournissent un *Coût* (calculé suivant l'équation 5.1) inférieur à 2, indiquant une excellente ressemblance entre les données réelles et les réponses simulées par le modèle Takeda, 111 un *Coût* compris entre 2 et 4, indiquant une bonne ressemblance, et 7 un *Coût* supérieur à 4, indiquant une plus mauvaise ressemblance (figure 5.4).

On donne l'exemple sur la figure 5.5 de l'*Imperial County Services Building* qui a été fortement endommagé pendant le séisme d'*Imperial Valley* (15 octobre 1979,  $M_W = 6.4$ ) (Kojić *et al.*, 1984; Todorovska *et Trifunac*, 2007). Un modèle Takeda a été ajusté aux données observées, avec les paramètres suivant :  $f = 1.74 Hz$ ,  $\xi = 6.97\%$ ,  $u_y = 3.96 cm$ ,  $\alpha = 0.28$ ,  $\beta = 0.11$ ,  $r = 7.18\%$  et le coefficient de friction  $Frict = 0.002^0/_{00}$ . Pour cette donnée, le *Coût* associé est égal à 3.37, ce qui indique une bonne ressemblance. Sur la figure 5.5, la réponse observée correspond à l'accélération

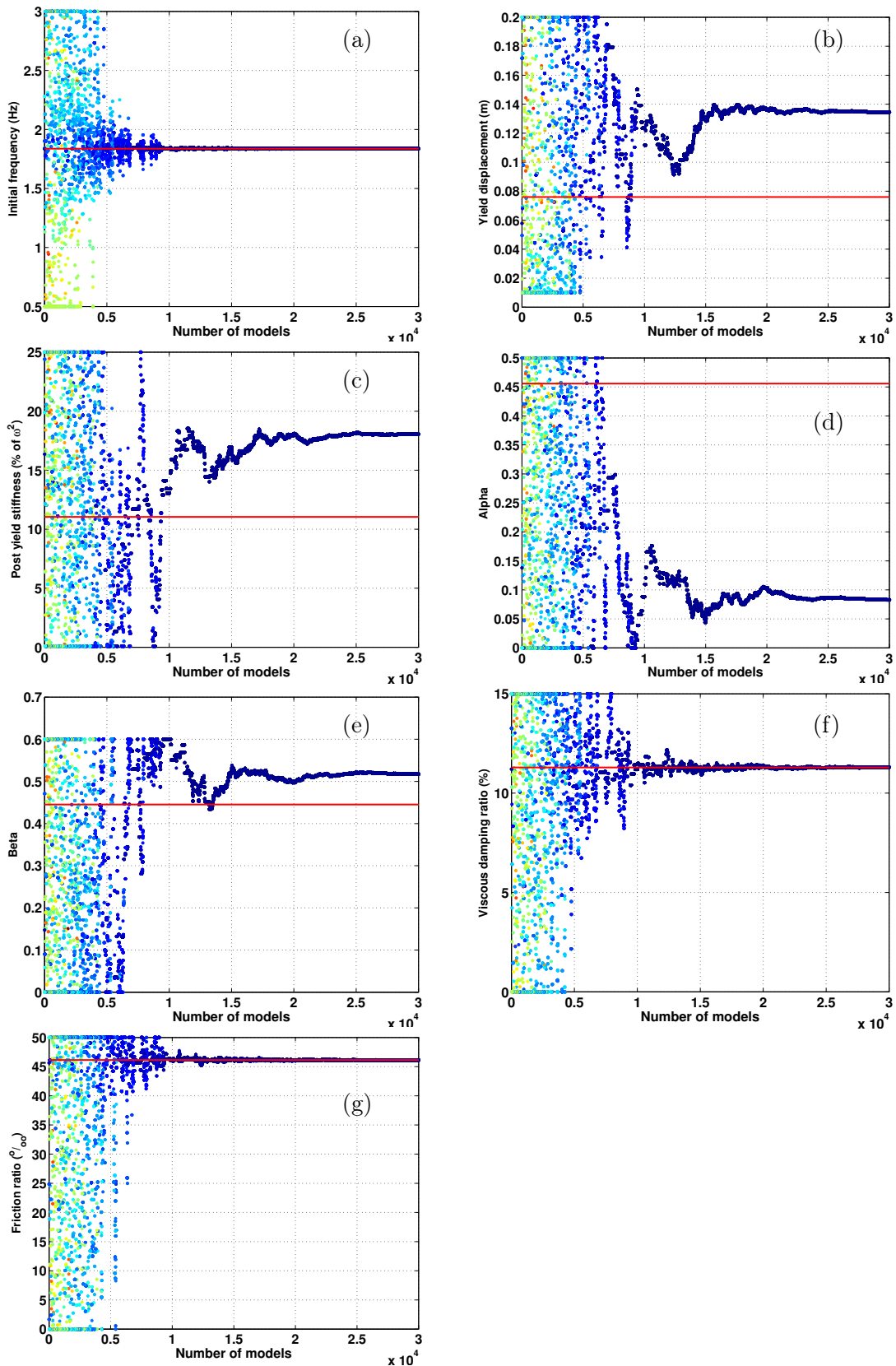


FIGURE 5.3 – Vérification de l'inversion des sept paramètres définissant le modèle Takeda, à partir de données synthétiques : (a) la fréquence initiale ; (b) le déplacement de début de plastification  $u_y$  ; (c) la dégradation de la rigidité  $r$  ; (d)  $\alpha$  ; (e)  $\beta$  ; (f) l'amortissement visqueux ; (g) le coefficient de friction. Les paramètres fixés initialement sont représentés en rouge. La couleur des points dépend de la valeur de la fonction  $Coût$  calculée à chaque itération : la couleur bleue indique des valeurs faibles du  $Coût$ .

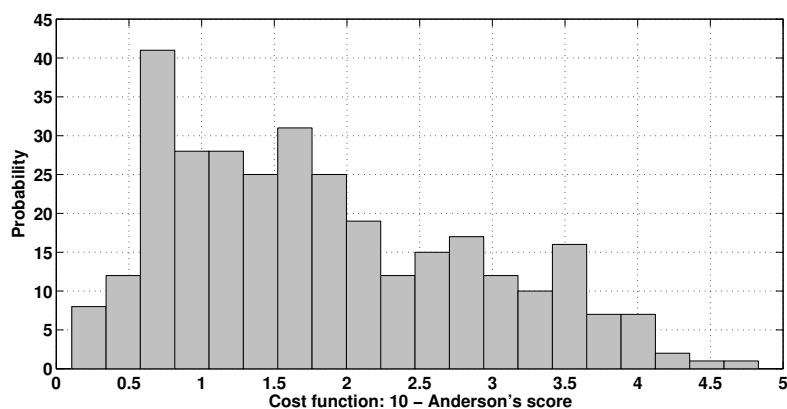


FIGURE 5.4 – Distribution des *Coût* entre les enregistrements effectués au sommet des bâtiments en béton armé et les réponses calculées à l'aide du modèle Takeda à partir des enregistrements au niveau des rez-de-chaussée. Les paramètres du modèle Takeda ont été obtenus par recuit simulé. Les valeurs inférieures à 2 indiquent une excellente ressemblance entre les accélérogrammes réels et synthétiques et les valeurs comprises entre 2 et 4 indiquent une bonne ressemblance.

au niveau du toit, filtrée autour de la fréquence propre du bâtiment. Pour cet enregistrement, au chapitre 3, nous avons identifié les fréquences  $f_0 = 1.76 \text{ Hz}$  et  $f_{min} = 1.47 \text{ Hz}$  à partir d'une représentation temps-fréquence et  $f_{TF} = 1.66 \text{ Hz}$  à partir de la transformée de Fourier du signal en haut du bâtiment. On obtient une bonne correspondance entre la fréquence initiale du modèle Takeda et la fréquence réelle  $f_0$  pointée au début de la sollicitation.

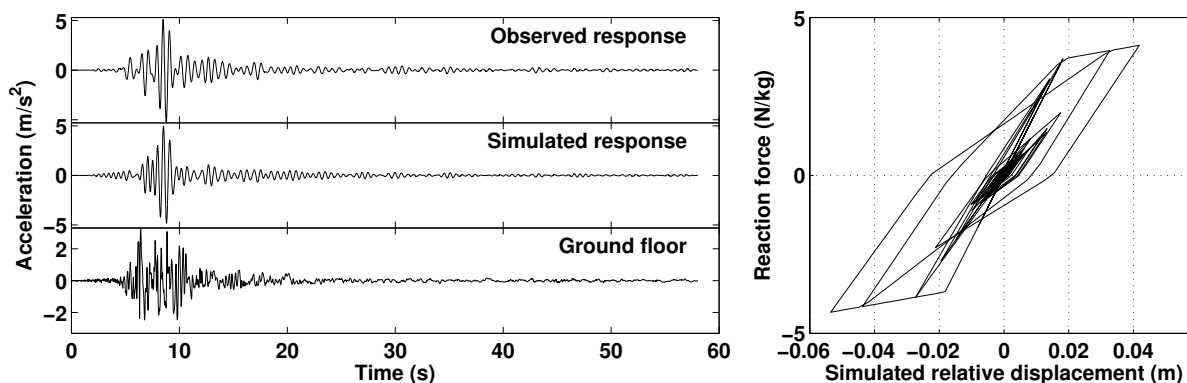


FIGURE 5.5 – À gauche : Accélérations enregistrées dans l'*Imperial County Services Building* (ID 01260) pendant le séisme d'*Imperial Valley* (15 octobre 1979,  $M_W = 6.4$ ), au niveau du rez-de-chaussée (en bas) et du dernier étage (en haut). La figure du milieu correspond à l'accélération obtenue à partir du modèle Takeda ajusté. Les réponses correspondent à la réponse du 1<sup>er</sup> mode du bâtiment. À droite : diagramme force-déplacement obtenu à partir du modèle Takeda ajusté.

La donnée qui apporte le plus faible *Coût* est celle de l'enregistrement du séisme de *Chatsworth* (9 août 2007,  $M_L = 4.6$ ) dans un bâtiment de 14 étages de Los Angeles, pour laquelle on obtient  $Coût = 0.31$  (figure 5.6). Le modèle Takeda associé a les caractéristiques suivantes :  $f = 1.75 \text{ Hz}$ ,  $\xi = 1.70 \%$ ,  $u_y = 3.02 \text{ cm}$ ,  $\alpha = 0.47$ ,  $\beta = 0.39$ ,  $r = 18.58 \%$  et  $Fric = 0.021 \%$ . Les fréquences correspondantes à ce bâtiment, et déterminées à partir de l'enregistrement de ce séisme, sont les



suivantes :  $f_0 = 1.78 \text{ Hz}$  et  $f_{min} = 1.62 \text{ Hz}$  et  $f_{TF} = 1.71 \text{ Hz}$ . Pour cet accélérogramme de faible amplitude, le comportement du bâtiment est resté élastique tout au long de la sollicitation.

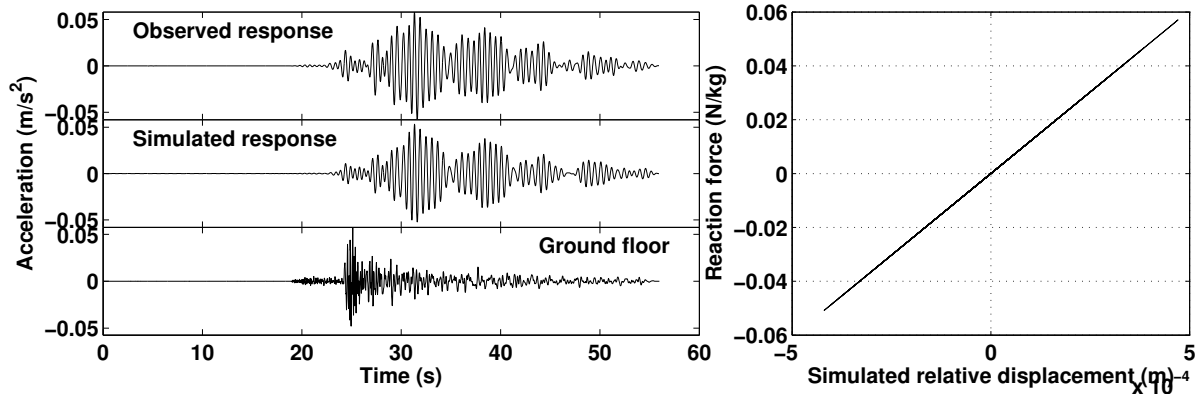


FIGURE 5.6 – À gauche : Accélérations enregistrées dans un bâtiment de 14 étages de Los Angeles (ID 24236) pendant le séisme de *Chatsworth* (9 août 2007,  $M_L = 4.6$ ), au niveau du rez-de-chaussée (en bas) et du dernier étage (en haut). La figure du milieu correspond à l'accélération obtenue à partir du modèle Takeda ajusté. Les réponses correspondent à la réponse du 1<sup>er</sup> mode du bâtiment. À droite : diagramme force-déplacement obtenu à partir du modèle Takeda ajusté.

À chaque enregistrement de séisme correspond alors une combinaison des paramètres du modèle Takeda. Ces paramètres sont ceux qui permettent au modèle de s'ajuster à la réponse réelle du 1<sup>er</sup> mode des bâtiments. Dans la suite, en classant les bâtiments suivant trois typologies, une distribution de modèles Takeda sera définie par typologie, ce qui permettra d'établir des courbes de fragilité pour tous les niveaux de dommages (« léger », « modéré », « important » et « ruine »). Les distributions des paramètres du modèle Takeda seront présentées dans la section suivante.

### 5.3 Vulnérabilité des bâtiments en béton armé à partir de l'utilisation de modèles Takeda

#### 5.3.1 Définition de modèles Takeda par typologie

L'optimisation globale par recuit simulé a permis d'identifier les paramètres du modèle Takeda de telle sorte que le modèle s'ajuste au 1<sup>er</sup> mode des bâtiments. Cette identification a été réalisée sur les 317 couples {enregistrement bas ; enregistrement haut} issus des bâtiments en béton armé de la base de données californienne. À partir de ces modèles Takeda, l'objectif est d'établir des courbes de fragilité, notamment pour les niveaux de dommages les plus élevés qui n'ont pas pu être étudiés dans le chapitre précédent. Les données sont alors triées par typologie. Nous avons conservé les classes de bâtiments en béton utilisées dans le chapitre précédent : les bâtiments de petite taille (de 1 à 3 étages), de taille moyenne (de 4 à 7 étages) et de grande hauteur (8 étages et plus).

Les paramètres des 317 modèles Takeda ont été triés par typologie (figure 5.7). On observe que

---

les paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et le paramètre  $r$ , définissant la pente du diagramme force-déplacement après le point de début de plastification, ont des distributions approximativement uniformes, quelque soit la classe de bâtiments. Cette distribution de valeurs peut provenir du manque de précision de la méthode d'optimisation pour identifier ces trois paramètres, comme il a été montré à la section 5.2.2.2, mais également de la diversité des structures dans chaque classe de bâtiments. De même, les valeurs de  $u_y$  sont dispersées sur l'ensemble de leur domaine de définition, avec cependant un pic au niveau des faibles valeurs.

Le coefficient de friction est très faible quelque soit la classe, avec 281 valeurs, parmi les 317, inférieures à 1 ‰. Les amortissements présentent des distributions décroissantes, avec des valeurs médianes de 3.73 %, 1.98 % et 1.27 %, respectivement pour les bâtiments de petite, moyenne et grande hauteurs. Ces valeurs sont plus faibles que celles admises dans les réglementations, prises égales à 5 %, et que celles identifiées au paragraphe 3.4.4, également de l'ordre de 5 %. Ces valeurs sont plus proches de celles généralement acquises à partir des données in situ, comme on l'a observé au chapitre 2. Comme attendu, les valeurs des fréquences diminuent lorsque la hauteur des bâtiments augmente. Les fréquences présentent toutefois une grande variabilité, expliquée par le grand nombre de données dans chaque classe. Les différences dans les caractéristiques des bâtiments influent sur les valeurs de fréquences.

Les *Coût* associés à ces paramètres Takeda, et indiquant la ressemblance entre les accélérations enregistrées au sommet des bâtiments et les accélérations simulées à l'aide du modèle Takeda, sont donnés sur la figure 5.8. Excepté pour sept modèles, les *Coût* sont inférieurs à 4, ce qui indique une bonne ressemblance. La majorité des modèles apporte cependant un *Coût* inférieur à 2, correspondant à une excellente ressemblance.

La variabilité observée pour chaque paramètre du modèle Takeda, qu'ils soient rangés par classe de bâtiments ou non, rend difficile la définition d'un modèle par classe. Afin de prendre en compte cette variabilité, 100 modèles Takeda sont définis par typologie de bâtiments. Les paramètres des 100 modèles sont définis aléatoirement suivant les distributions observées sur la figure 5.7 :

- Les paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $r$  et  $u_y$  sont choisis aléatoirement suivant des distributions uniformes adaptées à leur ensemble de définition respectif.
- Le coefficient de friction est fixé à 0 quelque soit la classe.
- Les amortissements sont définis aléatoirement suivant des distributions exponentielles, de paramètre caractéristique dépendant de la typologie.
- Les fréquences sont définies aléatoirement suivant des distributions lognormales pour les classes des bâtiments de petite et de grande hauteurs, et suivant une distribution normale pour les bâtiments de hauteur moyenne. Ces distributions sont choisies de telle sorte qu'elles s'ajustent aux distributions des fréquences de la figure 5.7.

### 5.3.2 Variabilité des courbes de fragilité

Pour chaque typologie de bâtiments, des courbes de fragilité ont été établies à partir des 100 modèles Takeda définis dans le paragraphe précédent. Pour ce faire, les modèles ont été sollicités par les accélérogrammes synthétiques dont les spectres en accélération s'ajustent aux spectres

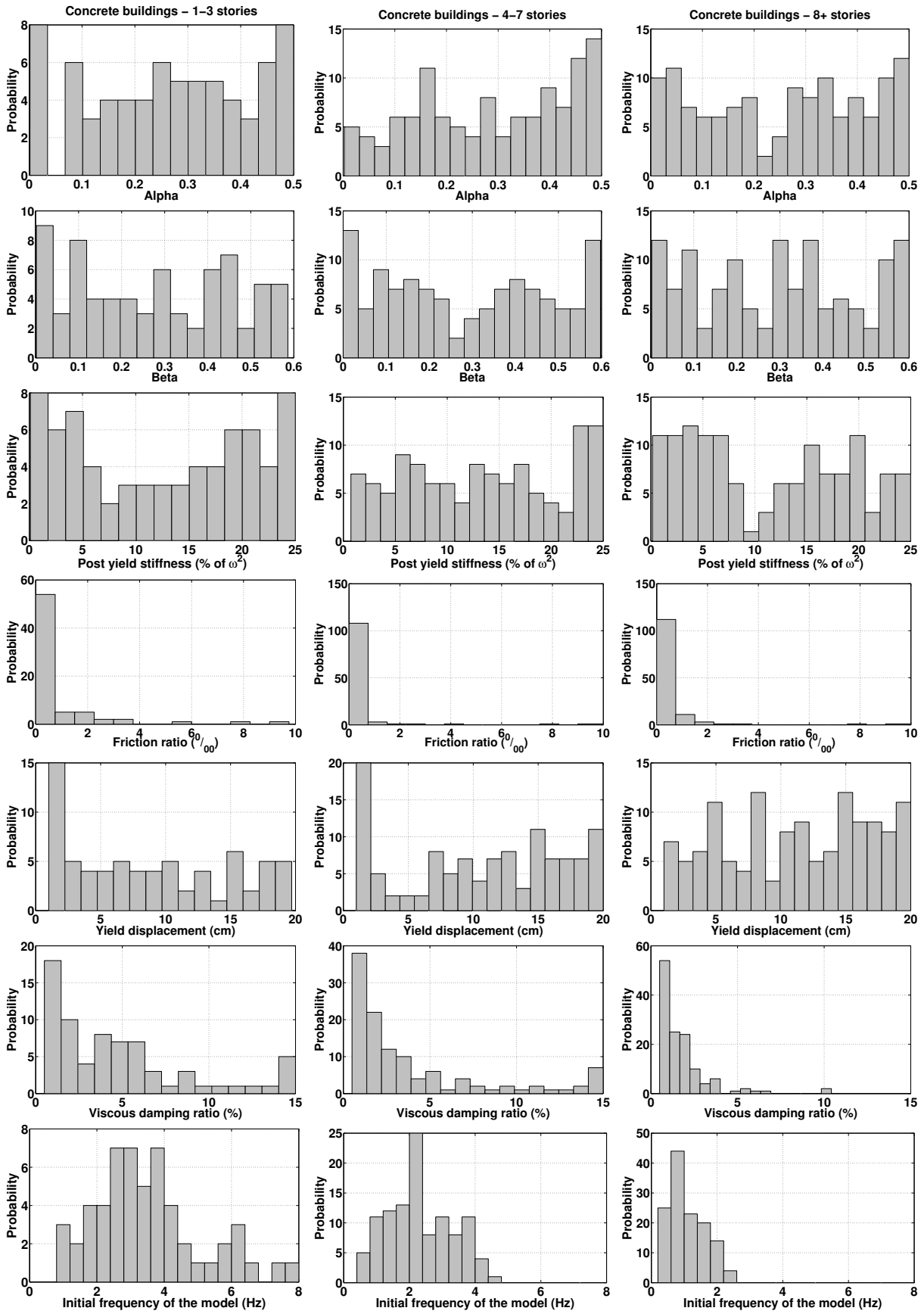


FIGURE 5.7 – Distributions des paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $r$ ,  $Frict$ ,  $u_y$ ,  $\xi$  et  $f$  du modèle Takeda, classées suivant la typologie du bâtiment : de 1 à 3 étages (colonne de gauche), de 4 à 7 étages (colonne du milieu) et 8 étages et plus (colonne de droite).

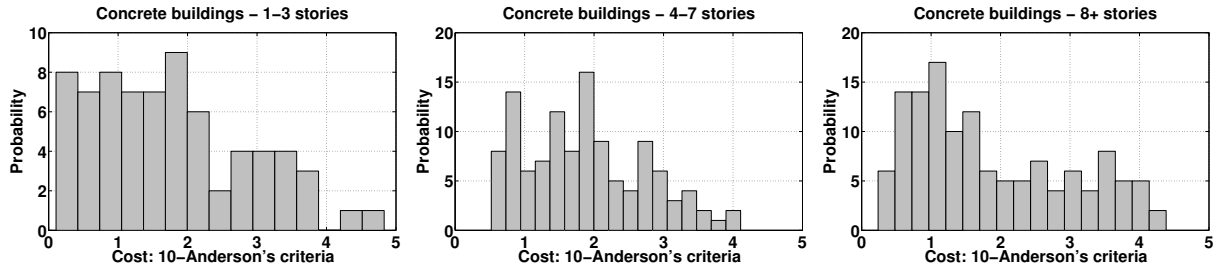


FIGURE 5.8 – Distributions des *Coût* indiquant la ressemblance entre les données réelles et la réponse des modèles Takeda, suivant les trois typologies de bâtiments considérées. Les valeurs inférieures à 4 indiquent une bonne ressemblance et les valeurs inférieures à 2 indiquent une excellente ressemblance.

de l'Eurocode 8 (voir section 2.2.4). Des courbes de fragilité ont ainsi été tracées en fonction du spectre en déplacement  $Sd$ , calculé à la période et à l'amortissement du modèle Takeda, et pour les quatre niveaux de dommages définis par la FEMA (2003) : « léger », « modéré », « important » et « ruine ». Pour ce faire, les déformations inter-étages maximales calculées à l'aide des modèles Takeda ont été comparées aux valeurs fournies par la FEMA (2012), pour chaque typologie et chaque niveau de dommage. Les courbes sont ensuite définies en ajustant la fonction de répartition de la loi lognormale aux données. La description de la construction des courbes de fragilité est énoncée au chapitre 2, section 2.2.3.3. Pour rappel, les courbes sont définies par la fonction suivante :

$$P(d > ds)[Sd] = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(Sd) - \ln(\mu)}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (5.2)$$

Les courbes de fragilité sont représentées sur la figure 5.9 pour les bâtiments de 1 à 3 étages, sur la figure 5.10 pour les bâtiments de 4 à 7 étages et sur la figure 5.11 pour les bâtiments d'au moins 8 étages. Pour ces courbes, le paramètre  $\sigma$  ne tient pas compte de l'incertitude provenant de la définition des dommages,  $\sigma_{dom}$ , égale à 0.400. Cette composante devra donc être ajoutée lors de la mise en place d'une courbe de fragilité par typologie.

Quelque soit la typologie de bâtiments, on observe une variabilité de plus en plus importante dans les courbes de fragilité, avec les niveaux de dommages croissants. Cette variabilité croissante peut provenir de l'utilisation de la base de données d'accélérogrammes synthétiques, qui ne présente peut être pas assez de signaux d'amplitudes très importantes pour pouvoir étudier les niveaux de dommages élevés. De plus, on remarque, pour les bâtiments de petite taille, que les écarts-types  $\sigma$  des courbes de fragilité augmentent avec les niveaux de dommages croissants. Cependant, pour les deux autres typologies, ces écarts-types sont équivalents pour tous les niveaux de dommages, avec une probabilité maximum atteinte pour les valeurs d'environ 0.400 à 0.500.

De manière générale, la variabilité des courbes de fragilité provient de la variabilité des paramètres des modèles Takeda, représentative des différences de comportement des bâtiments de la base de données californienne, même au sein d'une même typologie. Ceci implique que,

dans l'exemple de la typologie des bâtiments en béton de petite taille, des bâtiments d'une même classe peuvent subir des dommages très importants pour un  $Sd$  donné (par exemple, pour  $Sd(f_1, \xi_1) = 0.10 m$ ), alors que d'autres bâtiments appartenant à la même typologie ne subiront que des dommages faibles à modérés pour cette valeur de  $Sd$ .

Les valeurs médianes  $\mu$  des courbes de fragilité, indiquant les valeurs de  $Sd$  pour lesquelles la probabilité d'endommagement est égale à 0.5, peuvent s'étendre sur une gamme assez large. Alors qu'au chapitre précédent, les médianes  $\mu$  des courbes de fragilité s'ajustaient parfaitement à des distributions lognormales (figure 4.9), ce n'est pas le cas ici. C'est pourquoi, pour chaque typologie de bâtiments et pour chaque niveau de dommage, une courbe médiane est définie en identifiant les paramètres  $\mu$  à leur valeur médiane.

De même, pour les écarts-types  $\sigma$ , on conserve leur médiane afin de définir une unique courbe de fragilité par typologie et par niveau de dommage. Ces valeurs médianes des paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  des courbes de fragilité sont tracées sur les figures 5.9 à 5.11.

Les courbes médianes par typologie et par niveau de dommage sont décrites dans la section suivante.

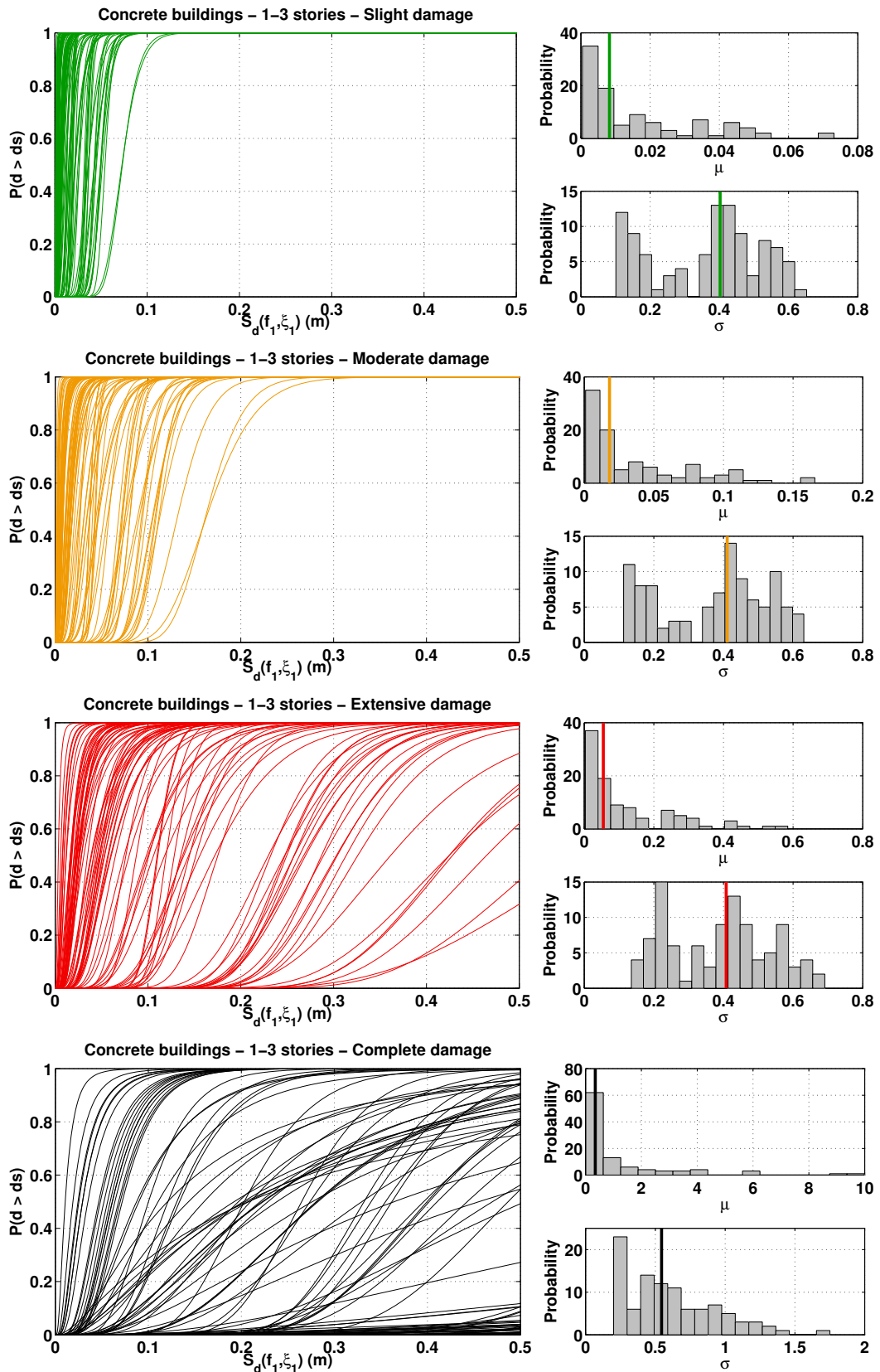


FIGURE 5.9 – Distributions des courbes de fragilité des bâtiments en béton armé de 1 à 3 étages, pour les niveaux de dommages « léger » (en vert), « modéré » (en orange), « important » (en rouge) et « ruine » (en noir). Pour chaque niveau de dommage, les distributions des médianes ( $\mu$ ) et écarts-types ( $\sigma$ ) des courbes de fragilité sont représentées, ainsi que leur valeur médiane, représentée par un trait vertical.

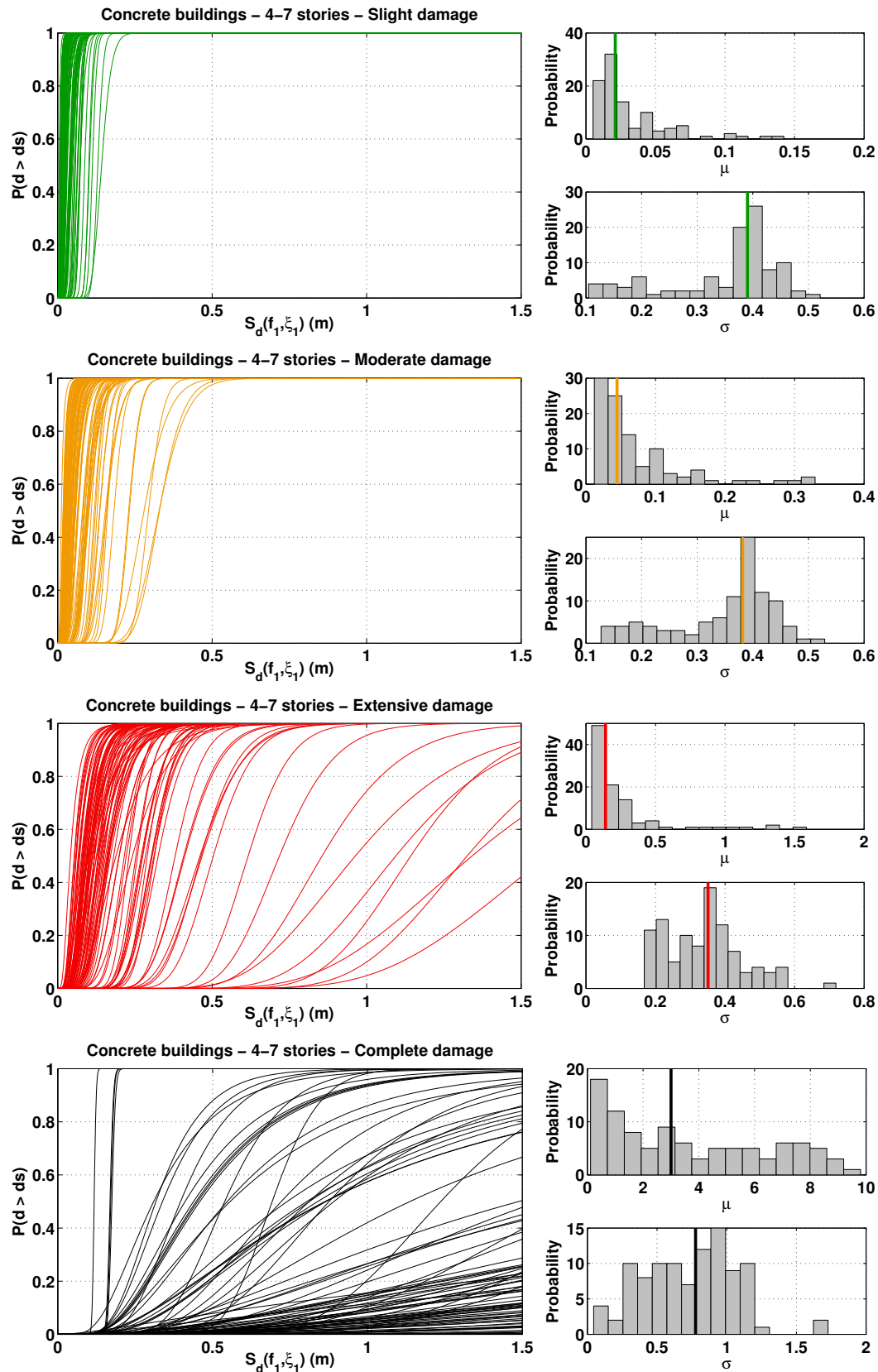


FIGURE 5.10 – Distributions des courbes de fragilité des bâtiments en béton armé de 4 à 7 étages, pour les niveaux de dommages « léger » (en vert), « modéré » (en orange), « important » (en rouge) et « ruine » (en noir). Pour chaque niveau de dommage, les distributions des médianes ( $\mu$ ) et écart-types ( $\sigma$ ) des courbes de fragilité sont représentées, ainsi que leur valeur médiane, représentée par un trait vertical.

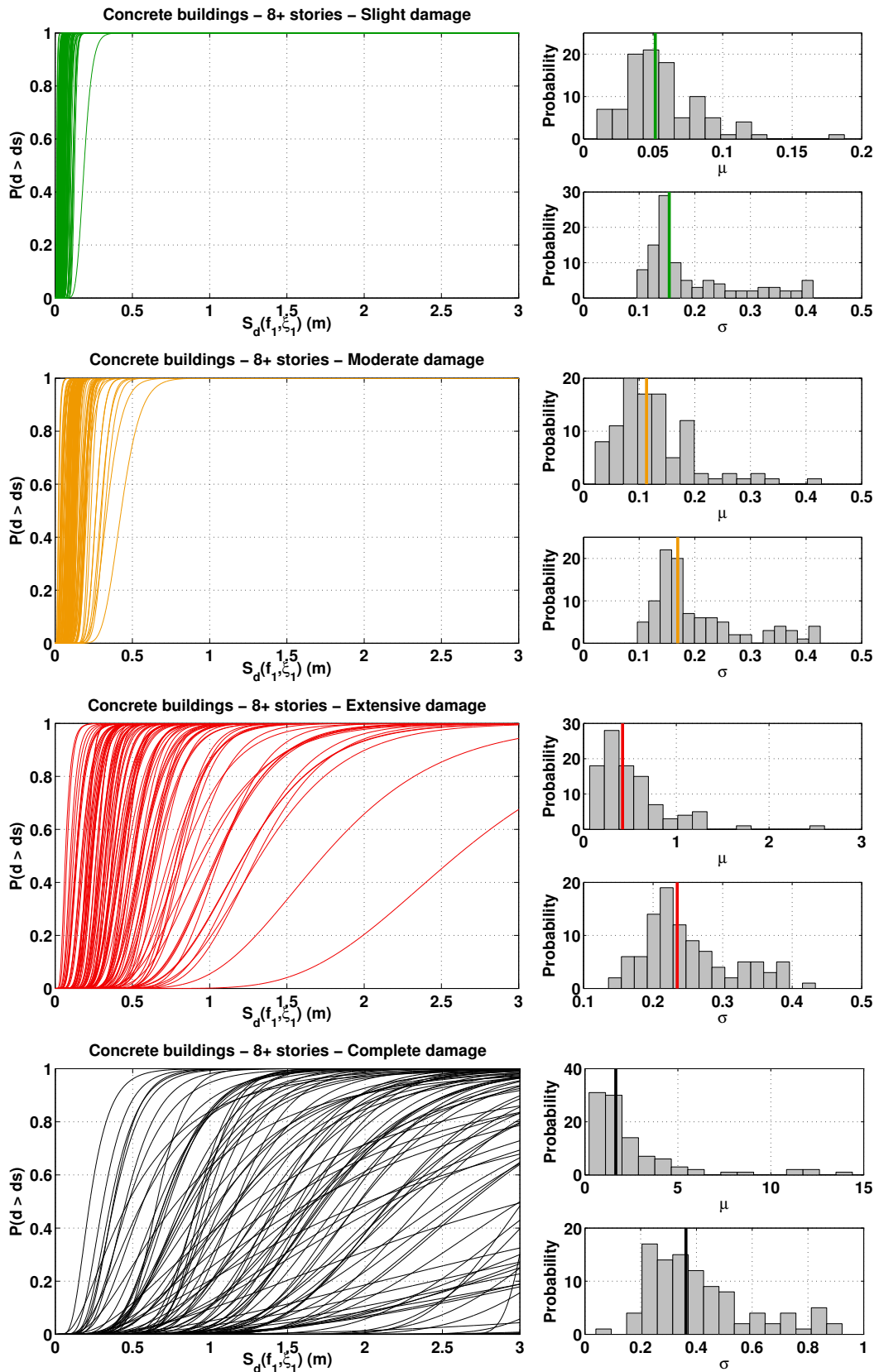


FIGURE 5.11 – Distributions des courbes de fragilité des bâtiments en béton armé de 8 étages et plus, pour les niveaux de dommages « léger » (en vert), « modéré » (en orange), « important » (en rouge) et « ruine » (en noir). Pour chaque niveau de dommage, les distributions des médianes ( $\mu$ ) et écarts-types ( $\sigma$ ) des courbes de fragilité sont représentées, ainsi que leur valeur médiane, représentée par un trait vertical.



### 5.3.3 Courbes de fragilité pour les trois typologies de bâtiments en béton armé

À partir des valeurs médianes des paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  définissant les courbes de fragilité (équation 5.2), on peut établir une courbe de fragilité par typologie et pour les quatre niveaux de dommages. Cependant, les écarts-types précédents ne prennent en compte que la variabilité relative à l'aléa sismique et à la définition des modèles de comportement. À ces deux composantes doit être ajoutée la composante de la variabilité correspondant à la définition des dommages par l'utilisation des déformations inter-étages :  $\sigma_{dom} = 0.400$ . L'écart-type total à prendre en compte vaut alors :

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_{mod-aléa}^2 + \sigma_{dom}^2}$$

où  $\sigma_{mod-aléa}$  est la médiane de la distribution des écarts-types (représentée sur les figures 5.9 à 5.11), définie au paragraphe précédent pour les différentes typologies de bâtiments considérées et pour les deux premiers niveaux de dommages. Les  $\sigma_{tot}$  correspondant sont donnés dans le tableau 5.1, ainsi que les paramètres  $\mu$  caractérisant chaque courbe de fragilité.

Les valeurs médianes et les écarts-types des courbes de fragilité définies dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2003) sont données au chapitre précédent, dans le tableau 4.7 (p. 138), pour les niveaux de dommages « léger » et « modéré », et dans le tableau 5.2 pour les niveaux de dommages « important » et « ruine ».

	Dommege léger		Dommege modéré	
	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type
Béton – 1 à 3 étages	0.008	0.568	0.018	0.574
Béton – 4 à 7 étages	0.021	0.559	0.045	0.553
Béton – 8 étages et plus	0.052	0.429	0.113	0.435

	Dommege important		Dommege complet	
	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type
Béton – 1 à 3 étages	0.055	0.572	0.358	0.692
Béton – 4 à 7 étages	0.141	0.533	2.925	0.757
Béton – 8 étages et plus	0.421	0.464	1.675	0.552

TABLE 5.1 – Médianes  $\mu$  (en mètres) et écarts-types  $\sigma$  de l'équation 5.2, définissant les courbes de fragilité en fonction du  $Sd(f_1, \xi_1)$ , pour les bâtiments en béton de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages et de 8 étages et plus, établies à l'aide des modèles Takeda ajustés aux enregistrements de séismes.

Avec cette méthode, c'est-à-dire l'utilisation de modèles Takeda ajustés aux données enregistrées dans des bâtiments pour établir des courbes de fragilité, on obtient des courbes très proches de celles définies au chapitre précédent, et établies en simulant les déformations inter-étages enregistrées dans ces mêmes bâtiments à partir d'une forme fonctionnelle. Les courbes sont presque confondues, pour les deux premiers niveaux de dommages, pour les typologies des bâtiments de petite et moyenne hauteurs. Les écarts-types obtenus sont approximativement les mêmes. On peut cependant remarquer que ces valeurs ont été diminuées pour les bâtiments de moyenne hauteur, avec des courbes plus « verticales » lorsqu'elles sont obtenues avec le modèle

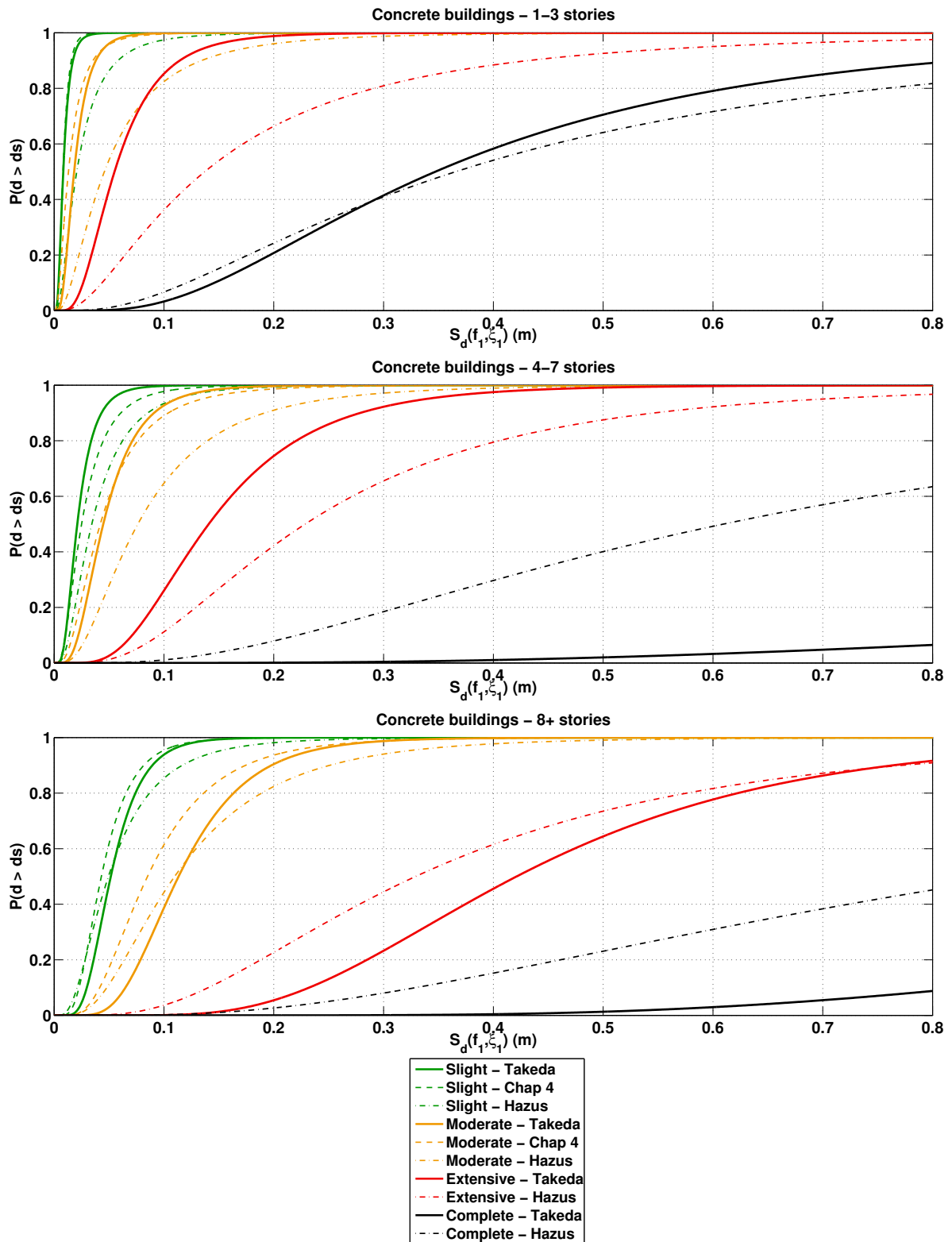


FIGURE 5.12 – Courbes de fragilité pour les trois typologies de bâtiments en béton armé (en haut : de 1 à 3 étages; au milieu : de 4 à 7 étages; en bas : de 8 étages et plus) et pour les quatre niveaux de dommages (« léger » en vert, « modéré » en orange, « important » en rouge et « ruine » en noir). Les courbes en trait plein correspondent aux courbes établies dans ce chapitre à partir des 100 modèles Takeda dont les paramètres sont tirés aléatoirement suivant les distributions des paramètres obtenus par optimisation globale. Les courbes en pointillés continus correspondent à celles développées au chapitre 3 à partir de la forme fonctionnelle, et les courbes en pointillés discontinus aux courbes de fragilité Hazus (FEMA, 2012).

	Dommages importants		Dommages complets	
	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type
Béton – 1 à 3 étages	0.137	0.895	0.366	0.865
Béton – 4 à 7 étages	0.229	0.680	0.610	0.790
Béton – 8 étages et plus	0.329	0.665	0.877	0.765

TABLE 5.2 – Médianes  $\mu$  (en mètres) et écarts-types  $\sigma$  définissant les courbes de fragilité des trois typologies de bâtiments en béton armé de la méthodologie Hazus (FEMA, 2003), pour les niveaux de dommages « important » et « ruine » (ces valeurs correspondent aux typologies C1 et C2, pour le niveau de dimensionnement *High Code*).

Takeda.

Les quelques différences entre les courbes peuvent être expliquées par :

- L’utilisation des coefficients d’amortissements adaptés à chaque donnée, alors qu’au chapitre précédent, les amortissements étaient fixés à 5 %. Ceci explique une différence plus importante entre les courbes définies pour les bâtiments d’au moins 8 étages, pour lesquels on a considéré dans ce chapitre une distribution des amortissements proches de  $\xi = 1.30\%$ . Pour les deux autres typologies, les amortissements sont proches de  $\xi = 2.00\%$  pour les bâtiments de taille moyenne, et de  $\xi = 3.70\%$  pour les bâtiments de 1 à 3 étages.
- L’utilisation d’un modèle Takeda : on ajuste ce modèle au comportement du premier mode de chaque bâtiment. Dans le chapitre 5, la forme fonctionnelle est ajustée en fonction du comportement total des bâtiments. Ici, le comportement des modes supérieurs n’est pas pris en compte. Pour les petits bâtiments, les fréquences des modes supérieurs sont très élevées et éloignées de celle du premier mode. À ces fréquences, les mouvements du sol génèrent peu d’amplitude. Cependant, pour les bâtiments de grande hauteur, les fréquences des modes sont plus rapprochées. Il y a donc plus de modes excités de manière significative dans un bâtiment de grande hauteur que dans un petit bâtiment, pour un même séisme. Ainsi la prise en compte du 1<sup>er</sup> mode seul a une influence plus importante pour les bâtiments de grande hauteur. Cette non prise en compte des modes supérieurs implique un décalage des courbes de fragilité de ces bâtiments.

Pour établir des courbes de fragilité, les paramètres de chaque modèle Takeda ont été tirés aléatoirement suivant les distributions décrites plus haut, puis ces modèles ont permis de construire des courbes de fragilité. Comme le nombre de modèles s’ajustant directement aux données est suffisant – *i.e.* 71 pour les bâtiments de 1 à 3 étages, 116 pour les bâtiments de 4 à 7 étages et 130 pour les bâtiments d’au moins 8 étages –, on peut également représenter les courbes de fragilité établies directement à partir des modèles ajustés à partir des données (figure 5.13). On obtient alors des courbes sensiblement équivalentes. Les courbes définies pour les bâtiments de grande hauteur, pour les niveaux de dommages « léger » et « modéré » s’ajustent encore davantage aux courbes réalisées au chapitre précédent. Cela montre que la prise en compte de paramètres aléatoires, suivant les mêmes distributions que les distributions des paramètres défi-

nis par optimisation globale, permet d'obtenir des résultats cohérents, au sein de chaque classe de bâtiments.

À partir des mêmes enregistrements de séismes, on obtient alors des courbes assez proches en utilisant deux méthodes différentes. Cela permet de valider la méthode développée dans ce chapitre. Cette méthode a l'avantage de pouvoir étudier le comportement non-linéaire des bâtiments et donc d'estimer les probabilités d'endommagement pour les niveaux de dommages supérieurs.

Pour les niveaux de dommages « important » et « ruine », on obtient des courbes de fragilité différentes de celles proposées dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2012), sauf pour le niveau de dommage extrême appliqué aux bâtiments de 1 à 3 étages. On observe plus de différence pour les autres courbes, avec notamment un écart important dans l'estimation des dommages extrêmes pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur. Cet écart est expliqué par l'utilisation des accélérogrammes synthétiques s'ajustant aux spectres EC8, pour lesquels il manque encore des accélérogrammes d'amplitudes très importantes pour pouvoir étudier correctement ce niveau de dommage.

Pour l'ensemble des courbes, on obtient des écarts-types variant de 0.429 à 0.574 pour les trois premiers niveaux de dommages (tableau 5.14) et de 0.552 à 0.757 pour le niveau de dommage extrême. Comme il a déjà été dit dans le chapitre précédent, ces valeurs pourraient être diminuées en étudiant précisément la composante de variabilité provenant de la définition des dommages, pour laquelle nous prenons la valeur  $\sigma_{dom} = 0.400$ .

Dans la méthodologie Hazus (FEMA, 2012), les valeurs médianes définissant les quatre niveaux de dommages suivent les relations suivantes, pour les bâtiments en béton et en acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{Ruine} = \frac{8}{3} \times \mu_{Important} \\ \mu_{Important} = 3 \times \mu_{Modéré} \\ \mu_{Modéré} = 2 \times \mu_{Léger} \end{array} \right. \quad (5.3)$$

Dans notre cas, les rapports entre deux valeurs médianes successives sont les suivantes :

	$\mu_{Modéré}/\mu_{Léger}$	$\mu_{Important}/\mu_{Modéré}$	$\mu_{Ruine}/\mu_{Important}$
Béton – 1 à 3 étages	2.25	3.06	6.51
Béton – 4 à 7 étages	2.14	3.13	20.71
Béton – 8 étages et plus	2.17	3.73	3.98

Les trois premiers niveaux de dommages sont liés, avec des rapports d'environ 2.20 entre les médianes définissant les dommages « léger » et « modéré » et d'environ 3.30 entre les médianes définissant les dommages « modéré » et « important ». Ces rapports sont cohérents avec ceux de la FEMA (2012). Les rapports des médianes définissant les deux derniers niveaux de dommages sont supérieurs, avec un rapport supérieur à 20 pour les bâtiments de 4 à 7 étages. Pour cette typologie, on peut se questionner sur la validité de la courbe associée au niveau de dommage extrême. Cette incohérence provient de l'utilisation de la base d'accélérogrammes synthétiques utilisée pour établir cette courbe, dans laquelle il manque encore des données d'amplitudes suffisamment importantes pour étudier le dernier niveau de dommage. C'est pourquoi la valeur

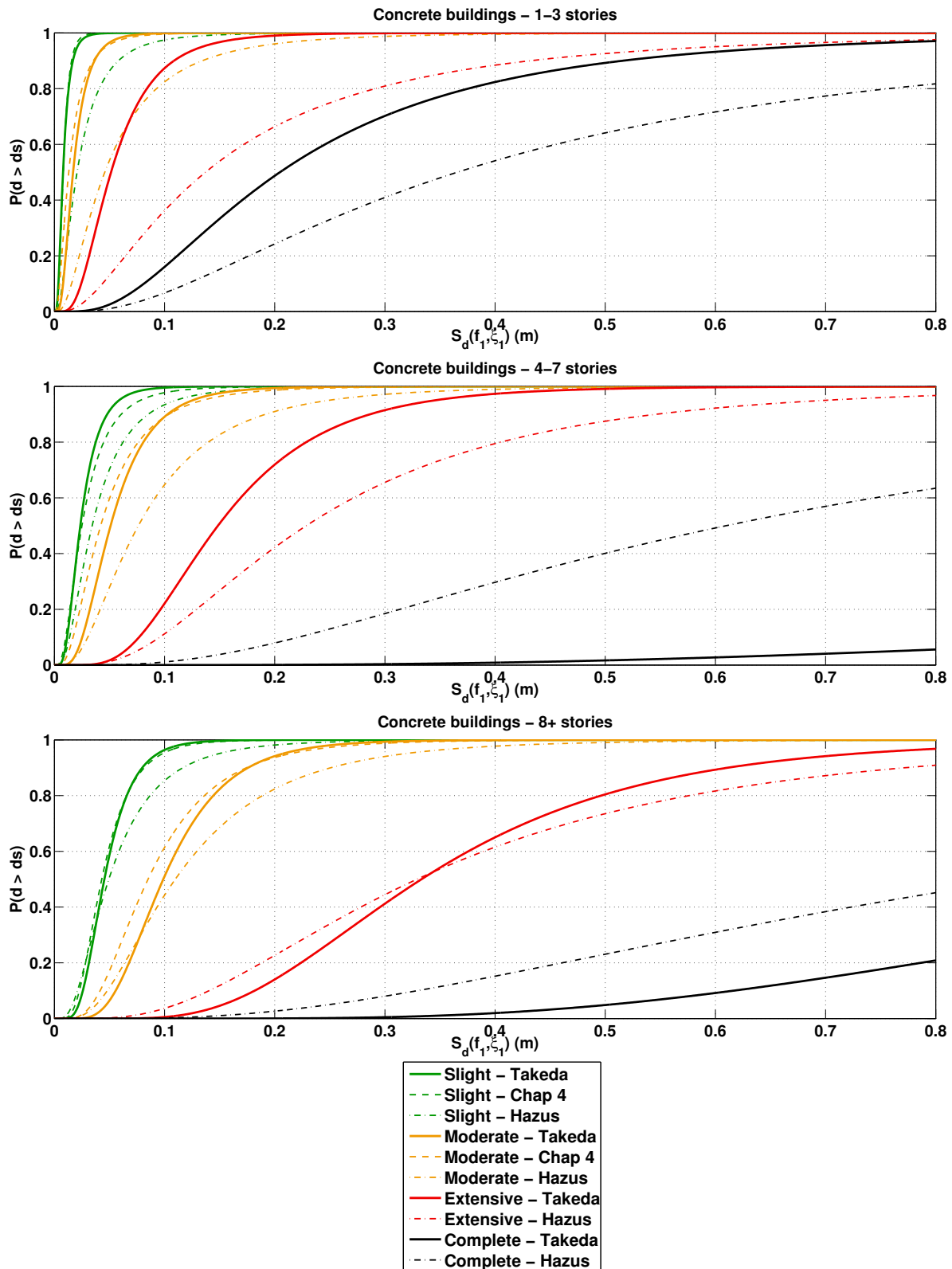


FIGURE 5.13 – Courbes de fragilité pour les trois typologies de bâtiments en béton armé (en haut : de 1 à 3 étages; au milieu : de 4 à 7 étages; en bas : de 8 étages et plus) et pour les quatre niveaux de dommages (« léger » en vert, « modéré » en orange, « important » en rouge et « ruine » en noir). Les courbes en trait plein correspondent aux courbes établies dans ce chapitre à partir des modèles Takeda ajustés aux observations, les courbes en pointillés continus à celles développées au chapitre 3 à partir de la forme fonctionnelle, et les courbes en pointillés discontinus aux courbes de fragilité Hazus (FEMA, 2012).

---

médiane correspondant à cette typologie et pour le niveau de dommage ultime ( $\mu = 2.295 m$ ; voir tableau 5.1) sont si importantes. Cette remarque est également valable pour la typologie des structures en béton armé composées de 8 étages et plus, pour laquelle la valeur médiane est également très importante ( $\mu = 1.675 m$ ).

En conclusion, ces courbes de fragilité développées à partir de modèles Takeda sont cohérentes avec celles définies au chapitre précédent pour les deux premiers niveaux de dommages, et cohérentes entre elles si on s'intéresse aux trois premiers niveaux de dommages. Les écarts-types associés sont inférieurs à ceux obtenus au chapitre précédent pour les deux premiers niveaux de dommages – qui varient de 0.50 à 0.83 suivant la typologie et le niveau de dommage, plus une valeur égale à 1.12 – et aux écarts-types de la méthodologie Hazus – qui varient de 0.64 à 0.93 pour les typologies étudiées et les quatre niveaux de dommages.

## 5.4 Vulnérabilité d'un bâtiment particulier

Dans la section précédente, on a établi des courbes de fragilité pour des typologies de bâtiments. Pour chaque typologie, on a remarqué que les courbes pouvaient être dispersées à cause de la variabilité des bâtiments au sein même d'une typologie. Dans cette section, on propose une méthode pour établir des courbes de fragilité à partir d'enregistrements de séismes. Lorsque des enregistrements de séismes ne sont pas disponibles au sein d'un bâtiment, on peut également étudier sa vulnérabilité en effectuant des mesures de vibrations ambiantes.

### 5.4.1 Vulnérabilité sismique à partir d'enregistrements de séismes

Dans le cadre de l'étude d'un bâtiment particulier, si on dispose d'enregistrements de séismes, on peut évaluer la vulnérabilité sismique de ce bâtiment en ajustant des modèles Takeda à partir de chaque enregistrement de séisme. Un modèle médian de ce bâtiment peut alors être défini. Toutefois, lorsqu'un séisme important survient, le bâtiment peut être endommagé. Il est donc plus pertinent de représenter une courbe de fragilité correspondant à chaque séisme. Ainsi, à chaque nouveau séisme, on peut estimer la vulnérabilité de la structure et voir si celle-ci a été modifiée.

Prenons l'exemple d'un bâtiment particulier : un bâtiment de 14 étages situé à Los Angeles (ID 24236). Huit enregistrements de séismes sont disponibles dans la direction transversale de ce bâtiment, au niveau du rez-de-chaussée et du dernier étage (01/10/87,  $M_W = 6.1$ ; 09/08/07,  $M_L = 4.6$ ; 29/07/08,  $M_W = 5.4$ ; 08/01/09,  $M_W = 4.5$ ; 17/05/09,  $M_W = 4.7$ ; 16/03/10,  $M_L = 4.4$ ; 04/04/10,  $M_W = 7.2$ ; 07/07/10,  $M_W = 5.4$ ). À partir de ces huit enregistrements, huit modèles Takeda sont ajustés à l'accélération enregistrée au sommet du bâtiment. Ces huit modèles permettent d'établir huit courbes de fragilité, pour chaque niveau de dommage (figure 5.14).

On remarque que pour les deux premiers niveaux de dommages, sept des huit courbes sont confondues. Pour le niveau de dommage « important », les sept premières courbes sont très proches mais plus confondues. La huitième courbe apporte une probabilité beaucoup plus faible

d'endommagement important. Enfin, pour le dernier niveau de dommage, les courbes sont plus dispersées, ce qui laisse supposer que les données synthétiques utilisées pour établir ces courbes ne possèdent pas d'amplitudes assez fortes.

Pour les trois premiers niveaux de dommages, la courbe qui présente une vulnérabilité plus faible d'endommagement, c'est-à-dire une probabilité identique pour un  $S_d$  plus important, a été établie à partir du premier enregistrement disponible dans ce bâtiment. Entre 1987 et 2007, il est possible que le bâtiment ait été endommagé, notamment par le séisme de Northridge (1994), ou pendant le premier séisme enregistré (1987). Ceci peut expliquer que le bâtiment soit moins résistant et que les courbes de fragilité établies à partir des séismes récents apportent des probabilités de dommage supérieures.

En traçant les courbes de fragilité à partir de chaque donnée disponible, on peut donc voir qu'un bâtiment est de plus en plus vulnérable au cours du temps si des séismes importants se produisent. De la même manière, lorsqu'un bâtiment est renforcé ou consolidé à la suite d'un séisme, on tient compte de son nouvel état au lieu d'estimer une vulnérabilité basée sur l'ensemble des données.

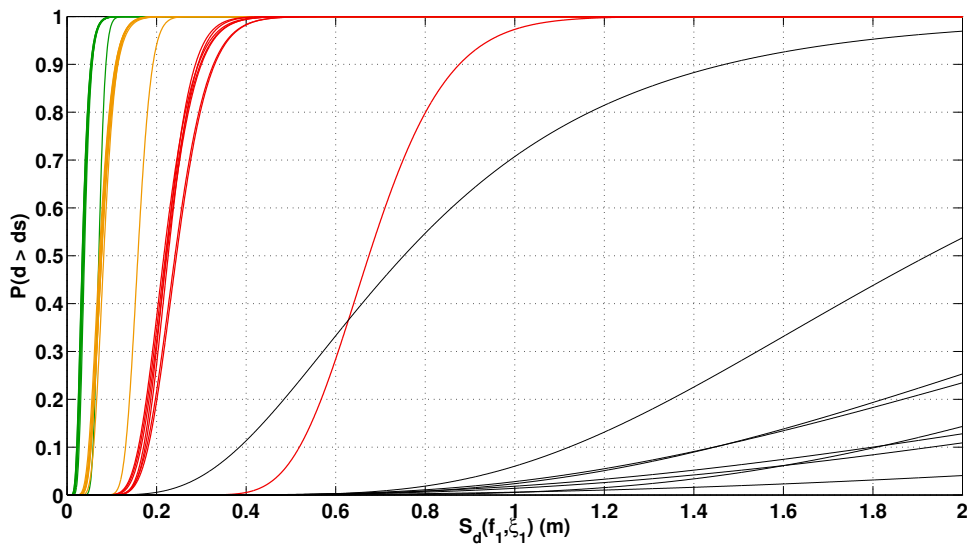


FIGURE 5.14 – Courbes de fragilité pour le bâtiment ID 24236 pour les quatre niveaux de dommages (« léger » en vert, « modéré » en orange, « important » en rouge et « ruine » en noir). Pour un niveau de dommage, chaque courbe est tracée à partir d'un modèle Takeda ajusté à l'accélération enregistrée au sommet lors d'un séisme.

#### 5.4.2 Vulnérabilité sismique à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes

Lorsque des données de séismes ne sont pas disponibles dans un bâtiment particulier, on peut toutefois estimer sa vulnérabilité en effectuant des mesures de vibrations ambiantes. À partir de ces mesures, on peut fixer la fréquence et l'amortissement à prendre en compte dans le modèle Takeda. Pour les 5 autres paramètres, c'est-à-dire  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $r$ ,  $F_{rict}$  et  $u_y$ , on se référera à la

distribution des paramètres de la figure 5.7. On peut alors choisir une valeur représentative de la classe à laquelle appartient le bâtiment. Les fréquences et amortissements sont les paramètres qui contrôlent le plus le modèle Takeda. Ainsi, en prenant en compte la fréquence du premier mode et son amortissement, on peut établir des courbes de fragilité d'un bâtiment particulier, pour les quatre niveaux de dommages.

La figure 5.15 montre l'évolution des *Coût*, définis à partir des paramètres d'Anderson (2004), indiquant la ressemblance entre les données enregistrées en haut des bâtiments et les simulations réalisées avec le modèle Takeda. Les sept paramètres du modèle Takeda évalués par recuit simulé apportent des *Coût* inférieurs à 4, indiquant au minimum une bonne ressemblance. Seules 7 valeurs sont supérieures à 4 sur les 317. Si on conserve les fréquences et les amortissements obtenus par recuit simulé et si on choisit les valeurs médianes pour représenter les cinq autres paramètres ( $\alpha$  est représenté par la médiane des  $\alpha$  obtenus par recuit simulé, etc...), beaucoup de *Coût* sont inchangés ou relativement proches. Toutefois, parmi les 317 valeurs, 59 sont maintenant supérieures à 4, indiquant une ressemblance moyenne entre les données enregistrées en haut des bâtiments et les simulations, et 16 sont même supérieures à 6 (mauvaise ressemblance).

Les fréquences et les amortissements ne peuvent pas être choisis de cette manière car ce sont les paramètres qui contrôlent le plus le modèle Takeda. En effet, si on choisit de prendre la fréquence empirique définie dans l'Eurocode 8 et un amortissement égal à 5 %, et en conservant les valeurs médianes pour définir les valeurs des cinq autres paramètres, on obtient des simulations qui ne ressemblent pas aux enregistrements effectués au sommet des bâtiments : parmi les 317 *Coût*, seuls 55 sont inférieurs à 4, et 93 sont supérieurs à 6. L'utilisation des fréquences empiriques et de l'amortissement conventionnel de 5 % est donc déconseillée pour déterminer la réponse des structures avec le modèle Takeda.

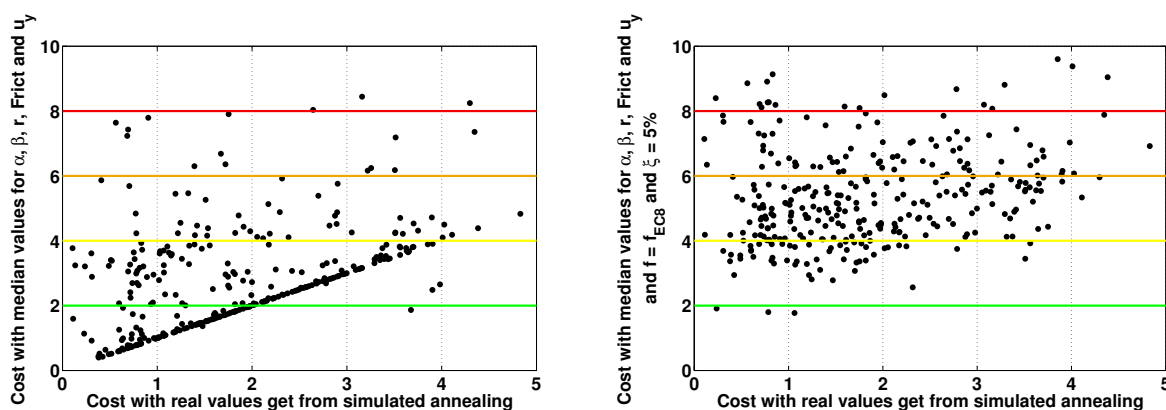


FIGURE 5.15 – *Coût* représentant la ressemblance entre les données observées et les accélérations simulées à partir des modèles Takeda ajustés. En abscisse sont représentées les *Coût* correspondant à la combinaison des sept paramètres de Takeda obtenus par recuit simulé. En ordonnée sont représentés : à gauche : les *Coût* en ne conservant que la fréquence et l'amortissement et en prenant la valeur médiane des cinq autres paramètres ; à droite : les *Coût* en prenant les fréquences empiriques définies dans l'EC8, un amortissement constant de 5 % et en prenant la valeur médiane des cinq autres paramètres.

Les mesures de vibrations ambiantes dans des bâtiments permettent toutefois d'accéder à leurs fréquences et leur amortissement. On peut alors utiliser le modèle Takeda pour définir le



comportement non linéaire des structures sous fortes sollicitations et construire des courbes de fragilité. De la même façon qu’au paragraphe précédent, on peut également étudier la vulnérabilité d’un bâtiment au cours du temps : lorsqu’un séisme se produit, une mesure de vibrations ambiantes suffit pour déterminer les caractéristiques d’un bâtiment (sa fréquence fondamentale et son amortissement), et établir les courbes de fragilité. On peut alors étudier la vulnérabilité de bâtiments particuliers, à l’échelle d’une ville ou en sélectionnant les bâtiments d’importance majeure tels que les écoles ou les bâtiments stratégiques.

## 5.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on s’est intéressé à définir le comportement non linéaire des structures en béton armé de la base de données californienne. Le modèle Takeda, qui convient à la simulation des éléments en béton, est utilisé. Pour chaque enregistrement de séisme dans un bâtiment, la réponse du premier mode de ce bâtiment est ajustée par un modèle Takeda en effectuant une méthode d’optimisation globale, le recuit simulé. La ressemblance entre les simulations et les observations est évaluée à l’aide des critères proposés par [Anderson \(2004\)](#) pour comparer deux accélérogrammes. Ces critères ont été adaptés afin de réduire les temps de calculs, en conservant néanmoins les deux critères les plus restrictifs selon Anderson : la comparaison des transformées de Fourier à chaque fréquence et des accélérations à chaque pas de temps. Les modèles Takeda ainsi définis apportent des ressemblances qualifiées de bonnes à excellentes, selon les critères d’Anderson.

À partir de ces modèles, des courbes de fragilité sont établies et rangées suivant la classe des bâtiments (de 1 à 3 étages, de 4 à 7 étages, et de 8 étages et plus). On observe une variabilité importante au sein de ces courbes. Toutefois, pour chaque typologie et chaque niveau de dommage, une courbe de fragilité est définie à partir des valeurs médianes des paramètres  $\mu$  et  $\sigma$  définissant les courbes de fragilité. Ces courbes ainsi définies sont cohérentes avec celles établies au chapitre précédent pour les deux premiers niveaux de dommages. L’avantage de l’utilisation des modèles Takeda est qu’ils permettent d’estimer la probabilité d’endommagement pour tous les niveaux de dommages. Les écarts-types  $\sigma$  des courbes de fragilité obtenus varient de 0.429 à 0.574 pour les trois premiers niveaux de dommages (tableau 5.14) et de 0.552 à 0.757 pour le niveau de dommage extrême.

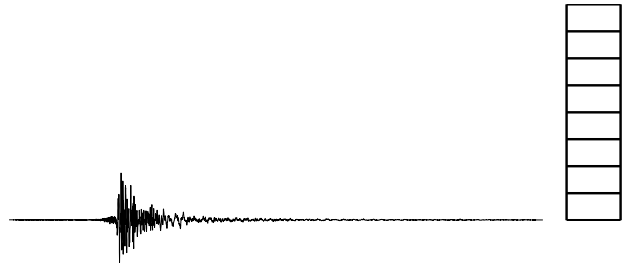
La méthode appliquée sur un ensemble de données enregistrées dans plusieurs bâtiments pour définir des courbes de fragilité par typologie est également applicable dans le cas d’un bâtiment spécifique. Dans ce cas, on obtient alors des courbes très proches, montrant que la variabilité des courbes de fragilité liée à la définition du modèle de comportement peut être considérée comme très faible. En effet, à partir de différents enregistrements de séismes dans un même bâtiment, on obtient des courbes de fragilité identiques, au moins pour les deux premiers niveaux de dommages.

De cette façon, on peut également constater que la vulnérabilité d’un bâtiment doit être étudiée après chaque séisme majeur : les courbes de fragilité établies pour des typologies de bâtiments apportent beaucoup de variabilité et ne permettent pas d’identifier la vulnérabilité d’un bâtiment particulier. Le classement par typologie est adéquate lorsqu’on veut comparer les

---

typologies entre elles et identifier quelles typologies sont les plus vulnérables. De plus, les courbes de fragilité établies pour des classes de bâtiments ne tiennent pas compte des changements de propriétés des bâtiments au cours du temps. C'est pourquoi, pour l'étude de la vulnérabilité d'un bâtiment spécifique, il est recommandé d'utiliser des enregistrements de séismes, ou si ces enregistrements ne sont pas disponibles, d'effectuer des mesures de vibrations ambiantes pour identifier les fréquences et les amortissements avant et/ou après un événement.





# Conclusions

---

## CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Dans le cadre de cette thèse, les problématiques principales concernaient l'utilisation des mesures réalisées au sein de bâtiments afin d'estimer et de réduire les incertitudes qui entrent en jeu dans l'établissement des courbes de fragilité, c'est-à-dire : (1) l'incertitude liée à la définition d'un modèle de comportement, (2) l'incertitude liée à la variabilité de l'aléa sismique et (3) l'incertitude liée à la définition de l'endommagement.

Le deuxième chapitre aborde la question de la vulnérabilité de bâtiments spécifiques, en utilisant des mesures effectuées dans ces bâtiments. Les enregistrements de vibrations ambiantes, ou plus généralement de séismes de faibles amplitudes, permettent d'accéder aux caractéristiques des bâtiments sous faibles sollicitations. Des modèles élastiques basés sur ces mesures sont capables de fournir une information jusqu'au premier niveau d'endommagement de la structure, c'est-à-dire son seuil d'intégrité, au-delà duquel les caractéristiques du bâtiment sont modifiées et le modèle basé sur les enregistrements n'est plus valable.

Les chapitres suivants traitent de la notion de vulnérabilité à grande échelle. Dans le troisième chapitre, l'utilisation d'enregistrements de séismes d'amplitudes variées, et le classement des bâtiments par typologie de plus en plus précise, permet de réduire la variabilité épistémique qui entre en jeu dans l'estimation de la réponse des structures. On a décrit la réponse des bâtiments par le déplacement relatif du toit, normalisé par la hauteur de la structure. Ce déplacement normalisé correspond à la valeur moyenne de la déformation inter-étage présente au sein du bâtiment. Ce paramètre apporte une information sur l'état d'endommagement d'une structure, si on compare les valeurs de déformations atteintes au cours de sollicitations à des valeurs limites définissant un certain endommagement. Des méthodes d'analyse de la vulnérabilité (*e.g.* FEMA, 2003) fournissent des valeurs limites caractérisant plusieurs niveaux de dommages.

De plus, dans ce chapitre, on a estimé la variabilité de la réponse des structures suivant le paramètre caractérisant la nocivité des mouvements du sol. En fonction de la manière dont les séismes sont caractérisés, des relations différentes sont observées entre le mouvement du sol et la réponse des bâtiments.

Le quatrième chapitre est une extension du chapitre 3, dans lequel il est proposé d'utiliser une forme fonctionnelle basée sur une combinaison d'indicateurs du mouvement du sol pour estimer la réponse de bâtiments. Cette forme fonctionnelle est ajustée à partir de données réelles. Elle conduit à diminuer davantage l'incertitude sur la réponse des bâtiments. Elle permet notamment d'estimer les déplacements inter-étages au sein de typologies de bâtiments, avec des incertitudes pouvant être très faibles, apportant en particulier un facteur 2 entre la valeur médiane plus un écart-type et la valeur médiane moins un écart-type, pour la typologie des bâtiments en béton armé de grande hauteur.

De plus, cette forme fonctionnelle permet d'estimer rapidement, à partir de l'accélération d'un signal sismique, le niveau de dommage pour une typologie particulière, définie notamment par sa hauteur et la valeur de sa fréquence empirique.

Cette forme fonctionnelle est ensuite utilisée pour estimer le déplacement inter-étage au sein de typologies de bâtiments à partir d'une base de données d'accélérogrammes synthétiques. Cette étape conduit ensuite à la réalisation de courbes de fragilité empiriques.

Le dernier chapitre est orienté sur le comportement non linéaire des structures. On propose en effet une méthode hybride liant un modèle Takeda, adapté pour représenter le comportement de bâtiments en béton armé, à des enregistrements de séismes réalisés dans ce type de bâtiment. L'utilisation d'une méthode d'optimisation globale a permis d'ajuster les paramètres du modèle de telle sorte que la réponse du modèle correspond au premier mode de déformation des bâtiments.

Les modèles Takeda, une fois fixés à partir des réponses réelles des bâtiments, ont été utilisés pour estimer la vulnérabilité sismique de ces bâtiments face aux niveaux de dommages supérieurs. Ils apportent également des résultats proches de ceux obtenus au chapitre précédent pour les deux premiers niveaux de dommages. L'avantage du modèle Takeda est qu'il est rapide à mettre en oeuvre et qu'il peut donc être utilisé pour étudier la vulnérabilité de bâtiments à grande échelle. Il est également applicable à l'échelle d'un bâtiment spécifique.

L'ensemble des cinq chapitres a permis de répondre aux questions suivantes :

### **Comment représenter la nocivité des séismes ?**

De manière générale, si l'on souhaite réduire la variabilité épistémique des méthodes de vulnérabilité, il est recommandé de décrire les mouvements du sol en fonction de paramètres utilisant les caractéristiques des bâtiments. En particulier, la valeur du déplacement spectral, calculé à la fréquence et l'amortissement du bâtiment, permet de bien contraindre la composante de variabilité liée à l'aléa sismique. On obtient en effet des valeurs minimales de 0.03 à 0.20, suivant qu'on représente la vulnérabilité d'un bâtiment particulier ou d'une typologie de bâtiments.

La prise en compte d'une forme fonctionnelle reliant plusieurs indicateurs de nocivité aux déplacements au sein des bâtiments permet de mieux contraindre cette variabilité.

---

## Quelle variabilité dans la réponse des bâtiments ?

À l'échelle d'un bâtiment spécifique, très peu de variabilité provenant de la définition du modèle de comportement est observée. Cependant, lorsqu'on étudie la vulnérabilité d'une typologie de bâtiments, telle que c'est le cas dans les méthodes d'analyse de vulnérabilité à grande échelle, les comportements au sein d'une typologie peuvent être très différents. On comprend alors que la définition des typologies est importante et que la prise en compte d'un maximum de critères et d'informations sur les bâtiments permet de réduire la variabilité épistémique.

## PERSPECTIVES

Si l'on souhaite réduire davantage la variabilité des fonctions de vulnérabilité telles que les courbes de fragilité, et se rapprocher le plus possible d'un modèle déterministe, il est essentiel de comprendre comment les dommages sont distribués, et quels paramètres permettent de mieux caractériser ces dommages. La chute de la fréquence propre des bâtiments, synonyme d'une baisse de rigidité, qui a lieu lorsqu'une sollicitation entraîne l'apparition ou l'ouverture des fissures dans un bâtiment, pourrait être, si elle était mieux contrainte, un bon indicateur de l'état d'endommagement d'une structure au cours d'une sollicitation. L'endommagement affectant également les caractéristiques des modes supérieurs, un suivi précis de ces fréquences peut fournir une information supplémentaire.

De manière générale, la prise en compte des modes supérieurs est importante. Le dernier chapitre de cette thèse permet d'ajuster un modèle non linéaire à un degré de liberté sur la réponse des bâtiments sous sollicitations fortes. Un modèle multi-modal non linéaire et ajusté à des mesures permettrait de mieux caractériser le comportement global des structures. En utilisant le modèle Takeda, à un degré de liberté, on pourrait identifier le comportement de chaque mode suivant ce modèle. Une superposition de ces modes tenant compte de l'effet non linéaire apporterait alors un modèle complet.

Le suivi des caractéristiques dynamiques des bâtiments au cours de séismes apporte une information sur l'état d'endommagement d'une structure. Comme il a déjà été mentionnée plus haut, le suivi de la fréquence propre permet de quantifier la baisse de rigidité d'un bâtiment. De plus, la présence d'éléments ductiles, qui ont tendance à se comporter plastiquement, permet à un bâtiment de dissiper de l'énergie apportée par un séisme, alors qu'un bâtiment dont le comportement est moins ductile aura tendance à s'endommager plus rapidement. On peut estimer la dissipation d'énergie à l'aide d'un diagramme force-déplacement. En effet, plus l'aire de ce diagramme sera importante, plus le système aura dissipé de l'énergie. En ajustant les comportements de bâtiments réels à des modèles non linéaires, on peut estimer la quantité d'énergie dissipée lors de séismes, et alors comprendre pourquoi, au sein d'une même typologie de bâtiments, certains sont plus endommagés que d'autres.

Pour finir, les notions de vulnérabilité temporelle et d'alerte sismique ont été abordées dans cette étude. Au cours de son existence, un bâtiment peut subir des endommagements successifs

causés par une succession de séismes. On comprend alors pourquoi la modélisation de bâtiments, lorsqu'elle est déterminée analytiquement ou fondée à partir de plans de conception, peut s'avérer insuffisante. La prise en compte des caractéristiques temporelles des bâtiments est alors primordiale.

Pour ce faire, les mesures de vibrations ambiantes représentent une méthode convenable pour accéder à ces caractéristiques. Une mesure de seulement quelques minutes au sein d'un bâtiment suffit en effet à y accéder. Cependant, lorsqu'un bâtiment est endommagé au cours d'un séisme, il peut être dangereux de s'introduire dans ce bâtiment pour y effectuer des mesures. Les méthodes basées sur des mesures par Lidar, qui permettent de mesurer les vibrations d'un bâtiment à partir d'un laser placé à l'extérieur (Guéguen *et al.*, 2010), apportent un outil supplémentaire pour estimer les caractéristiques d'un bâtiment. Cet outil, plus sûr que la mise en place d'instruments de mesures dans des bâtiments (ces bâtiments peuvent être fragilisés à la suite d'une sollicitation sismique, auquel cas il peut être dangereux d'y pénétrer pour réaliser des mesures), peut permettre d'estimer les caractéristiques des bâtiments et d'effectuer une première analyse de la vulnérabilité d'une structure. Associée à la forme fonctionnelle, qui permet d'estimer le déplacement inter-étage dans des typologies de bâtiments avec des incertitudes relativement faibles (chapitre 4), on pourrait déterminer quelles classes de bâtiments doivent être analysées en priorité.

Enfin, cette forme fonctionnelle peut être associée aux enregistrements provenant des réseaux permanents et aux données INSEE, apportant notamment des informations sur la hauteur des bâtiments. Cette hauteur permet de définir la fréquence empirique des bâtiments à grande échelle. Ainsi la forme fonctionnelle peut donner une première estimation des dommages si on utilise des enregistrements de séismes effectués à proximité d'habitations.







---

# Bibliographie

- M. M. ABDEL WAHAB et G. DE ROECK : Damage detection in bridges using modal curvatures : application to a real damage scenario. *Journal of Sound and Vibration*, 226(2):217–235, 1999.
- S. AKKAR et J. J. BOMMER : Empirical prediction equations for peak ground velocity derived from strong-motion records from Europe and the Middle East. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(2):511–530, 2007.
- S. AKKAR et J. J. BOMMER : Empirical equations for the prediction of PGA, PGV, and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region, and the Middle East. *Seismological Research Letters*, 81(2):195–206, 2010.
- S. AKKAR, H. SUCUOĞLU et A. YAKUT : Displacement-based fragility functions for low-and mid-rise ordinary concrete buildings. *Earthquake Spectra*, 21:901, 2005.
- A. ALDEA, M. IIBA, S. DEMETRIU et T. KASHIMA : Evidence of soil-structure interaction from earthquake records at a high-rise building site in Bucharest. In *Proceedings of Fourth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, p. 25–28, 2007.
- A. ALDEA, T. KASHIMA, D. LUNGU, R. VACAREANU, S. KOYAMA et C. ARION : Modern urban seismic network in Bucharest, Romania. In *Proceedings of the First International Conference on Urban Earthquake Engineering*, p. 8–9, 2004.
- A. ALDEA, T. KASHIMA, N. POIATA et T. KAJIWARA : A new digital seismic network in Romania with dense instrumentation in Bucharest. In *Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2006.
- R. ALLAHABADI et G. H. POWELL : Drain-2DX user guide. Report No. UCB/EERC-88/06. *College of Engineering, University of California, Berkeley, CA*, 1988.
- R. J. ALLEMANG et D. L. BROWN : A correlation coefficient for modal vector analysis. In *International Modal Analysis Conference Exhibit*, vol. 1, p. 110–116. Union Coll, Schenectady, N.Y., USA, 1982.
- J. G. ANDERSON : Quantitative measure of the goodness-of-fit of synthetic seismograms. In *Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.
- A. ARIAS : A measure of earthquake intensity. *Seismic design for Nuclear Power Plants*, MIT Press : Cambridge, MA:438–483, 1970.
- M. ASCHHEIM et E. BLACK : Effects of prior earthquake damage on response of simple stiffness-degrading structures. *Earthquake Spectra*, 15(1):1–24, 1999.
- P. Y. BARD : The importance of rocking in building motion : an experimental evidence. In *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, p. 333–338, 1988.
- D. BENEDETTI, P. CARYDIS et M. P. LIMONGELLI : Evaluation of the seismic response of masonry buildings based on energy functions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(7):1061–1081, 2001.
- J. A. BLUME : Highrise building characteristics and responses determined from nuclear seismology. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62(2):519–540, 1972.
- J. J. BOMMER, G. MAGENES, J. HANCOCK et P. PENAZZO : The influence of strong-motion duration on the seismic response of masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2(1):1–26, 2004.
- J. J. BOMMER et A. MARTÍNEZ-PEREIRA : The effective duration of earthquake strong motion. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(2):127–172, 1999.

- B. BORZI, R. PINHO et H. CROWLEY : Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures*, 30(3):804–820, 2008.
- C. BOUTIN, S. HANS, E. IBRAIM et P. ROUSSILLON : In situ experiments and seismic analysis of existing buildings - Part II : Seismic integrity threshold. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12):1531–1546, 2005.
- R. BRINCKER, L. ZHANG et P. ANDERSEN : Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition. *Smart Materials and Structures*, 10:441–445, 2001.
- L. CABAÑAS, B. BENITO et M. HERRÁIZ : An approach to the measurement of the potential structural damage of earthquake ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26:79–92, 1997.
- G. M. CALVI, R. PINHO, G. MAGENES, J. J. BOMMER, L. F. RESTREPO-VÉLEZ et H. CROWLEY : Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *Indian Society Journal of Earthquake Technology*, 43(3):75–104, 2006.
- R. CANTIENI : Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *2nd Workshop : Problemi di vibrazioni nelle strutture civili e nelle costruzioni meccaniche*, 2004.
- D. S. CARDER : Earthquake investigations in California, 1934-1935. Chapter 5 : Vibration observations. Special Publication n° 201. *US Coast and Geologic Survey*, p. 49–106, 1936.
- J. R. CASAS et A. C. APARICIO : Structural damage identification from dynamic-test data. *Journal of Structural Engineering*, 120(8):2437–2450, 1994.
- M. ÇELEBI : Comparison of damping in buildings under low-amplitude and strong motions. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 59(2):309–323, 1996.
- M. CELEBI et H. P. LIU : Before and after retrofit-response of a building during ambient and strong motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 77:259–268, 1998.
- M. ÇELEBI, L. T. PHAN et R. D. MARSHALL : Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-amplitude motions. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(1):1–15, 1993.
- M. ÇELEBI et E. ŞAFAK : Seismic response of transamerica building. i : Data and preliminary analysis. *Journal of Structural Engineering*, 117(8), 1991.
- CEN : Eurocode 8 – Design of Structures for earthquake resistance – Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings. *European Standard EN 1998-1*, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005a.
- CEN : Eurocode 8 – Design of Structures for earthquake resistance – Part 3 : Assessment and retrofitting of buildings. *European Standard EN 1998-3*, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005b.
- J. L. CHÂTELAIN, P. GUÉGUEN, B. GUILLIER, J. FRÉCHET, F. BONDOUX, J. SARRAULT, P. SULPICE et J. M. NEUVILLE : Cityshark : A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 71(6):698–703, 2000.
- J. CLINTON, S. C. BRADFORD, T. H. HEATON et J. FAVELA : The observed wander of the natural frequencies in a structure. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(1):237–257, 2006.
- R. W. CLOUGH et J. PENZIEN : *Dynamics of structures*, vol. 2. McGraw-Hill New York, 1993.
- A. W. COBURN et R. J. S. SPENCE : *Earthquake protection, Second edition*. John Wiley & Sons, 2002.
- A. W. COBURN, R. J. S. SPENCE et A. POMONIS : Factors determining human casualty levels in earthquakes : mortality prediction in building collapse. In *Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering*, vol. 10, p. 5989–5994, 1992.

- 
- D. COMBESCURE, P. GUÉGUEN et B. LEBRUN : Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble. *Rapport technique, Association Française de Génie parasismique (AFPS)*, 2005.
- E. COSENZA, I. IERVOLINO et G. MANFREDI : On ground motion duration and engineering demand parameters. *In International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Concepts and Implementation*, Bled, Slovenia, 2004.
- H. CROHAS et P. LEPERT : Damage-detection monitoring method for offshore platforms is field-tested. *Oil and Gas Journal*, 80(8), 1982.
- C. B. CROUSE et P. C. JENNINGS : Soil-structure interaction during the San Fernando earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(1):13–36, 1975.
- H. CROWLEY et R. PINHO : Period-height relationship for existing european reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(01):93–119, 2004.
- H. CROWLEY et R. PINHO : Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2):223–235, 2010.
- H. CROWLEY, R. PINHO et J. J. BOMMER : A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2(2):173–219, 2004.
- D. D'AYALA, R. J. S. SPENCE, C. OLIVEIRA et A. POMONIS : Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres. *Earthquake Spectra*, 13:773–794, 1997.
- C. DESPREZ : *Analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes : renforcement par collage de tissus de fibres de carbone (TFC)*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble-INPG, 2010.
- J. DOUGLAS : Physical vulnerability modelling in natural hazard risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*, 7(2):283–288, 2007.
- J. DOUGLAS et H. AOCHI : A survey of techniques for predicting earthquake ground motions for engineering purposes. *Surveys in geophysics*, 29(3):187–220, 2008.
- J. DOUGLAS, T. ULRICH et C. NEGULESCU : Risk-targeted seismic design maps for mainland France. *Natural Hazards*, 65(3):1999–2013, 2013.
- F. DUNAND : *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2005.
- F. DUNAND, P. GUÉGUEN, P. Y. BARD, J. RODGERS et M. ÇELEBI : Comparison of the dynamic parameters extracted from weak, moderate and strong motion recorded in buildings. *In Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, p. 3–8, Geneva, Switzerland, 2006.
- F. DUNAND, Y. A. MEZIANE, P. GUÉGUEN, J. L. CHATELAIN, B. GUILLIER, R. B. SALEM *et al.* : Utilisation du bruit de fond pour l'analyse des dommages des bâtiments de Boumerdes suite au séisme du 21 mai 2003. *Mem. Serv. Geol. Algérie*, 12:177–191, 2004.
- EPRI : *A criterion for determining exceedance of the operating basis earthquake*. EPRI Report NP-5930, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, CA, 1988.
- EPRI : *Standardization of the Cumulative Absolute Velocity*. EPRI Report TR-100082, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, CA, 1991.
- EUROCODE 8 : *Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*. 2005.
- P. FAJFAR, T. VIDIC et M. FISCHINGER : A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures\*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9(5):236–242, 1990.
- C. R. FARRAR et D. A. JAUREGUI : Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge : I. Experiment. *Smart Materials and Structures*, 7(5):704, 1999.

- FEMA : *HAZUS Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1999.
- FEMA : *HAZUS-MH MR3 Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2003.
- FEMA : *HAZUS Earthquake Model Technical Manual MH 2.1*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2012.
- J. M. FERRITTO : An economic analysis of earthquake design levels, TN No. N-1640, 1982.
- J. M. FERRITTO : An economic analysis of earthquake design levels for new concrete construction, TN No. N-1671, 1983.
- D. A. FOUTCH : A study of the vibrational characteristics of two multistory buildings. *Earthquake Engineering Research Laboratory*, 1976.
- M. R. GALLIPOLI, M. MUCCIARELLI, B. ŠKET-MOTNIKAR, P. ZUPANČIĆ, A. GOSAR, S. PREVOLNIK, M. HERAK, J. STIPČEVIĆ, D. HERAK, Z. MILUTINOVIĆ et T. OLUMCEVA : Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bulletin of earthquake engineering*, 8(3):593–607, 2010.
- M. R. GALLIPOLI, M. MUCCIARELLI et M. VONA : Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8):973–988, 2009.
- D. A. GASPARINI et E. H. VANMARCKE : Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. *Massachusetts Institute of Technology, M. I. T. Department of Civil Engineering, Research Report R 76-4*, 1976.
- GNDT : Istruzioni per la compilazione della scheda di rilevamento esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici. *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT)*, 1986. In Italian.
- G. GRUENTHAL : *European Macroseismic Scale 1998, volume 19*. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Sismologie, Luxembourg, 2001.
- P. GUÉGUEN : Sismologie Urbaine : Aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine. Habilitation à Diriger des Recherches, 2009.
- P. GUÉGUEN : *Vulnérabilité sismique des constructions existantes : récents développements et nouvelles approches*. Hermès Édition, 2012.
- P. GUÉGUEN, C. MICHEL et L. LECORRE : A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions : application to Grenoble (France). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3):467–490, 2007.
- P. GUÉGUEN, V. JOLIVET, C. MICHEL et A. S. SCHVEITZER : Comparison of velocimeter and coherent lidar measurements for building frequency assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2):327–338, 2010.
- J. HANCOCK et J. J. BOMMER : The effective number of cycles of earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(6):637–664, 2005.
- J. HANCOCK et J. J. BOMMER : A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage. *Earthquake Spectra*, 22(3):827–845, 2006.
- J. HANCOCK et J. J. BOMMER : Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(4):291–299, 2007.
- J. HANCOCK, J. J. BOMMER et P. J. STAFFORD : Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(14):1585–1607, 2008.

- 
- S. HANS : *Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation – Contribution à l’analyse de la vulnérabilité sismique*. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2002.
- S. HANS, C. BOUTIN, E. IBRAIM et P. ROUSSILLON : In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part I : Experimental investigations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34 (12):1513–1529, 2005.
- T. K. HASSELMAN, R. T. EGUCHI et J. H. WIGGINS : Assessment of damageability for existing buildings in a natural hazards environment. Volume 1 : Methodology, 1980.
- M. HERAK et D. HERAK : Continuous monitoring of dynamic parameters of the DGFSM building (Zagreb, Croatia). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3):657–669, 2010.
- J. H. HOLLAND : Adaptation in natural and artificial systems, university of michigan press. *Ann Arbor, Michigan*, 1(97):5, 1975.
- G. W. HOUSNER : Intensity of ground motion during strong earthquakes. *ONR Report*, California Institute of Technology, 1952.
- G. W. HOUSNER : Interaction of building and ground during an earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(3):179–186, 1957.
- G. W. HOUSNER : Intensity of ground shaking near the causative fault. *In Proceedings of the third World Conference on Earthquake Engineering*, 1, p. 81–94, Auckland, New Zealand, 1965.
- D. HUNT, S. WEISS, W. WEST, T. DUNLAP et S. FREESMEYER : Development and implementation of a shuttle modal inspection system. *In Proceedings of the 8th International Modal Analysis Conference*, p. 919–925, Kissimmee, FL, 1990.
- L. R. HUSID : Características de terremotos. análisis general. *In Revista del IDIEM* 8, p. 21–42, Santiago de Chile, 1969.
- I. IERVOLINO, G. MANFREDI et E. COSENZA : Ground motion duration effects on nonlinear seismic response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(1):21–38, 2006.
- L. INGBER : Very fast simulated re-annealing. *Mathematical and computer modelling*, 12(8):967–973, 1989.
- S. S. IVANOVIĆ, M. D. TRIFUNAC, E. I. NOVIKOVA, A. A. GLADKOV et M. I. TODOROVSKA : Ambient vibration tests of a seven-story reinforced concrete building in van nuys, california, damaged by the 1994 northridge earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(6):391–411, 2000.
- J. JACKSON : Fatal attraction : living with earthquakes, the growth of villages into megacities, and earthquake vulnerability in the modern world. *Philosophical Transactions of the Royal Society A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 364(1845):1911–1925, 2006.
- P. C. JENNINGS et J. H. KUROIWA : Vibration and soil-structure interaction tests of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(3):891–916, 1968.
- JICA : Technical cooperation project *Reduction of seismic risk for buildings and structures* with Romania, 2002–2007. Rap. tech., Japan International Cooperation Agency, 2007.
- W. B. JOYNER et D. M. BOORE : Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71(6):2011–2038, 1981.
- W. B. JOYNER et D. M. BOORE : Methods for regression analysis of strong-motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(2):469–487, 1993.
- K. KANAI : An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, 39(1):85–95, 1961.

- A. J. KAPPOS, G. PANAGOPOULOS, C. PANAGIOTOPOULOS et G. PENELIS : A hybrid method for the vulnerability assessment of RC and URM buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4):391–413, 2006.
- A. J. KAPPOS, K. C. STYLIANIDIS et K. PITILAKIS : Development of seismic risk scenarios based on a hybrid method of vulnerability assessment. *Natural Hazards*, 17(2):177–192, 1998.
- S. KIRKPATRICK, C. D. GELATT JR et M. P. VECCHI : Optimization by simulated annealing. *Science*, 220:671–680, 1983.
- S. KOJIĆ, M. D. TRIFUNAC et J. C. ANDERSON : *A post earthquake response analysis of the Imperial County Services Building in El Centro. Report CE 84-02*. University of Southern California, Department of Civil Engineering, Los Angeles, CA, 1984.
- S. LAGOMARSINO et S. GIOVINAZZI : Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4):415–443, 2006.
- A. LAURENDEAU, M. CAUSSE, P. GUÉGUEN, M. PERRAULT, L. F. BONILLA et J. DOUGLAS : A set of Eurocode 8-compatible synthetic time-series as input to dynamic analysis. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- P. LESTUZZI : *Analyse et dimensionnement sismique*. Technosup Ellipses, 2009.
- N. A. J. LIEVEN et D. J. EWINS : Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (comac). In *Proceedings of the 6th International Modal Analysis Conference*, p. 690–695, 1988.
- J. E. LUCO, M. D. TRIFUNAC et H. L. WONG : On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(6):1961–1983, 1987.
- S. A. MAHIN : Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. In *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, 5, p. 677–680, 1980.
- R. K. MCGUIRE : *Seismic hazard and risk analysis*. Earthquake Engineering Research Institute, 2004.
- G. H. MCVERRY et J. L. BECK : Structural identification of jpl building 180 using optimally synchronized earthquake records, technical report eerl 83-01. *Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology*, 1983.
- R. MELI, E. FACCIOLO, D. MURIA-VILA, R. QUAAS et R. PAOLUCCI : A study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City. *Journal of earthquake engineering*, 2(1):89–111, 1998.
- N. METROPOLIS et S. ULAM : The Monte Carlo method. *Journal of the American statistical association*, 44(247):335–341, 1949.
- C. MICHEL : *Vulnérabilité sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.
- C. MICHEL, P. GUÉGUEN et P. Y. BARD : Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements : An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(8):593–604, 2008.
- C. MICHEL, P. GUÉGUEN et M. CAUSSE : Seismic vulnerability assessment to slight damage based on experimental modal parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(1):81–98, 2012.
- C. MICHEL, P. GUÉGUEN, S. EL AREM, J. MAZARS et P. KOTRONIS : Full-scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(4):419–441, 2010a.

- 
- C. MICHEL, P. GUÉGUEN, P. LESTUZZI et P. Y. BARD : Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6):1295–1307, 2010b.
- C. MICHEL et P. GUÉGUEN : Time-frequency analysis of small frequency variations in civil engineering structures under weak and strong motions using a reassignment method. *Structural Health Monitoring*, 9(2):159–171, 2010.
- C. MICHEL, S. HANS, P. GUÉGUEN et C. BOUTIN : In situ experiment and modelling of rc-structure using ambient vibration and timoshenko beam. *In Proceedings of 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology (ECEES)*, 2006. Paper 1246.
- C. MICHEL, B. ZAPICO, P. LESTUZZI, F. J. MOLINA et F. WEBER : Quantification of fundamental frequency drop for unreinforced masonry buildings from dynamic tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(11):1283–1296, 2011.
- A. MIKAEL, P. GUÉGUEN, P. Y. BARD, P. ROUX et M. LANGLAIS : The analysis of long-term frequency and damping wandering in buildings using the random decrement technique. *Bulletin of the Seismological Society of America*, in press, 2012.
- Z. V. MILUTINOVIC et G. S. TRENDAFILOSKI : *Risk-UE : an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns, WP4 : Vulnerability of current buildings*. European Project, 2003.
- M. MIRONESCU, A. STANESCU, T. BROTEA, A. BORTNOWSKI, V. SAVA et R. COMANESCU : Modeling, configuration and analysis for high importance buildings. *Bulletin of the Association of Structural Design Engineers AICPS*, 3:1–17, 2003. In Romanian.
- C. MODENA, D. SONDA et D. ZONTA : Damage localization in reinforced concrete structures by using damping measurements. *Key Engineering Materials*, 167:132–141, 1999.
- R. D. NAYERI, S. F. MASRI, R. G. GHANEM et R. L. NIGBOR : A novel approach for the structural identification and monitoring of a full-scale 17-story building based on ambient vibration measurements. *Smart Materials and Structures*, 17(2):025006, 2008.
- NBCC : *National Building Code of Canada 2005*. National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 2005.
- C. NUTI, S. SANTINI et I. VANZI : Seismic risk of the Italian hospitals. *European Earthquake Engineering*, 15(1):11–19, 2001.
- C. S. OLIVEIRA et M. NAVARRO : Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3):609–642, 2010.
- F. OMORI : The semi-destructive earthquake of april 26, 1922. *Seismological Notes (Imperial Earthquake Investigation Committee)*, 3:1–30, 1922.
- J. I. ONOSE : Prediction of damage ratio of reinforced concrete buildings due to earthquakes and comparison with actual damage ratio. *In Proceedings of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo*, p. 2081–2088, 1982.
- G. ORSINI : A model for buildings’ vulnerability assessment using the parameterless scale of seismic intensity (PSI). *Earthquake Spectra*, 15(3):463–483, 1999.
- A. K. PANDEY et M. BISWAS : Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, 169(1):3–17, 1994.
- A. K. PANDEY, M. BISWAS et M. M. SAMMAN : Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2):321–332, 1991.
- Y. PARK, A. H. ANG et Y. K. WEN : Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4):740–757, 1985.



- C. PÉQUEGNAT, P. GUÉGUEN, D. HATZFELD et M. LANGLAIS : The French Accelerometric Network (RAP) and National Data Centre (RAP-NDC). *Seismological Research Letters*, 79(1):79–89, 2008.
- M. PERRAULT et P. GUÉGUEN : Evaluation of the seismic damage with the use of experimental and theoretical models. In *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, 2010.
- J. R. PIERRE et M. LAMONTAGNE : The 20 April 2002, Mw 5.0 Au Sable Forks, New York, earthquake : A supplementary source of knowledge on earthquake damage to lifelines and buildings in eastern North America. *Seismological Research Letters*, 75(5):626–636, 2004.
- R. PINHO, J. J. BOMMER et S. GLAISTER : A simplified approach to displacement-based earthquake loss estimation analysis. In *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, 2002.
- M. RAGHAVENDRACHAR et A. E. AKTAN : Flexibility by multireference impact testing for bridge diagnostics. *Journal of Structural Engineering*, 118(8):2186–2203, 1992.
- T. ROSSETTO et A. ELNASHAI : Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, 25(10):1241–1263, 2003.
- T. ROSSETTO et A. ELNASHAI : A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering structures*, 27(3):397–409, 2005.
- M. ROTA, A. PENNA et C. L. STROBBIA : Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10):933–947, 2008.
- A. RYTTER : *Vibrational based inspection of civil engineering structures*. Thèse de doctorat, Department of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, Denmark, 1993.
- E. ŞAFAK et M. ÇELEBI : Analyses of recorded responses of two high-rise buildings during the Loma Prieta earthquake of 18 October 1989. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(5):2087–2110, 1991.
- O. S. SALAWU : Detection of structural damage through changes in frequency : a review. *Engineering Structures*, 19(9):718–723, 1997.
- O. S. SALAWU et C. WILLIAMS : Bridge assessment using forced-vibration testing. *Journal of Structural Engineering*, 121(2):161–173, 1995.
- M. SAMBRIDGE : Geophysical inversion with a neighbourhood algorithm – I. Searching a parameter space. *Geophysical Journal International*, 138(2):479–494, 1999a.
- M. SAMBRIDGE : Geophysical inversion with a neighbourhood algorithm – II. Appraising the ensemble. *Geophysical Journal International*, 138(3):727–746, 1999b.
- P. SARABANDI, D. PACHAKIS, S. KING et A. S. KIREMIDJIAN : Empirical fragility functions from recent earthquakes. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada. Paper*, num. 1211, 2004.
- G. R. SARAGONI : The agy method for the characterization of earthquake accelerograms. In *Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, p. 357–362, New Delhi, Inde, 1977.
- S. K. SARMA : Energy flux of strong earthquakes. *Tectonophysics*, 11(3):159–173, 1971.
- N. SATAKE et H. YOKOTA : Evaluation of vibration properties of high-rise steel buildings using data of vibration tests and earthquake observations. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 59(2):265–282, 1996.
- P. SCHWAB et P. LESTUZZI : Assessment of the seismic non-linear behavior of ductile wall structures due to synthetic earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(1):67–84, 2007.

- 
- H. B. SEED, I. M. IDRISSE, F. MAKDISI et N. BANERJEE : Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. *In Earthquake Engineering Research Centre, Report EERC 75-29*, University of California, Berkeley, 1975.
- D. M. SEYEDI, P. GEHL, J. DOUGLAS, L. DAVENNE, N. MEZHER et S. GHAVAMIAN : Development of seismic fragility surfaces for reinforced concrete buildings by means of nonlinear time-history analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(1):91–108, 2010.
- A. SINGHAL et A. S. KIREMIDJIAN : Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*, 122:1459, 1996.
- A. SINGHAL et A. S. KIREMIDJIAN : A method for earthquake motion-damage relationships with application to reinforced concrete frames. *Technical Report NCEER*, 97-0008, 1997.
- R. J. S. SPENCE, J. J. BOMMER, D. DEL RE, J. BIRD, N. AYDINOĞLU et S. TABUCHI : Comparing loss estimation with observed damage : a study of the 1999 Kocaeli earthquake in Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(1):83–113, 2003.
- R. J. S. SPENCE, A. W. COBURN, A. POMONIS et S. SAKAI : Correlation of ground motion with building damage : the definition of a new damage-based seismic intensity scale. *In Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, p. 551–56, Madrid, Spain, 1992.
- R. G. STOCKWELL, L. MANSINHA et R. P. LOWE : Localization of the complex spectrum : the S transform. *IEEE Transactions on Signal Processing*, 44(4):998–1001, 1996.
- H. TAJIMI : A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake. *In Proceedings of the 2nd world conference on earthquake engineering*, vol. 2, p. 781–798, 1960.
- T. TAKEDA, M. A. SOZEN et N. N. NIELSEN : Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12):2557–2573, 1970.
- T. TANAKA, S. YOSHIZAWA, Y. OSAWA et T. MORISHITA : Period and damping of vibration in actual buildings during earthquakes. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo University*, 46(7):1073–1092, 1969.
- M. I. TODOROVSKA et M. D. TRIFUNAC : Earthquake damage detection in the Imperial County Services Building I : The data and time–frequency analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(6):564–576, 2007.
- M. I. TODOROVSKA et M. D. TRIFUNAC : Impulse response analysis of the Van Nuys 7-storey hotel during 11 earthquakes and earthquake damage detection. *Structural Control and Health Monitoring*, 15(1):90–116, 2008.
- M. D. TRIFUNAC : Comparisons between ambient and forced vibration experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1(2):133–150, 1972.
- M. D. TRIFUNAC et A. G. BRADY : On the correlation of seismic intensity scales with the peaks of recorded strong ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(1):139–162, 1975a.
- M. D. TRIFUNAC et A. G. BRADY : A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3):581–626, 1975b.
- M. TUREK, K. THIBERT, C. E. VENTURA et S. KUAN : Ambient vibration testing of three unreinforced brick masonry buildings in Vancouver, Canada. *In Proceedings of the 24th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Saint Louis, MI, USA, 2006.
- F. E. UDWADIA et M. D. TRIFUNAC : Time and amplitude dependent response of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2(4):359–378, 1973.
- J. K. VANDIVER : Detection of structural failure on fixed platforms by measurement of dynamic response. *In Proceedings of the 7th Annual Offshore Technology Conference*, p. 243–252, 1975.

- 
- J. K. VANDIVER : Detection of structural failure on fixed platforms by measurement of dynamic response. *Journal of Petroleum Technology*, 29(3):305–310, 1977.
- C. E. VENTURA et Y. DING : Linear and nonlinear seismic response of a 52-storey steel frame building. *The structural design of tall buildings*, 9(1):25–45, 2000.
- C. E. VENTURA, W. D. L. FINN et N. D. SCHUSTER : Seismic response of instrumented structures during the 1994 Northridge, California, earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2):316–337, 1995.
- P. H. VOLANT, N. ORBOVIC et F. DUNAND : Seismic evaluation of existing nuclear facility using ambient vibration test to characterize dynamic behavior of the structure and microtremor measurements to characterize the soil : a case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9):1159–1167, 2002.
- D. J. WALD, V. QUITORIANO, T. H. HEATON et H. KANAMORI : Relationships between peak ground acceleration, peak ground velocity, and modified mercalli intensity in california. *Earthquake Spectra*, 15:557–564, 1999.
- R. V. WHITMAN, S. T. HONG et J. W. REED : *Damage statistics for high-rise buildings in the vicinity of the San Fernando Earthquake*. Department of Civil Engineering, School of Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1973.
- F. YAMAZAKI et O. MURAO : Vulnerability functions for Japanese buildings based on damage data due to the 1995 Kobe earthquake. *In Proceeding of the third Japan-UK Workshop on Implications of Recent Earthquake on Seismic Risk*, 2000.
- Y. ZHOU et L. XIE : A new definition of strong ground motion. *In Chinese National Conference on Earthquake Engineering*, Shanghai, Chine (en chinois), 1984.





---

# A

## Description de l'ensemble des bâtiments compris dans la base de données

**ID** : Identifiant du bâtiment ;

**Ville**

**Lat. et Lon.** : Coordonnées GPS ;

**Description** : Fonction du bâtiment ;

**Mat.** : Matériau principalement utilisé ;

**Ét.** : Nombre de niveaux (RdC inclus) ;

**Sta.** : Nombre de capteurs au sein du bâtiment ;

**Géologie** : Description du sol au niveau du bâtiment ;

**EQs** : Nombre de séismes enregistrés, présents dans la base de données.

ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
01260	El Centro	32,793	-115,563	Imperial County Services Bldg	Concrete	6	13	Deep alluvium	1
01699	El Centro	32,781	-115,568	Hospital	Steel	1	12	Deep alluvium	12
03233	La Jolla	32,878	-117,225	University Hospital	Steel	2	16	Soft rock (sandstone)	5
03300	San Diego	32,719	-117,163	Office Building	Steel	22	15	Shallow alluvium over soft rock (sandst)	4
03603	San Diego	32,718	-117,16	Commercial Building	Steel	19	16	Very soft rock (sandstone)	4
03743	San Diego	32,755	-117,165	University Hospital	Concrete	11	12	Soft rock (sandstone/conglomerate)	6
12266	Hemet	33,748	-116,966	Library	Masonry	1	10	Deep alluvium	15
12267	Hemet	33,75	-116,959	Hospital	Concrete	4	10	Deep alluvium	1
12284	Palm Desert	33,762	-116,407	Office Building	Concrete	4	9	Deep alluvium	9
12299	Palm Springs	33,834	-116,541	Hospital	Steel	4	13	Deep alluvium	4
12493	Indio	33,714	-116,221	Government Office Building	Concrete	4	10	Deep alluvium	4
12759	Indio	33,706	-116,235	Hospital	Wood	1	8	Deep alluvium	10
13208	Irvine	33,678	-117,753	Caltrans TMC Building	Isolated Damper	2	12	Deep alluvium	7
13213	Moreno Valley	33,913	-117,196	County Hospital	Steel	3	15	Alluvium	13
13214	Costa Mesa	33,663	-117,902	City Hall	Concrete	5	24	Deep alluvium	7
13291	Newport Beach	33,624	-117,928	Hospital	Isolated Damper	7	27	Alluvium over soft rock (claystone)	3
13312	Riverside	33,978	-117,373	Government Office Building	Steel	13	15	Deep alluvium over rock (granitic)	4
13329	Irvine	33,645	-117,84	UCI Engineering Building	Steel	8	12	Thin alluvium over sandstone	2
13364	Aliso Viejo	33,585	-117,729	Office Building	Steel	9	15	Shallow alluvium over soft rock	1
13589	Newport Beach	33,624	-117,929	Hospital	Concrete	11	18	Rock (sedimentary)	6
13698	Corona	33,856	-117,541	Office Building	Isolated Damper	2	15	Alluvium	3
13702	Riverside	33,979	-117,373	County Jail	Steel	7	9	Deep alluvium over rock (granitic)	6
14127	Long Beach	33,81	-118,15	ECOC Building	Isolated Damper	2	17	Deep alluvium	5
14311	Long Beach	33,783	-118,112	CSULB Engineering Building	Concrete	5	9	Deep alluvium	2
14323	Long Beach	33,755	-118,201	Office Building	Steel	7	18	Thin fill over deep alluvium	1
14533	Long Beach	33,768	-118,195	Government Office Building	Steel	15	16	Deep alluvium	3
14578	Seal Beach	33,757	-118,084	Office Building	Concrete	8	31	Alluvium	6
14606	Whittier	33,975	-118,036	Hotel	Masonry	8	12	Shallow alluv. over sedimentary bedrock	5
14654	El Segundo	33,92	-118,39	Office Building	Steel	14	16	Deep alluvium	6

ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
14724	Los Angeles	33,923	-118,242	Hospital	Isolated Damper	5	21	Deep alluvium	6
14766	Los Angeles	33,961	-118,379	Government Office Building	Steel	4	12	Deep alluvium	5
23285	San Bernardino	34,183	-117,323	CSUSB Library	Concrete	5	10	Deep alluvium	12
23287	San Bernardino	34,065	-117,279	Hotel	Concrete	6	9	Deep alluvium	12
23481	Redlands	34,056	-117,178	Commercial Building	Steel	7	13	Deep alluvium	4
23495	Redlands	34,066	-117,214	Warehouse	Concrete	1	12	Deep alluvium	15
23497	Rancho Cucamonga	34,104	-117,574	Justice Center	Isolated Damper	4	19	Deep alluv over hard rock (granitic)	13
23511	Pomona	34,056	-117,749	Commercial Building	Concrete	2	10	Deep alluvium	7
23515	San Bernardino	34,104	-117,292	Commercial Building	Steel	9	13	Deep alluvium	1
23516	San Bernardino	34,065	-117,289	Office Building	Steel	3	13	Deep alluvium	9
23540	Colton	34,072	-117,335	School Gym	Concrete	1	13	Deep alluvium	1
23544	Pomona	34,057	-117,752	Commercial Building	Concrete	6	12	Deep alluvium	3
23622	San Bernardino	34,098	-117,293	Commercial Building	Concrete	1	10	Deep alluvium	1
23634	San Bernardino	34,132	-117,321	Hospital	Steel	5	12	Deep alluvium	5
23701	San Bernardino	34,163	-117,332	Motel	Wood	3	15	Shallow alluvium over hard rock (metamor)	7
23788	Colton	34,074	-117,35	Building Hospital Complex	Isolated Damper	3	30	Deep alluvium	5
24008	Los Angeles	34,058	-118,246	Cathedral	Isolated Damper	1	16	Soft rock (siltstone)	3
24053	Los Angeles	34,052	-118,241	LAPD 911 Building	Isolated Damper	3	12	Alluvium	5
24054	West Hills	34,221	-118,627	LAPD 911 Building	Isolated Damper	3	12	Alluvium	5
24104	Simi Valley	34,289	-118,745	Hospital	Steel	2	12	Alluvium	7
24198	Chatsworth	34,24	-118,565	Commercial Building	Steel	2	12	Alluvium	3
24202	Santa Monica	34,03	-118,479	St Johns Hospital	Isolated Damper	5	24	Deep alluvium	3
24222	Los Angeles	34,054	-118,242	City Hall	Isolated Damper	32	27	tbd	7
24231	Los Angeles	34,069	-118,442	UCLA Math/Sci Building	Steel	7	12	Alluvium	1
24232	Palmdale	34,581	-118,134	Hotel	Masonry	4	9	Alluvium	1
24236	Los Angeles	34,09	-118,338	Hollywood Storage	Concrete	14	12	Deep alluvium	9
24248	Los Angeles	34,058	-118,207	County Hospital	Steel	9	12	Soft rock (sandstone)	6
24249	Los Angeles	34,058	-118,209	County Hospital	Steel	8	12	Soft rock (sandstone)	5
24250	Los Angeles	34,058	-118,207	County Hospital	Isolated Damper	6	20	Soft rock (sandstone)	4



ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
24260	Los Angeles	34,0165	-118,201	University Hospital	Steel	9	12	Rock (sedimentary)	3
24288	Los Angeles	34,056	-118,251	Residential Building	Steel	32	16	Soft rock	5
24319	Pasadena	34,148	-118,144	City Hall	Isolated Damper	3	21	Deep alluvium over hard rock	5
24322	Sherman Oaks	34,154	-118,465	Commercial Building	Concrete	13	15	Alluvium	6
24332	Los Angeles	34,058	-118,417	Commercial Building	Steel	3	15	Alluvium	2
24370	Burbank	34,185	-118,308	Commercial Building	Steel	6	13	Alluvium	7
24385	Burbank	34,187	-118,311	Residential Building	Concrete	10	16	Alluvium	7
24386	Van Nuys	34,221	-118,471	Hotel	Concrete	7	16	Alluvium	6
24454	Pasadena	34,135	-118,126	University Building	Steel	3	15	Alluvium	1
24463	Los Angeles	34,028	-118,223	Warehouse	Concrete	5	13	Alluvium	5
24464	North Hollywood	34,138	-118,359	Hotel	Concrete	20	16	Sandstone, shale	4
24468	Los Angeles	34,067	-118,168	CSULA Administration Building	Concrete	8	16	Rock (sedimentary)	3
24514	Sylmar	34,326	-118,445	County Hospital	Steel	6	13	Deep alluvium over rock (granite)	3
24517	Lancaster	34,688	-118,157	Office Building	Masonry	3	13	Alluvium	4
24541	Pasadena	34,146	-118,147	Office Building	Steel	6	16	Deep alluvium	3
24546	Pasadena	34,146	-118,146	Commerce/Office Building	Steel	12	15	Deep alluvium	4
24566	Pasadena	34,149	-118,151	Office Building	Steel	12	15	Deep alluvium	5
24567	Los Angeles	34,05	-118,247	Office Building	Steel	13	15	Alluvium over sedimentary rock	5
24569	Los Angeles	34,058	-118,249	Government Office Building	Steel	15	15	Rock (sedimentary)	2
24571	Pasadena	34,146	-118,143	Commercial Building	Concrete	9	15	Deep alluvium	6
24579	Los Angeles	34,044	-118,261	Office Building	Concrete	9	18	Alluvium	5
24580	Los Angeles	34,053	-118,171	Fire Command Center	Isolated Damper	2	16	Rock (sedimentary)	2
24581	Los Angeles	34,048	-118,26	Commercial/Office Building	Concrete	12	16	Alluvium	2
24601	Los Angeles	34,053	-118,248	Residential Building	Concrete	17	14	Rock (sedimentary)	3
24602	Los Angeles	34,051	-118,259	Office Building	Steel	52	20	Alluvium over sedimentary rock	4
24605	Los Angeles	34,062	-118,198	University Hospital	Isolated Damper	7	27	Rock (sedimentary)	8
24609	Lancaster	34,688	-118,158	Hospital	Steel	5	12	Alluvium	4
24629	Los Angeles	34,048	-118,26	Office Building	Steel	54	20	Alluvium over sedimentary rock	4
24643	Los Angeles	34,059	-118,416	Office Building	Steel	19	15	Deep alluvium	1

ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
24652	Los Angeles	34,021	-118,287	University Office Building	Steel	6	15	Deep alluvium	4
24655	Los Angeles	34,021	-118,289	Parking Structure	Concrete	6	14	Deep alluvium	5
24680	Sherman Oaks	34,152	-118,453	Commercial Building	Concrete	14	15	Shallow alluvium over rock (sandstone)	3
24713	Los Angeles	34,055	-118,264	Hospital	Steel	8	15	Shallow alluvium over soft rock (shale)	4
24723	Los Angeles	34,049	-118,176	County EOC Building	Isolated Damper	2	15	Soft rock (siltstone)	12
25213	Santa Barbara	34,415	-119,846	UCSB Office Building	Concrete	3	9	Alluvium	1
25245	Oxnard	34,229	-119,173	Financial Plaza Tower	Steel	21	16	Deep alluvium	1
25302	Santa Barbara	34,423	-119,698	Office Building	Concrete	4	9	Alluvium	1
25339	Ventura	34,276	-119,292	Hotel	Concrete	12	15	Alluvium	4
25744	Ventura	34,276	-119,252	Hospital	Concrete	4	12	Deep alluvium	4
25949	Oxnard	34,217	-119,153	Hospital	Steel	4	17	Deep alluvium	3
34189	Tehachapi	35,147	-118,576	Bear Valley Police Building	Wood	1	12	Shallow alluvium over hard rock (granitic)	2
34234	Bakersfield	35,382	-118,969	Kern County Hospital	Concrete	4	12	Thin alluvium over rock (sandstone)	1
35409	Taft	35,146	-119,459	School Building	Concrete	3	13	Alluvium >250m	1
36531	Parkfield	35,898	-120,431	School Building	Wood	1	6	Shallow alluv over soft rock (sandstone)	3
36535	Shandon	35,655	-120,377	High School Building	Masonry	1	6	Alluvium over soft rock (sandstone)	3
36695	Templeton	35,556	-120,719	Hospital	Wood	1	9	Alluvium over soft rock (siltstone)	4
44298	Independence	36,8	-118,199	Office Building	Concrete	1	6	Alluvium	5
47231	King City	36,206	-121,132	Hospital	Steel	2	10	Shallow alluvium over rock (sedimentary)	2
47391	Hollister	36,85	-121,397	Warehouse	Concrete	1	13	Alluvium	3
47459	Watsonville	36,909	-121,756	Commercial Building	Concrete	4	13	Fill over alluvium	2
47796	Salinas	36,697	-121,632	County Hospital	Steel	3	15	Alluvium	8
48733	Santa Cruz	36,978	-122,021	Govt Office Building	Concrete	5	12	Alluvium	3
54331	Mammoth Lakes	37,644	-118,962	Hospital	Steel	1	10	Shallow alluvium over rock	3
54388	Bishop	37,37	-118,396	Office Building	Steel	2	12	Alluvium	1
57187	San Ramon	37,729	-121,928	Warehouse	Concrete	1	9	Alluvium	2
57200	Gilroy	37,037	-121,571	Hospital	Steel	2	10	Deep alluvium	4
57251	Santa Clara	37,336	-121,998	Hospital	Steel	3	18	Alluvium	3
57301	Fremont	37,553	-121,974	Hospital	Steel	2	15	Alluvium	2

ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
57318	San Jose	37,338	-121,885	City Hall	Steel	18	21	Deep alluvium	2
57355	San Jose	37,338	-121,893	Commercial Building	Concrete	10	13	Alluvium	7
57356	San Jose	37,338	-121,888	Residential Building	Concrete	10	13	Deep alluvium	7
57357	San Jose	37,353	-121,903	Govt Office Building	Steel	13	22	Deep alluvium	6
57476	Gilroy	37,009	-121,569	Commercial Building	Masonry	2	6	Deep alluvium	1
57502	Milpitas	37,429	-121,898	Industrial Building	Concrete	2	13	Alluvium	3
57562	San Jose	37,212	-121,803	Office Building	Steel	3	10	Rock (Franciscan serpentine)	2
57594	San Jose	37,328	-121,937	Hospital	Steel	5	16	Deep alluvium	3
57614	Morgan Hill	37,154	-121,645	Hospital	Steel	2	12	Alluvium	2
57720	Fremont	37,496	-121,925	Motel	Wood	2	11	Alluvium	2
57783	Fremont	37,553	-121,968	Police Department Building	Steel	3	15	Alluvium	7
57784	Fremont	37,551	-121,97	City Library Building	Steel	2	12	Alluvium	5
57948	Fremont	37,47	-121,927	Industrial Building	Steel	2	12	Alluvium	2
58019	Stanford	37,427	-122,161	Residential Building	Wood	4	10	Deep alluvium	5
58055	Stanford	37,435	-122,174	Hospital	Steel	3	12	Deep alluvium	2
58196	Berkeley	37,867	-122,259	Parking Structure	Concrete	5	16	Shallow alluvium over soft rock	6
58197	San Francisco	37,789	-122,39	Office Building	Isolated Damper	4	18	Weathered rock (shale/sandstone)	6
58199	Walnut Creek	37,891	-122,059	Hospital	Steel	3	16	Alluvium over soft rock	6
58224	Oakland	37,806	-122,267	Office Building	Steel	2	10	Deep alluvium	6
58225	Oakland	37,742	-122,148	Commercial Building	Masonry	3	8	Dissected alluvium <15m	4
58235	Saratoga	37,262	-122,009	Gymnasium	Concrete	1	11	Alluvium	6
58257	San Francisco	37,763	-122,456	University Hospital	Steel	15	16	Rock	1
58261	South San Francisco	37,66	-122,439	Office Bld	Steel	4	11	Fill over sandstone	2
58262	Belmont	37,512	-122,308	Office Building	Concrete	2	7	Sandstone	2
58263	Redwood City	37,448	-122,265	School Administration Bldg	Concrete	3	6	Greenstone	1
58264	Palo Alto	37,453	-122,112	Office Building	Masonry	2	7	Deep alluvium	5
58312	Oakland	37,806	-122,274	Harris State Building	Steel	22	9	tbd	3
58334	Piedmont	37,823	-122,233	School Office Building	Concrete	3	11	Serpentinite	4
58337	Oakland	37,809	-122,279	Residential Building	Masonry	11	21	Deep alluvium	1

ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
58348	Pleasant Hill	37,946	-122,06	Commercial Building	Concrete	3	12	Alluvium, 2m ; sandstone	5
58354	Hayward	37,655	-122,056	CSUH Administration Building	Steel	13	16	Franciscan metavolcanic rock	1
58364	Walnut Creek	37,907	-122,065	Commercial Building	Concrete	10	16	Marine sedimentary rock	5
58394	San bruno	37,627	-122,424	Government Office Building	Concrete	9	16		1
58462	Hayward	37,635	-122,104	Office Building	Concrete	6	13	Alluvium	3
58479	San Francisco	37,762	-122,459	School Building	Concrete	6	13	Weathered rock (Fran. sandstone/shale)	1
58480	San Francisco	37,792	-122,4	Commercial Building	Steel	18	13	Fill over Bay Mud	1
58483	Oakland	37,798	-122,257	Residential Building	Concrete	24	16	Thin fill over deep alluvium	6
58488	Hayward	37,657	-122,053	CSUH Science Building	Concrete	4	16	Weathered metavolcanic rock	4
58490	San Bruno	37,628	-122,424	Office Building	Concrete	6	13	Alluvium over rock (sandstone)	1
58492	Concord	37,979	-122,032	Residential Building	Masonry	8	13	Alluvium	5
58496	Berkeley	37,855	-122,256	Hospital	Steel	2	12	Alluvium	1
58503	Richmond	37,938	-122,342	Government Office Building	Concrete	3	13	Deep alluvium	2
58506	Richmond	37,978	-122,328	Office Building	Steel	3	12	Shallow fill over rock (sandstone/siltst)	4
58532	San Francisco	37,796	-122,396	Office Building	Steel	47	18	Fill	1
58588	Stanford	37,428	-122,161	School Office Building	Concrete	2	14	Deep alluvium	3
58593	Stanford	37,432	-122,171	School Building	Steel	3	12	Deep alluvium	2
58615	Redwood City	37,53	-122,263	Office Building	Steel	16	12	Deep alluvium	3
58638	Concord	37,974	-122,036	Office Building	Steel	9	10	Alluvium	4
58639	Oakland	37,815	-122,261	Residential Building	Concrete	13	16	Alluvium	5
58641	Newark	37,535	-122,028	Government Office Building	Concrete	8	12	Alluvium	4
58661	Castro Valley	37,697	-122,088	Hospital	Steel	3	11	Hard rock (sandstone)	4
58675	Oakland	37,805	-122,271	City Hall	Steel	18	21	Deep alluvium	5
58718	San Francisco	37,783	-122,441	Hospital	Concrete	6	18	Weathered rock (serpentine/shale)	4
58740	San Francisco	37,794	-122,396	Commercial Building	Concrete	2	12	Thin fill over deep alluvium (mud/sand)	7
58755	San Rafael	37,947	-122,536	Hospital	Steel	5	12	Rock (Franciscan sandstone/siltstone)	2
58768	San Francisco	37,771	-122,419	Government Office Building	Steel	6	11	Alluvium (Dune sand/clay)	10
58769	Hayward	37,671	-122,085	City Hall	Isolated Damper	4	14	Alluvium, 10m ; serpentine	6
58776	San Francisco	37,781	-122,417	Government Office Building	Steel	14	12	Deep alluvium over rock (Franciscan fm)	1

ID	Ville	Lat.	Lon.	Description	Mat.	Ét.	Sta.	Géologie	EQs
58789	San Francisco	37,779	-122,418	City Hall	Steel	5	18	Alluvium over rock (Franciscan fm)	7
67508	Sacramento	38,577	-121,492	State Capitol Building	Concrete	5	12	Deep alluvium	1
68032	Fairfield	38,262	-122,048	Hospital	Steel	3	12	Thin alluvium over soft rock (claystone)	3
68669	Santa Rosa	38,472	-122,726	Hospital	Steel	4	13	Shallow alluvium over rock (volcanic)	2
76290	Truckee	39,325	-120,22	School Building	Masonry	1	12	Thin fill and alluvium over rock (volcanic)	1
89473	Fortuna	40,584	-124,144	Supermarket Building	Masonry	1	12	Shallow alluvium over soft rock	7
89494	Eureka	40,802	-124,146	Residential Building	Masonry	5	13	Deep alluvium	6
89687	Eureka	40,804	-124,16	Office Building	Wood	2	11	Deep alluvium	5
89770	Eureka	40,784	-124,141	Hospital	Concrete	4	11	Alluvium	8
99261	Crescent City	41,774	-124,193	Hospital	Steel	1	10	Shallow alluvium over soft rock	2





---

# B

## Description de l'ensemble des événements sismiques compris dans la base de données

**Date** : en tenant compte de l'heure UTC ;

**Heure (UTC)**

**Localisation**

**Lat. et Lon.** : Coordonnées GPS de l'hypocentre ;

**Mag.** : Magnitude ;

**Mag. Type** : Type de magnitude ( $M_W$  : magnitude de moment ;  $M_L$  : magnitude locale) ;

**Prof.** : Profondeur de l'épicentre, en km ;

**Event ID** : Identifiant du séisme ;

**Nb** : Nombre de bâtiments de la base de données dans lesquels le séisme a été enregistré.



Date	Heure (UTC)	Localisation	Lat.	Lon.	Mag.	Mag. Type	Prof. (km)	Event ID	Nb Bât
09/04/68	02 :30 :00	Borrego Mountain	33.19	-116.13	6.5	U	20.0	Borrego1968	1
09/02/71	14 :00 :00	San Fernando	34.40	-118.40	6.6	$M_W$	8.4	US090271	49
13/08/78	22 :54 :00	Santa Barbara	34.20	-119.00	5.1	$M_L$	12.5	SantaBarbara_13Aug1978	3
15/10/79	23 :16 :00	Imperial Valley	32.64	-115.33	6.6	$M_L$	12.0	ImperialValley79	1
24/01/80	19 :00 :09	Livermore A	37.84	-121.80	5.9	$M_L$	5.9	Livermore80A	2
26/01/80	14 :33 :35	Livermore B	37.76	-121.70	5.8	$M_L$	7.3	Livermore80B	2
24/04/84	21 :15 :19	Morgan Hill	37.317	-121.68	6.2	$M_L$	9.0	MorganHill84	7
08/07/86	02 :21 :45	Palm Springs	33.998	-116.607	5.9	$M_L$	12.0	PalmSprings86	3
01/10/87	14 :42 :20	Whittier	34.067	-118.078	6.1	$M_L$	9.5	Whittier	19
17/10/89	21 :04 :00	Loma Prieta	37.037	-121.883	7.0	$M_L$	18.0	Loma Prieta	30
28/06/91	14 :43 :00	Sierra Madre	34.262	-118.002	5.8	$M_L$	12.0	SierraMadre	8
25/04/92	18 :06 :05	Petrolia	40.380	-124.230	7.1	$M_L$	15.0	Petrolia_25Apr1992	1
26/04/92	19 :41 :40	Petrolia (réplique)	40.433	-124.566	6.5	$M_L$	19.6	00268031NC	1
28/06/92	15 :05 :31	Big Bear	34.201	-116.826	6.5	$M_L$	1.0	BigBear	31
17/01/94	12 :30 :00	Northridge	34.209	-118.541	6.4	$M_L$	19.0	Northridge	32
18/08/99	01 :06 :18	Bolinas	37.907	-122.686	5.0	$M_L$	7.0	Bolinas99	14
16/10/99	09 :46 :45	Hector Mine	34.600	-116.270	7.1	$M_L$	6.0	9108645CI	4
16/03/00	15 :19 :56	Cape Mendocino	40.389	-125.239	5.6	$M_W$	5.6	51095960NC	1
03/09/00	08 :36 :30	Yountville	38.377	-122.414	5.2	$M_L$	9.4	51101203NC	4
09/09/01	23 :59 :18	Beverly Hills	34.075	-118.379	4.2	$M_L$	7.9	9703873CI	8
31/10/01	07 :56 :16	Anza	33.500	-116.520	5.1	$M_L$	15.2	9718013CI	1
14/05/02	05 :00 :29	Gilroy	36.967	-121.600	4.9	$M_L$	7.6	40133364NC	33
22/02/03	12 :19 :10	Big Bear City	34.310	-116.848	5.4	$M_L$	12.7	13935988CI	15
25/05/03	07 :09 :33	Santa Rosa	38.460	-122.702	4.3	$M_L$	6.7	51128377NC	5
05/09/03	01 :39 :53	Berkeley	37.846	-122.222	3.9	$M_L$	12.4	40146204NC	4
29/10/03	23 :44 :48	Simi Valley	34.290	-118.747	3.7	$M_L$	5.1	14000376CI	1
22/12/03	19 :15 :56	San Simeon	35.706	-121.101	6.5	U	7.6	nc40148755	8
16/03/04	06 :38 :32	San Juan Batista	36.806	-121.521	4.3	$M_W$	6	nc40154733	1
15/06/04	22 :28 :48	San Clemente	32.376	-117.848	5.2	$M_L$	10	ci14065544	3

Date	Heure (UTC)	Localisation	Lat.	Lon.	Mag.	Mag. Type	Prof. (km)	Event ID	Nb Bât
18/09/04	23 :43 :31	Qualeys Camp	38.009	-118.668	5.4	$M_W$	11.3	nc51146383	1
28/09/04	17 :15 :24	Parkfield	35.815	-120.374	6.0	$M_W$	7.9	nc51147892	4
16/04/05	19 :18 :12	Mettler	35.027	-119.178	5.2	$M_L$	10.2	14138080CI	2
16/05/05	07 :24 :37	Parkfield	35.928	-120.478	4.4	$M_L$	10	40174895NC	2
12/06/05	15 :41 :46	Anza	33.53	-116.57	5.2	$M_L$	13.5	ci14151344	20
15/06/05	02 :50 :54	Crescent City	41.328	-125.868	7.2	$M_W$	10	usziae	2
16/06/05	20 :53 :26	Yucaipa	34.058	-117.007	4.9	$M_W$	11.8	ci14155260	10
26/06/05	18 :45 :57	Tahoe Vista	39.310	-120.067	4.8	$M_W$	7.1	nc51161673	1
15/06/06	12 :24 :51	San Martin	37.102	-121.492	4.7	$M_L$	3.1	51171759NC	2
10/07/06	02 :54 :43	Beaumont	33.868	-117.093	3.8	$M_L$	11.5	ci14239184	1
03/08/06	03 :08 :12	Glen Ellen	38.263	-122.589	4.4	$M_W$	9.1	nc40187964	9
26/11/06	22 :11 :48	Toms Place	37.452	-118.841	4.3	$M_L$	9.3	40191185NC	1
21/12/06	03 :12 :28	Piedmont Area	37.860	-122.237	3.7	$M_L$	9	nc51177042	9
24/12/06	03 :43 :38	Coachella Area	33.708	-116.050	4.0	$M_L$	13.2	ci10223765	1
26/02/07	12 :19 :54	Ferndale	40.642	-124.870	5.4	$M_W$	0.4	nc40193932	3
02/03/07	04 :40 :00	Lafayette	37.901	-122.098	4.2	$M_W$	16.6	nc40194055	39
22/05/07	11 :34 :12	Parkfield	35.860	-120.414	4.0	$M_W$	9.2	nc51182151	2
02/06/07	05 :11 :26	Indio Area	33.876	-116.216	4.2	$M_L$	4.7	ci14295640	1
12/06/07	07 :23 :43	Mammoth Lakes	37.539	-118.876	4.6	$M_W$	14.2	nc51182810	1
25/06/07	02 :32 :25	Trinidad	41.125	-124.814	5.1	$M_L$	10.1	nc51183469	3
02/07/07	19 :58 :53	Aromas	36.882	-121.622	4.3	$M_W$	8.5	nc51183708	1
20/07/07	11 :42 :22	Piedmont	37.807	-122.188	4.2	$M_W$	5.8	nc40199209	3
09/08/07	07 :58 :49	Chatsworth	34.300	-118.620	4.6	$M_L$	7.5	ci14312160	7
02/09/07	17 :29 :14	Lake Elsinore	33.733	-117.477	4.7	$M_L$	12.5	ci10275733	7
31/10/07	03 :04 :54	Alum Rock Area	37.432	-121.776	5.4	$M_W$	9.2	nc40204628	3
19/12/07	12 :14 :09	Big Bear Lake	34.157	-116.976	4.0	$M_L$	7.1	ci10295849	2
08/02/08	07 :12 :06	Cerro Prieto	32.461	-115.304	5.4	$M_L$	15	ci14346868	2
11/02/08	18 :29 :30	Cerro Prieto	32.388	-115.273	5.1	$M_W$	6	ci14348196	1
09/03/08	09 :22 :32	Fontana	34.138	-117.466	4.0	$M_L$	3.7	ci14355252	1

Date	Heure (UTC)	Localisation	Lat.	Lon.	Mag.	Mag. Type	Prof. (km)	Event ID	Nb Bât
25/04/08	06 :40 :10	Reno	39.520	-119.930	4.7	$M_L$	1.4	mn00242554	1
29/04/08	17 :45 :16	Atascadero	35.500	-120.779	3.9	$M_L$	2.7	nc40216634	1
29/04/08	03 :03 :06	Willow Creek	40.837	-123.499	5.4	$M_W$	28.5	nc40216664	1
01/05/08	03 :55 :35	Borrego Springs	33.443	-116.454	4.2	$M_L$	10.8	10321561CI	1
01/05/08	08 :11 :43	Lake Isabella	35.474	-118.423	4.4	$M_L$	5.9	ci10321585	1
03/06/08	02 :29 :04	Napa	38.243	-122.181	3.9	$M_L$	10.8	nc51203773	1
23/06/08	14 :14 :57	Loma Linda	34.050	-117.250	4.0	$M_L$	15.9	ci14376612	4
28/06/08	14 :44 :10	Toms Place	37.586	-118.819	4.1	$M_W$	12.2	nc40219867	1
29/07/08	18 :42 :15	Chino Hills	33.955	-117.765	5.4	$M_W$	13.6	ci14383980	5
16/08/08	05 :56 :59	Trinidad	41.183	-124.197	4.6	$M_W$	17	nc51207076	3
05/09/08	04 :00 :15	Alamo	37.866	-121.996	4.0	$M_W$	16.2	nc51207740	14
02/10/08	09 :41 :49	Yucaipa	34.086	-116.967	4.1	$M_L$	12.5	ci14396336	4
26/10/08	09 :27 :21	Petrolia Offshore	40.322	-124.637	4.9	$M_W$	18.5	nc51210149	3
15/11/08	05 :43 :15	Petrolia Offshore	40.318	-124.606	4.4	$M_L$	19.5	nc51211307	1
17/11/08	12 :35 :42	Palomar Observatory	33.498	-116.865	4.1	$M_L$	8.3	ci14403732	1
20/11/08	19 :23 :00	Calexico	32.329	-115.332	5.0	$M_L$	6	ci14404512	1
05/12/08	04 :18 :42	Barstow	34.813	-116.419	5.1	$M_W$	7.3	ci14408052	3
21/12/08	17 :35 :36	Hollister	36.676	-121.301	4.1	$M_W$	6.9	nc51213534	1
27/12/08	05 :17 :07	Calexico	32.568	-115.543	4.5	$M_L$	10	ci10368325	1
08/01/09	03 :49 :46	San Bernardino	34.107	-117.304	4.5	$M_W$	14.1	ci10370141	10
24/03/09	11 :55 :43	Bombay Beach	33.318	-115.728	4.8	$M_L$	5.8	ci14433456	1
30/03/09	17 :40 :29	Morgan Hill	37.285	-121.620	4.3	$M_W$	6.2	nc40234037	5
01/05/09	01 :11 :13	Westlake Village	34.069	-118.882	4.4	$M_L$	13.9	ci10403777	2
08/05/09	20 :27 :13	Ojai	34.445	-119.184	4.2	$M_L$	6.6	ci10406593	3
17/05/09	03 :39 :36	Inglewood	33.937	-118.345	4.7	$M_W$	15.0	ci10410337	15
20/06/09	12 :32 :48	Lake Nacimiento	35.644	-120.95	4.4	$M_W$	6.1	nc40238431	2
19/09/09	22 :55 :17	Calexico	32.368	-115.262	5.1	$M_W$	10.0	ci14512436	1
01/10/09	10 :01 :24	Olancho	36.392	-117.859	5.0	$M_W$	5.6	ci14517500	1
02/10/09	01 :09 :18	Olancho	36.385	-117.864	4.7	$M_L$	0.1	ci14519756	1

Date	Heure (UTC)	Localisation	Lat.	Lon.	Mag.	Mag. Type	Prof. (km)	Event ID	Nb Bât
02/10/09	01 :15 :59	Olancha	36.393	-117.877	5.2	$M_L$	0	ci14519780	1
02/10/09	05 :31 :57	Olancha	36.395	-117.869	4.7	$M_L$	1.6	ci14520476	1
30/12/09	18 :48 :57	Calexico	32.467	-115.195	5.8	$M_W$	6.0	ci14565620	2
07/01/10	18 :09 :35	Milpitas	37.477	-121.797	4.1	$M_W$	9.0	nc71336726	13
10/01/10	00 :27 :38	Ferndale	40.645	-124.763	6.5	$M_W$	21.7	nc71338066	5
11/01/10	02 :36 :08	Banning	33.967	-116.876	4.3	$M_L$	10.1	ci14571828	3
16/01/10	12 :03 :25	Beaumont	33.938	-117.017	4.3	$M_L$	14.8	ci10530013	5
04/02/10	20 :20 :21	Ferndale	40.431	-124.929	5.9	$M_W$	11.2	nc71348851	4
13/02/10	21 :39 :06	Redlands	34.004	-117.18	4.1	$M_L$	8.9	ci10541957	6
16/03/10	11 :04 :00	Whittier Narrows	33.998	-118.072	4.4	$M_L$	18.9	ci14601172	20
04/04/10	22 :40 :42	Calexico	32.259	-115.287	7.2	$M_W$	10.0	ci14607652	66
07/04/10	22 :40 :29	Parkfield	35.942	-120.494	4.0	$M_W$	10.5	71379106NC	2
10/04/10	09 :12 :28	Ocotillo	32.671	-115.773	4.5	$M_W$	6.8	10597061CI	3
08/05/10	19 :23 :06	Maricopa	35.021	-119.253	4.3	$M_L$	15.7	ci10657701	1
22/05/10	17 :30 :58	Calexico	32.593	-115.756	4.9	$M_W$	4.3	ci14718756	4
14/06/10	04 :26 :58	Ocotillo	32.698	-115.924	5.7	$M_W$	6.9	ci14745580	15
07/07/10	23 :53 :33	Borrego Springs	33.420	-116.489	5.4	$M_W$	11.7	ci10736069	11
14/09/10	10 :52 :17	Calexico	32.020	-115.199	5.0	$M_W$	10.0	ci10798005	1
05/10/10	15 :15 :27	Eureka Offshore	40.951	-124.804	4.4	$M_W$	24.0	nc71464510	1
07/01/11	00 :10 :16	Morgan Hill	37.289	-121.663	4.1	$M_W$	7.1	nc71506865	13
12/01/11	08 :51 :03	San Juan Bautista	36.770	-121.499	4.5	$M_W$	8.4	nc71508850	12
03/05/11	21 :41 :49	Olancha	36.396	-117.878	4.5	$M_L$	2.0	ci14978940	1



---

# C

## Description des quatre tables de la base de données

**Table 1** : Description du bâtiment ;

**Table 2** : Description de l'événement ;

**Table 3** : Description de l'enregistrement ;

**Table 4** : Résultats des analyses.

**Table 1 : Description du bâtiment**

	Nom du champ	Description	Nombre de caractères
BAT	<b>IDBLDG</b>	Nom du bâtiment comme défini dans le nom du fichier ( <i>NOMBATIM</i> )	8
	<b>NAME</b>	Nom du bâtiment	≤ 40
LOCALISATION	<b>CITY</b>	Ville	≤ 40
	<b>STATE</b>	Pays	≤ 40
	<b>LAT</b>	Latitude en degrés décimaux, positive dans l'hémisphère nord et négative pour le sud. Précision : 3 chiffres après la virgule.	
	<b>LON</b>	Idem que LAT	
	<b>ELE</b>	Altitude, en mètres, arrondie au mètre près.	
RÉSEAU	<b>NAMEN</b>	Nom du réseau (CGS, RAP, etc.)	≤ 40
	<b>NBR</b>	Nombre de voies	
	<b>TYPEACQ</b>	Type d'acquisition : HR/LR	2
	<b>TYPESEN</b>	Type de capteurs (K2, EST, etc.)	≤ 40
	<b>FREF</b>	Donnée en Free Field disponible : Y/N	1
	<b>SYNC</b>	Données synchrones : Y/N	1
	<b>AV</b>	Données de vibrations ambiantes disponibles : Y/N	1
DESCRIPTION	<b>FUNC</b>	Fonction du bâtiment	≤ 40
	<b>BEC8</b>	Classe du bâtiment telle que définie dans l'EC8	
	<b>LENGTH</b>	Longueur (m)	
	<b>WIDTH</b>	Largeur (m)	
	<b>HIGHT</b>	Hauteur (m)	
	<b>DATE</b>	Année de construction	
	<b>STRU</b>	Matériau de construction : MA/RC/WO/ST/MI	2
	<b>TEMS98</b>	Typologie EMS98 (Gruenthal, 1998) : MA1, RC2, etc.	
	<b>THAZUS</b>	Typologie HAZUS (FEMA, 2003)	
	<b>VEMS98</b>	Classe de vulnérabilité EMS98	
	<b>IREL</b>	Régularité en élévation : Y/N	1
	<b>IRPL</b>	Régularité en plan : Y/N	1
	<b>ROOF</b>	Forme du toit	2
	SOL	<b>FOND</b>	Type de fondations : SH/DE/UN (shallow/deep/unknown)
<b>FOND1</b>		Description détaillée des fondations	≤ 40
<b>SOIL</b>		Description du sol	≤ 40
<b>SEC8</b>		Classe de sol EC8	
<b>VS30</b>		$V_{S30}$ (m/s)	
ENVIRONNEMENT	<b>ENV1</b>	Pente : 0/20/30/UN (0°/20°/>30°/Unknown)	≤ 2
	<b>ENV2</b>	Isolé : Y/N/UN	≤ 2
	<b>ENV3</b>	Distance minimale avec un bâtiment de même étage ou plus (m)	
LIENS	<b>LINK1</b>	Fichier .cfg réseau permanent, de la forme IDBLDG_SM.cfg, avec IDBLDG le nom défini dans le 1 <sup>er</sup> champ.	15
	<b>LINK2</b>	Fichier .cfg Vibrations Ambiantes : IDBLDG_AV.cfg	15
	<b>LINK3 to LINK5</b>	Plans, photo(s), fiche descriptive du bâtiment	
	<b>LINK6 to LINK8</b>	Articles scientifiques, rapports, thèses, etc.	

**Table 2 : Description de l'événement**

	Nom du champ	Description	Nombre de caractères
SÉISME	<b>IDEVENT</b>	Identifiant de l'événement (AV si vibrations ambiantes)	8
	<b>YEAR</b>	Année	4
	<b>JDAY</b>	Jour Julien	3
	<b>HOUR</b>	Heure	2
	<b>MIN</b>	Minute	2
	<b>SEC</b>	Seconde	2
	<b>FAULT</b>	Type de faille : Dip/Rake/Slip/UNKN	≤ 4
LOCALISATION	<b>LATEVENT</b>	Latitude de l'hypocentre, en degrés décimaux, positive dans l'hémisphère nord et négative pour le sud. Précision : 3 chiffres après la virgule.	
	<b>LONEVENT</b>	Longitude de l'hypocentre. Idem que pour <i>LATEVENT</i>	
	<b>DEPEVENT</b>	Profondeur de l'épicentre	
	<b>NETWORK</b>	Réseau localisateur	≤ 40
MAG	<b>MAG</b>	Valeur de la magnitude. On indiquera une seule valeur de magnitude, avec comme ordre de préférence l'ordre suivant : Mw/Ms/Ml/Mb/M <sub>0</sub>	≤ 4
	<b>TYPEMAG</b>	Type de magnitude : Mw/Ms/Ml/Mb/M <sub>0</sub>	2
LIENS	<b>LINK11</b>	Lien vers le rapport USGS	
	<b>LINK12 to LINK15</b>	Autres liens	≤ 40



**Table 3 : Description de l'enregistrement**

	Nom du champ	Description	Nombre de caractères
ENREGIS- TREMMENT	<b>IDRECORD</b>	Identifiant de l'enregistrement	8
	<b>IDBLDG</b>	Identifiant du bâtiment, comme défini dans la <i>Table 1</i>	8
	<b>IDEVENT</b>	Identifiant du séisme, comme défini dans la <i>Table 2</i>	8
	<b>EPICDIST</b>	Distance épiscopentrale (au mètre près)	
	<b>DIRE</b>	Azimut du capteur, comme défini dans le nom du fichier	
CAPTEUR	<b>XSENSOR</b>	Position du capteur sur l'axe X (direction longitudinale)	
	<b>YSENSOR</b>	Position du capteur sur l'axe Y (direction transversale)	
	<b>ZSENSOR</b>	Position du capteur sur l'axe Z (direction verticale)	
	<b>TYPESEN</b>	Type de capteur, comme défini dans la <i>Table 1</i>	≤ 40
	<b>TYPEDATA</b>	Type de données enregistrées : AV/Acc/Vel/Dis	≤ 3
	<b>LENGREC</b>	Longueur de l'enregistrement (s) Précision : 3 chiffres après la virgule	
	<b>FHZ</b>	Fréquence d'échantillonnage (Hz) Précision : 3 chiffres après la virgule	
PARAMÈTRES CALCULÉS	<b>ACCMAX</b>	Accélération maximale (m/s <sup>2</sup> ) Précision : 2 chiffres après la virgule.	
	<b>VELMAX</b>	Vitesse maximale (m/s) Précision : 2 chiffres après la virgule.	
	<b>DISMAX</b>	Déplacement maximal (m) Précision : 2 chiffres après la virgule.	
	<b>IA</b>	Intensité d'Arias (m/s) Précision : 2 chiffres après la virgule	
	<b>CAV</b>	Cumulative Absolute Velocity (m/s) Précision : 2 chiffres après la virgule	
	<b>DTNAC</b>	Durée de Trifunac (s) Précision : 2 chiffres après la virgule	
		<b>CETTE LISTE DE PARAMETRES SERA COMPLETE AU COURS DU PROJET EN FONCTION DES PARAMETRES QUI SERONT CALCULES</b>	
LIENS	<b>LINK31</b>	Lien vers le fichier <i>Data</i>	
	<b>LINK32 to</b>	Autres liens	
	<b>LINK35</b>		

**Table 4 : Résultats des analyses**

	Nom du champ	Description	Nombre de caractères
BÂTIMENT / ÉVÉNEMENT	<b>IDBLDG</b>	Identifiant du bâtiment, comme défini dans la <i>Table 1</i>	8
	<b>IDEVENT</b>	Identifiant du séisme, comme défini dans la <i>Table 2</i>	8
	<b>FREQAV</b>	Fréquence obtenue par vibrations ambiantes Y/N	1
	<b>TYPVALAV</b>	Mode de détection des fréquences (RDT, FDD, FFT, Autres, VEL, ACC, autres)	≤ 20
	<b>NBFREQ</b> <b>k=1:n</b>	Nombre de fréquences calculées (max=6)	
	<b>TYPFREQk</b>	Nature de la fréquence k (Fij:flexion direction i T ou L mode j; TOj:torsion mode j)	3
	<b>VALFREQk</b>	Valeur de la fréquence k (Précision: 3 chiffres après la virgule) idem fréquence 2 à 6 (TYPFREQi=UUU et VALFREQi=99 si unknown)	
PARA-MÈTRES	<b>PARAMk</b>	Description du paramètre k calculé	≤ 40
	<b>VALPARAMk</b>	Valeur du paramètre k calculé	
LIENS	<b>LINK41</b>	Lien vers le fichier <i>Data</i>	
	<b>LINK42 to</b> <b>LINK45</b>	Autres liens	

