



Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale

Ali Mikael

► To cite this version:

Ali Mikael. Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale. Sciences de la Terre. Université de Grenoble, 2011. Français. NNT : 2011GRENU016 . tel-00597269

HAL Id: tel-00597269

<https://theses.hal.science/tel-00597269>

Submitted on 31 May 2011

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, de l'Univers et de l'Environnement**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Ali MIKAEL

Thèse dirigée par **Philippe GUEGUEN** et
codirigée par **Pierre-Yves BARD**

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

Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : Approche expérimentale

Thèse soutenue publiquement le **14 mars 2011**,
devant le jury composé de :

M. Laurent BAILLET

Professeur, UJF/ISTerre, Président

Mme. Catherine BERGE-THIERRY

Ingénieur CEA, CEA, Examinatrice

M. Panagiotis KOTRONIS

Professeur, Ecole Centrale de Nantes, Examineur

M. Claude BOUTIN

Directeur de Recherche, ENTPE, Rapporteur

M. Jean-François SEMBLAT

Directeur de Recherche, IFSTTAR, Rapporteur

M. Philippe GUEGUEN

Chargé de Recherche, IFSTTAR/ISTerre, Membre

M. Pierre-Yves BARD

Ingénieur Général des Ponts des Chaussées, IFSTTAR/ISTerre, Membre



Remerciements

J'aimerais remercier tous ceux qui m'ont aidé à mener ce travail de thèse au cours de ces trois ans et demi.

D'abord, Je voudrais remercier les membres du jury de thèse, Laurent Baillet, Catherine Berge-Thierry, Claude Boutin, Panagiotis Kotronis et Jean-François Semblat d'avoir accepté d'évaluer ce travail, ainsi que pour leurs précieuses remarques.

Je tiens à remercier particulièrement mes encadrants, Pierre-Yves Bard et Philippe Guéguen, pour leur temps, leurs contributions, leur patience et tout ce qu'ils ont fait pour assurer l'aboutissement de ce travail.

Je voudrais aussi remercier Philippe Roux pour ces idées et sa participation active au début de la thèse.

Un grand merci à Mickael Langlais, Franck Grimaud et Catherine Péquignat du réseau RAP qui ont assuré l'instrumentation des bâtiments étudiés et la disponibilité des données.

Je n'oublie pas les étudiants qui ont contribué avec leur soutien technique et scientifique. Merci à Clotaire Michel, Pierre Gouédard et Matthieu Perrault.

L'ambiance familiale et amicale au LGIT (ISTerre) et à Grenoble m'a beaucoup aidé à surmonter le fait que je suis loin de ma famille. Je remercie Ulrich, Céline, Clara, Diane, Virginie, Manuel, Aurélien, Gwénaëlle, Florence, Lucille, Bérénice, Guyaume, Seiji, Mathieu, Thomas, Yann, Nicolas, Gideon, Joanna, Nadja. Je les remercie surtout pour leur bon accueil, leur présence et leur soutien dans les périodes difficiles.

Enfin, je dédie ce manuscrit à mes parents, mes frères et sœurs et à Youssef et Nesreen.

Résumé

La connaissance et la caractérisation du bâti existant est une problématique attirant l'intérêt de nombreuses activités depuis quelques années. L'utilisation des vibrations ambiantes permet de connaître facilement les paramètres dynamiques élastiques de la structure, que sont les fréquences de vibration, les amortissements et les modes de déformations. La fréquence de vibration étant facilement observable par le calcul de la transformée de Fourier d'un enregistrement au sommet de la structure, l'amortissement quant à lui reste un des paramètres les moins bien connus et son origine physique reste imprécise.

Dans cette étude, nous essayerons de mesurer la fréquence et l'amortissement sur plusieurs bâtiments, d'évaluer la stabilité et la précision des mesures effectuées, en particulier afin de connaître jusqu'à quelle précision on peut relier des variations des paramètres modaux à des variations des propriétés physiques. Nous analyserons les variations observées pour des périodes variant de 1 mois à plus de 1 an. Ces études continues sur au moins un mois permettront de mettre en évidence les variations réversibles des paramètres dynamiques de la structure, et de les mettre en relation avec des forçages externes.

On observe des variations journalières sur la fréquence et l'amortissement dans tous les bâtiments étudiés. La relation entre ces variations, et d'autres variations observées à plus long terme, avec la température diffère d'un bâtiment à l'autre. La relation entre fréquence et amortissement et l'effet de l'Interaction Sol-Structure ont été étudiés.

Mots clés vibrations ambiantes, fréquence, amortissement, déformée modale, bâtiment, variations, température, Interaction Sol-Structure, endommagement.

Abstract

The knowledge and characterization of existing buildings is an issue that attracts the interest of many activities in recent years. The use of ambient vibrations allows an easy identification of the dynamic parameters of elastic structure, such as vibration frequencies, damping and mode shapes. The vibration frequency is easily observable through Fourier Transform of a recording at the top of the structure. As for the damping, it remains the least known and its physical origin remains unclear.

In this study, we try to measure the frequency and damping over several buildings, to assess the stability and accuracy of measurements, especially in order to know precisely how far one can relate changes in modal parameters to changes in physical properties. We analyze the variations observed on studied buildings for periods varying from 1 month up to more than 1 year. These ongoing studies on at least one month will highlight the reversible changes of dynamic parameters of the structure, and put them in relation to external forcing.

We observe diurnal variations on the frequency and damping in all the studied buildings. The relationship between these variations and other variations of a longer term, with the temperature differs from one building to another. The relationship between frequency and damping and the effect of Soil-Structure Interaction were studied.

Table des matières

Remerciements	i
Résumé	iii
Abstract	v
Table des matières	vii
Introduction	1
1 Fréquence et Amortissement : Revue	5
1.1 Amortissement : Origine Physique et Modélisation	6
1.2 Amortissement et fréquence : Détection d'endommagement	11
2 Méthodologie	17
2.1 Rappel de Dynamique des Structures	18
2.1.1 Équation du mouvement : vibrations libres	18
2.1.2 Solution de l'équation du mouvement : vibrations libres	19
2.1.3 Équation et solution : vibrations forcées	21
2.1.4 Équation et solution : Poutre en flexion	26
2.1.5 Équation et solution : Poutre en cisaillement	29
2.2 Décrément Aléatoire	31
2.2.1 Estimation de fréquence et amortissement par régression linéaire	33
2.2.2 Estimation de fréquence et amortissement par régression non-linéaire	37
2.3 Méthode de la Demi-largeur	39
3 Fréquence et Amortissement : Comparaison Entre Deux Tours Jumelles	45
3.1 Description des tours étudiées	46
3.2 Suivi temporel du premier mode propre	49
3.2.1 Fréquence	49
3.2.2 Amortissement	53
3.2.3 Comparaison avec les Conditions Climatiques	55
3.3 Conclusions	59
4 Variations Temporelles des Modes de Comportement d'un Bâtiment : Application à l'Hôtel de Ville de Grenoble	61
4.1 Description et instrumentation du bâtiment	62

4.1.1	Description et comportement du bâtiment	62
4.1.2	Instrumentation	65
4.2	Synchronisation des données	66
4.2.1	Nature du problème	67
4.2.2	Correction du déphasage	68
4.2.3	Correction par interpolation linéaire	69
4.3	Étude des mouvements structuraux	71
4.3.1	Méthodes de mesure de fréquence et amortissement : comparaison	72
4.3.2	Mouvement global	75
4.3.3	Torsion	79
4.3.4	Flexion apparente, Drift pur et rocking	80
4.3.5	Interaction Sol-Structure	83
4.3.6	Modélisation	88
4.4	Comparaison avec les conditions climatiques	93
4.5	Conclusions	101
5	Suivi des Paramètres Modaux d'un Bâtiment : Application au Bâtiment d'Ophite, Lourdes	103
5.1	Description et instrumentation du bâtiment	104
5.2	Étude des mouvements structuraux	110
5.2.1	Identification des modes de vibration	110
5.2.2	Mouvement horizontal global	112
5.2.3	Torsion	123
5.2.4	Flexion apparente et Drift	125
5.2.5	Comparaison avec la température ambiante	128
5.3	Analyse Modale	131
5.4	Conclusions	135
	Conclusions et perspectives	137
	Bibliographie	148

Introduction

La connaissance et la caractérisation du bâti existant est une problématique attirant l'intérêt de nombreuses activités depuis quelques années. En effet, on constate qu'avec l'amélioration des codes de constructions, la qualité du bâti neuf s'améliore. Dans la plupart des cas, lorsque ces règles de l'art sont respectées, les structures sont saines et se comportent conformément aux attentes. Les craintes et les difficultés se reportent ainsi sur le bâti existant, qui la plupart du temps a une conception défectueuse ou une conception qui date de tant d'années qu'il est parfois difficile de connaître les principes mécaniques à l'origine de leur conception, ou qui peut ne plus répondre aux attentes actuelles de la société.

Dans le domaine sismique, ces constructions existantes posent un problème de sécurité publique en zone sismique. A part la Suisse, au travers des recommandations publiées par l'OFEG (2005)¹ pour la gestion du bâti existant, aucun pays à notre connaissance ne possède des réglementations afin d'améliorer la qualité sismique de ce bâti. Pourtant, ce bâti est vulnérable et de nombreux exemples récents tels que le séisme de l'Aquila, d'Haiti ou du Sichuan, ont confirmé que sa mauvaise tenue était à l'origine de la plupart des victimes. Il ne faut pas oublier que ce ne sont pas les séismes qui tuent mais les dégâts aux constructions et leur effondrement en un temps très court. Savoir comment ces structures se comportent ou se comporteraient en cas de séisme est un enjeu important en matière de prévention et de réduction du risque sismique. Leur ancienneté, et par conséquent le manque d'informations descriptives, est un obstacle à leur étude. C'est pourquoi des initiatives ont été menées depuis plusieurs décennies afin de caractériser leur comportement dynamique.

Parmi celles-ci, l'utilisation des vibrations ambiantes a trouvé un intérêt parmi les ingénieurs sismiques. En effet, elles permettent de connaître facilement les paramètres dynamiques élastiques de la structure, première étape à toute stratégie de modélisation ou de renforcement. Ces paramètres, que l'on appelle paramètres modaux, sont les fréquences de vibration, les amortissements et les modes de déformations.

Tandis que les deux derniers nécessitent des techniques de traitement et d'acquisition plus sophistiquées, les fréquences de vibration sont facilement observables par le calcul de la transformée de Fourier d'un enregistrement au sommet de la structure. Cette fréquence, puisque dépendante des matériaux, de la rigidité et de la géométrie de la structure, est un paramètre important. On connaît également plusieurs exemples montrant clairement

1. OFEG (2005). Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants : Concept et directive pour l'étape 1 (2ème édition), Directives de l'OFEG (Office Fédéral des Eaux et de la Géologie)

que cette fréquence est sensible à l'endommagement ou à la non-linéarité de la structure (Trifunac (1972), Mucciarelli *et al.* (2004), Dunand *et al.* (2006), Clinton *et al.* (2006)), traduisant la modification de ces propriétés.

Les déformées modales, même si une technicité plus importante est nécessaire, restent aisément accessibles par vibrations ambiantes. Plusieurs techniques sont possibles, basées sur les techniques de traitement du signal (Brincker *et al.* (2001), Hans (2002), Michel *et al.* (2008), etc...). Ces modes caractérisent finalement la façon qu'aura la structure de se déformer sous sollicitations sismiques. Eux aussi vont être sensibles aux variations des propriétés de la structure, comme l'endommagement sismique, et notamment la localisation des zones d'endommagement.

L'amortissement quant à lui reste un des paramètres les moins bien connus. Même si on sait qu'il représente la dissipation de l'énergie de vibration d'une structure, son origine physique reste imprécise. Son estimation aussi, sachant que les quelques méthodes existantes permettent une estimation qui dans tous les cas reste en dessous des valeurs conventionnelles ((Dunand, 2005) par exemple). En effet, l'amortissement, un paramètre contrôlant la réponse sismique, est généralement pris égal à 5 % pour les spectres de réponse réglementaires tandis que l'expérience montre que dans les structures existantes, les valeurs mesurées sont plutôt autour de 1 % pour les bâtiments élevés (10 étages et plus).

Caractériser les paramètres modaux des structures existantes est ainsi un enjeu important. Une autre application concerne le suivi de l'intégrité des structures. Ce domaine devient de plus en plus attractif, en particulier du fait que de nombreuses infrastructures arrivent en fin de vie. Pouvoir évaluer leur état et leur vieillissement est indispensable. La surveillance de la santé structurelle (ou Structural Health Monitoring, SHM) s'appuie sur l'analyse des signatures vibratoires des systèmes. Bien qu'il existe de nombreuses techniques et d'approches dans l'évaluation non destructive et de l'évaluation de l'état des systèmes structuraux, elles peuvent toutes être classées en tant que méthodes locales ou globales. La première catégorie comprend des méthodes destinées à fournir des informations sur une région relativement petite du système analysé en utilisant des mesures locales, tandis que la seconde catégorie utilise les mesures à partir d'un ensemble de capteurs dispersés dans la structure pour obtenir des informations globales sur l'état du système. De toute évidence, les deux approches sont complémentaires les unes des autres, et le choix optimal de la méthode dépend fortement de la nature du problème et de la configuration des réseaux de capteurs utilisés. L'un des principaux moteurs de l'intérêt croissant et des moyens disponibles dans le domaine de la SHM des systèmes du génie civil est la plus grande disponibilité des réseaux de capteurs qui ont le potentiel de collecter de grandes quantités de données qu'il n'était pas possible d'acquérir jusqu'à récemment.

La performance des chaînes d'acquisition et des logiciels de traitement permet maintenant de détecter des variations physiques infimes, traduisant le changement de certaines propriétés physiques de la structure. Cependant, avant d'utiliser la signature vibratoire d'une structure à des fins de surveillance, la variabilité statistique associée doit être comprise. Il existe de nombreuses sources autres que les dommages qui peuvent causer des variations dans les caractéristiques dynamiques d'une structure, telles que la non-linéarité dans le système, les variations de température, l'absorption d'humidité, les interactions

structure-sol, des non-stationnarités dans le système observé, et dans le bruit mesuré. Il y a actuellement peu d'études disponibles qui traitent de la variabilité statistique due à une erreur de modélisation des paramètres de vibration des structures en raison des effets environnementaux ou des erreurs aléatoires liées à la mesure et au traitement du signal (Farrar *et al.* (1997), Sohn *et al.* (1999), Peeters & De Roeck (2001), Clinton *et al.* (2006)). La principale raison de cette situation semble être le manque de disponibilité des données, dans des conditions réelles de terrain, et ainsi, sans doute, qu'une certaine réticence culturelle.

Dans cette étude, nous essayerons de mesurer la fréquence et l'amortissement sur plusieurs bâtiments, d'évaluer la stabilité et la précision des mesures effectuées, en particulier afin de connaître jusqu'à quelle précision on peut relier des variations des paramètres modaux à des variations des propriétés physiques. Nous analyserons les variations observées pour des périodes variant de 1 mois à plus de 1 an. Ces études continues sur au moins un mois permettront de mettre en évidence les variations réversibles des paramètres dynamiques de la structure, et de les mettre en relation avec des forçages externes.

Dans le **premier chapitre**, nous présentons brièvement la notion de bruit de fond sismique, puis nous proposons un bref rappel bibliographique sur l'amortissement, sa modélisation et son origine physique. Nous rappelons également les connaissances actuelles sur la fréquence et l'amortissement utilisés comme indicateur d'endommagement dans les structures.

Dans le **deuxième chapitre**, nous présentons un bref rappel de la dynamique des structures concernant les cas abordés dans ce mémoire. Ensuite nous étudierons la stabilité et la précision des méthodes de mesure de la fréquence et de l'amortissement à partir des enregistrements de vibrations ambiantes.

Le **troisième chapitre** présente une application sur deux des trois tours les plus hautes de Grenoble, Belledonne et Montblanc, de 28 étages chacune. Nous avons effectué des mesures de fréquence et d'amortissement continues pendant un mois afin de comparer les valeurs obtenues pour chacune des tours, ainsi que pour comparer les variations de fréquence et d'amortissement avec les conditions climatiques.

Le **quatrième chapitre** présente une étude des modes de vibration de la tour de l'Hôtel de ville de Grenoble de 52 m de hauteur. Outre l'effet de la température ambiante, l'interaction sol-structure a été étudiée. Les résultats seront comparés avec un modèle simple à un degré de liberté prenant en compte l'effet de l'interaction sol-structure.

Le **cinquième chapitre** concerne une application sur le bâtiment de l'Ophite à Lourdes, instrumenté d'accéléromètres sur plusieurs niveaux. Cette installation permettra non seulement d'étudier les modes de comportement du bâtiment, mais aussi sa déformée modale et la torsion à un niveau intermédiaire.

Le dernier chapitre propose une synthèse des résultats ainsi obtenus, les phénomènes qu'ils mettent en évidence, et les questions qu'ils soulèvent, et propose donc quelques perspectives de développement futur.

Chapitre 1

Fréquence et Amortissement : Revue

Les vibrations ambiantes, appelées aussi bruit de fond sismique, sont des vibrations provenant de différentes sources, telles que la marée, les vagues des mers et des océans, le vent, les machines industrielles, les voitures, les trains, l'activité humaine, etc. On peut trouver une revue sur les vibrations ambiantes dans [Bonnetoy-Claudet *et al.* \(2006\)](#). La gamme de fréquence que contiennent ces vibrations peut être classée en fonction des sources : les fréquences inférieures à 0.2 Hz sont d'origine naturelle, alors que celles supérieures à 1 Hz sont essentiellement d'origine urbaine. Leurs variations journalières et hebdomadaires sont corrélées avec l'activité humaine ([Bonnetoy-Claudet, 2004](#)), avec une baisse d'amplitude la nuit, les fins de semaine et les congés (Fig 1.1)

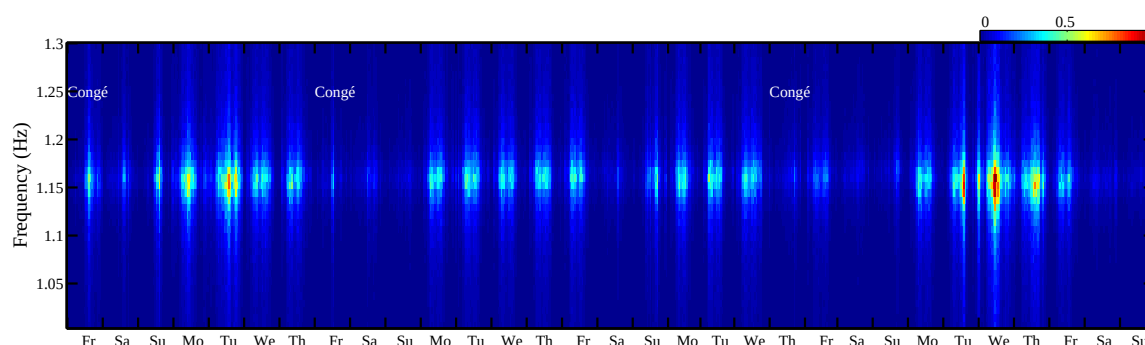


Figure 1.1 – Aspect journalier du bruit de fond au sommet de Hôtel de Ville de Grenoble, en mai 2009, composante longitudinale

Les vibrations ambiantes sont utilisées pour l'identification des structures de génie civil depuis les années 30 en Californie. [Carder \(1936\)](#) réalisa un grand nombre de mesures dans les bâtiments californiens et proposa ensuite une relation entre hauteur et période de vibration des bâtiments, relation encore utilisée dans les codes de génie parasismique américains. Cette utilisation s'est intensifiée à partir des années 70. [Ivanovic *et al.* \(2000\)](#) résument les tests réalisés sur des structures de génie civil. En France, on peut citer notamment les travaux récents de C. Michel ([Michel *et al.* \(2008\)](#), [Michel *et al.* \(2010a\)](#)), d'autres de [Farsi \(1996\)](#), [Boutin *et al.* \(1999\)](#) et [Dunand \(2005\)](#), ayant pour but d'utiliser ces mesures pour analyser la vulnérabilité des bâtiments existants.

En général, plusieurs aspects sont abordés dès lors que l'on teste des structures sous vibrations ambiantes. Tout d'abord, on analyse les fréquences de vibration obtenues en relation avec la géométrie, la hauteur et les matériaux de construction de la structure (Michel *et al.* (2010b), Farsi & Bard (2004)). Ensuite, on essaye de caractériser les paramètres modaux de la structure qui, outre la fréquence, sont l'amortissement (Dunand, 2005) et les formes modales (Michel *et al.*, 2008). Enfin, ces tests sont menés afin de quantifier un changement dans la structure, que ce soit après des travaux, après un séisme ou bien afin de réaliser le suivi temporel de ces paramètres modaux au cours du temps. Cette dernière approche, nommée le suivi de l'intégrité structurale (ou Structural Health Monitoring) a un regain d'intérêt depuis quelques années. Les variations mesurées sont observées mais la signification physique de ces variations doit être analysée.

1.1 Amortissement : Origine Physique et Modélisation

Dunand (2005) a étudié l'amortissement en faisant des mesures d'amortissement et de fréquence sur plusieurs bâtiments à Grenoble et à Nice, et en comparant les résultats à ceux d'un modèle théorique prenant en compte l'Interaction Sol-Structure. Il observe en particulier une relation entre la fréquence et l'amortissement qu'il relie à l'Interaction Sol-Structure, avec un amortissement radiatif. Alors que le modèle théorique indiquait une dépendance entre l'amortissement et la fréquence pour des sols mous, Dunand l'observe également quelles que soient les conditions du sol de fondation.

L'origine de l'amortissement mesuré sous vibrations ambiantes reste incertaine. Pourtant, dans l'étape du dimensionnement des bâtiments de génie civil, et contrairement à la masse et à la rigidité, le niveau d'amortissement à prévoir reste une tâche compliquée, puisqu'il varie avec l'amplitude de la sollicitation et dépend de plusieurs mécanismes méconnus (Jeary, 1986). Sa prise en compte par des modèles théoriques, et souvent simplifiés, a été abordée dès les années 30. Jacobsen (1930) a d'abord identifié trois types d'amortissement dans les structures :

- A. le frottement constant qui se produit dans presque toutes les structures mécaniques, appelé aussi l'amortissement de Coulomb ;
- B. le frottement visqueux qui est proportionnelle à la vitesse du mouvement ;
- C. le frottement proportionnel à la n ième puissance de la vitesse du mouvement et que l'on retrouve dans les systèmes hydrauliques.

Il a ensuite introduit une approximation qui regroupe tous les types d'amortissement en un seul terme appelé **l'amortissement visqueux équivalent**, pour résoudre le système à un degré de liberté soumis à une sollicitation harmonique externe. La solution approximative proposée dépend, en plus de la vitesse du mouvement, de la fréquence ω et de l'amplitude X de la sollicitation.

Le cas (C) représente le cas général, où la force d'amortissement F_d s'écrit comme suit :

$$F_{dn} = c_n \left(\frac{dx}{dt} \right)^n$$

où c_n est le coefficient d'amortissement

n est la puissance de la vitesse du mouvement $\frac{dx}{dt}$

Le principe consiste à remplacer la force F_{dn} par la force F_{d1} proportionnelle à la vitesse du mouvement :

$$F_{d1} = c_1 \frac{dx}{dt}$$

où c_1 est le coefficient d'amortissement visqueux équivalent qui s'exprime par la formule :

$$c_1 = c_n \frac{2}{\sqrt{\pi}} \frac{\Gamma\left(\frac{n+2}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n+3}{2}\right)} X^{n-1} \omega^{n-1} \quad (1.1)$$

où Γ est la fonction Gamma, une fonction spéciale :

$$\Gamma(n) = \int_0^{\infty} t^{n-1} e^{-t} dt \quad (1.2)$$

L'amortissement de Coulomb correspond à $n = 0$ pour lequel le coefficient d'amortissement équivalent devient :

$$c_1 = \frac{4c_0}{\pi X \omega}$$

Pour l'amortissement quadratique, correspondant à $n = 2$, le coefficient d'amortissement équivalent devient :

$$c_1 = \frac{8c_2 X \omega}{3\pi}$$

La figure (1.2) illustre la forme sinusoïdale de la force d'amortissement visqueux en fonction du temps et de la puissance n de la vitesse.

Cet amortissement est en effet le rapport entre l'énergie dissipée et l'énergie emmagasinée par cycle, soit :

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\text{Energie dissipée par cycle } (\Delta E)}{\text{Energie potentielle emmagasinée par cycle } (E)} \quad (1.3)$$

L'amortissement matériel contribue avec la friction de Coulomb et l'interaction Sol-Structure à l'amortissement global de la structure. [Crandall \(1970\)](#) discute la nature et les mécanismes de l'amortissement matériel et la dépendance de la fréquence et de l'amplitude

$$\frac{1}{Q} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta E}{E} = 2\xi \quad (1.4)$$

Le fait que l'amortissement dépend de l'amplitude de la sollicitation et de la fréquence du bâtiment a été largement étudié (Hart & Vasudevan (1975), Jeary (1986), Tamura *et al.* (1994), Tamura & Suganuma (1996), Li *et al.* (2000), Satake *et al.* (2003), Lago-marsino (1993), Dunand (2005), Clinton *et al.* (2006)). L'amortissement décroissant avec l'amplitude et croissant avec la fréquence a été observé dans toutes les études. Satake *et al.* (2003) ont étudié une large gamme de bâtiments au Japon comprenant plusieurs types de construction et de fondation. La figure (1.4) montre que pour le premier mode de vibration, l'amortissement augmente avec la fréquence quel que soit le type de construction.

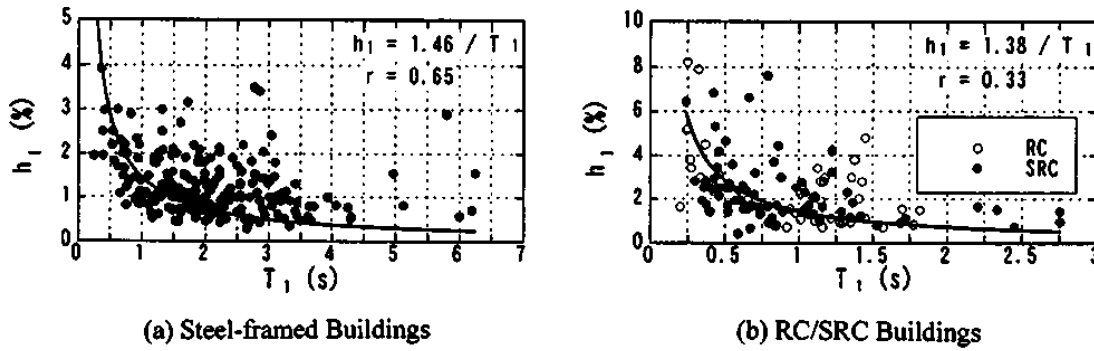


Figure 1.4 – L'amortissement en fonction de la période de vibration : construction en acier (à gauche), construction en béton armé et mixte acier béton armé (à droite) (Satake *et al.*, 2003)

Jeary (1986) a proposé une première expression de l'amortissement dépendant de l'amplitude de sollicitation, applicable aux bâtiments de grande hauteur à l'étape du dimensionnement :

$$\xi_j = \xi_{0j} + \xi_{Ij} \frac{[x_H]}{H} \quad (1.5)$$

où :

ξ_j est l'amortissement du mode j à prendre en compte pour l'amplitude x_H

ξ_{0j} est l'amortissement à basse amplitude, et vue sa corrélation avec la fréquence du mode f_0 , Jeary propose la formule empirique suivante :

$$\xi_{0j} = f_0 = \frac{46}{H}$$

ξ_{Ij} est le taux de croissance d'amortissement avec l'amplitude :

$$\log_{10} \xi_{Ij} = \frac{\sqrt{D}}{2}$$

H est la hauteur du bâtiment ;

D est la dimension du bâtiment dans le sens du mouvement.

Ce modèle donne des valeurs d'amortissement différentes de la réalité en cas de forte présence d'Interaction sol-structure. **Lagomarsino (1993)** a proposé une expression d'un amortissement dépendant uniquement de la fréquence :

$$\xi_{la}(\%) = \frac{0.72}{f_0} + 0.70f_0 \quad (1.6)$$

Dunand (2005) a montré qu'il surestimait l'amortissement pour les basses fréquences ($< 1 \text{ Hz}$) et sous-estimait l'amortissement pour les hautes fréquences ($> 4 \text{ Hz}$) (Fig. 1.5). **Satake et al. (2003)** ont également proposé une expression d'amortissement dépendant à la fois de l'amplitude de sollicitation et de la fréquence propre f_0 du bâtiment :

$$\xi_{sa}(\%) = 1.4f_0 + 47000 \frac{x}{H} - 0.18 \quad (1.7)$$

Cette relation est applicable pour des rapports entre l'amplitude en haut du bâtiment x et sa hauteur H : $(\frac{x}{H})$ inférieurs à 2×10^{-5} avec $10 \text{ m} \leq H \leq 130 \text{ m}$. Cette relation est à comparer avec celle de **Dunand (2005)** qui ne prend pas en compte l'amplitude de la sollicitation des vibrations ambiantes utilisées pour la mesure de fréquence et d'amortissement, soit :

$$\xi_{est} = e^{-0.22+0.42f_0} \quad (1.8)$$

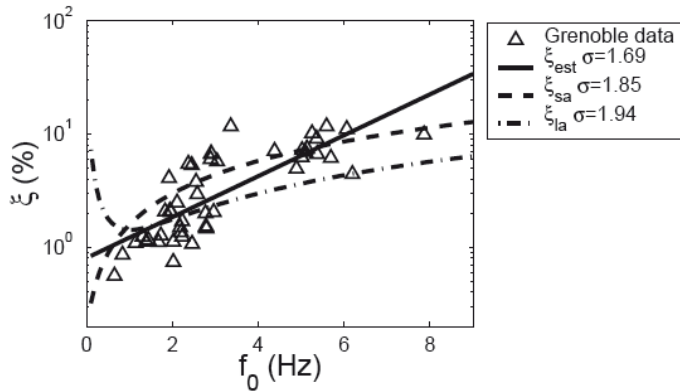


Figure 1.5 – L'amortissement en fonction de la fréquence pour des bâtiments à Grenoble. Comparaison avec l'expression de Satake ξ_{sa} et celles de Lagomarsino ξ_{la} et Dunand ξ_{est} . (**Dunand, 2005**)

Jeary (1997) explique l'origine de l'amortissement dans les structures de génie civil par la mobilisation des imperfections des matériaux de construction. Ce sont les imperfections structurelles les plus grandes qui seront mobilisée avec les petites amplitudes de sollicitation, ce qui donne un amortissement dit à une amplitude nulle (zero amplitude damping). C'est lorsque la sollicitation excite les petites imperfections matérielles, que l'amortissement entre dans la phase de non-linéarité, pour atteindre ensuite un niveau constant lorsque toutes les imperfections sont mobilisées. Ce type d'amortissement est intrinsèque à la structure. Il existe d'autres types de déperdition d'énergie, tels que la diffraction interne similaire à ce qui se passe avec les ondes sismiques se propageant dans

la croûte terrestre, (Dunand, 2005), la radiation d'ondes et l'effet de l'interaction sol-structure significative sur l'amortissement des structures reposant sur des sols peu rigides (Guéguen (2000), Wolf (1994)). Pour les structures de grande hauteur, l'amortissement aérodynamique contribue également à l'amortissement global (Solarì (1996), Tamura & Suganuma (1996), Marukawa *et al.* (1996))

1.2 Amortissement et fréquence : Détection d'endommagement

Les changements des paramètres modaux, c'est-à-dire la fréquence, l'amortissement et les déformées modales, sont de plus en plus étudiés, car ils sont considérés comme des indicateurs d'endommagement ou des variations des caractéristiques de la structure. Salawu (1997) revient sur les méthodes du suivi des changements de fréquence utilisées pour évaluer l'état de la structure. Il recommande celles qui ne requièrent pas de modèles théoriques préalables d'endommagement, car cela peut introduire des incertitudes aux résultats des mesures. Il rappelle que le suivi des variations de fréquence uniquement n'est pas suffisant pour l'identification et surtout pour la localisation d'endommagement, parce que des fissures ayant la même longueur et pas le même emplacement peuvent causer le même changement de fréquence.

Récemment, (Clinton *et al.*, 2006) résument les changements des fréquences fondamentales Est-ouest et Nord-sud de Millikan Library en Californie depuis sa construction en 1967 (Fig 1.6), mettant en évidence des chutes de fréquence dues aux événements sismiques plus ou moins forts. Une baisse permanente des fréquences (21.4 % sur la composante Est-ouest et 12.1 % sur la composante Nord-sud) indique la perte en rigidité de la structure.

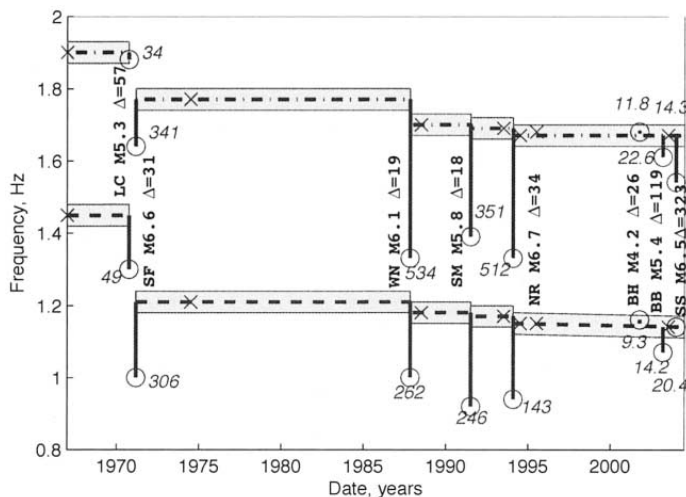


Figure 1.6 – Fréquences fondamentales Est-ouest (tirets) et Nord-sud (tirets pointillés) de Millikan Library, Californie, entre 1967 et 2004. Les mesures de fréquences pendant les événements sismiques sont en cercles avec les pics en accélération au niveau du dernier étage. Source : Clinton *et al.* (2006)

Le retour à une fréquence présismique peut être partiel ou total et prendre plus ou moins longtemps en fonction de l'événement sismique. Ce retour pourrait prendre des semaines voire des mois pour des événements majeurs comme le séisme de San Fernando ($M = 6.6$, 9/2/1971) (Udwadia & Trifunac, 1973), à quelques minutes pour un séisme

moins fort comme Big Bear ($M = 5.4$, 22/2/2003) (Clinton *et al.*, 2006) sur le même bâtiment de Millikan Library. Michel & Guéguen (2010) ont étudié la variation de la fréquence fondamentale de Millikan pendant le séisme de San Fernando avec la méthode de réallocation pseudo-Wigner-Ville (Fig. 1.7).

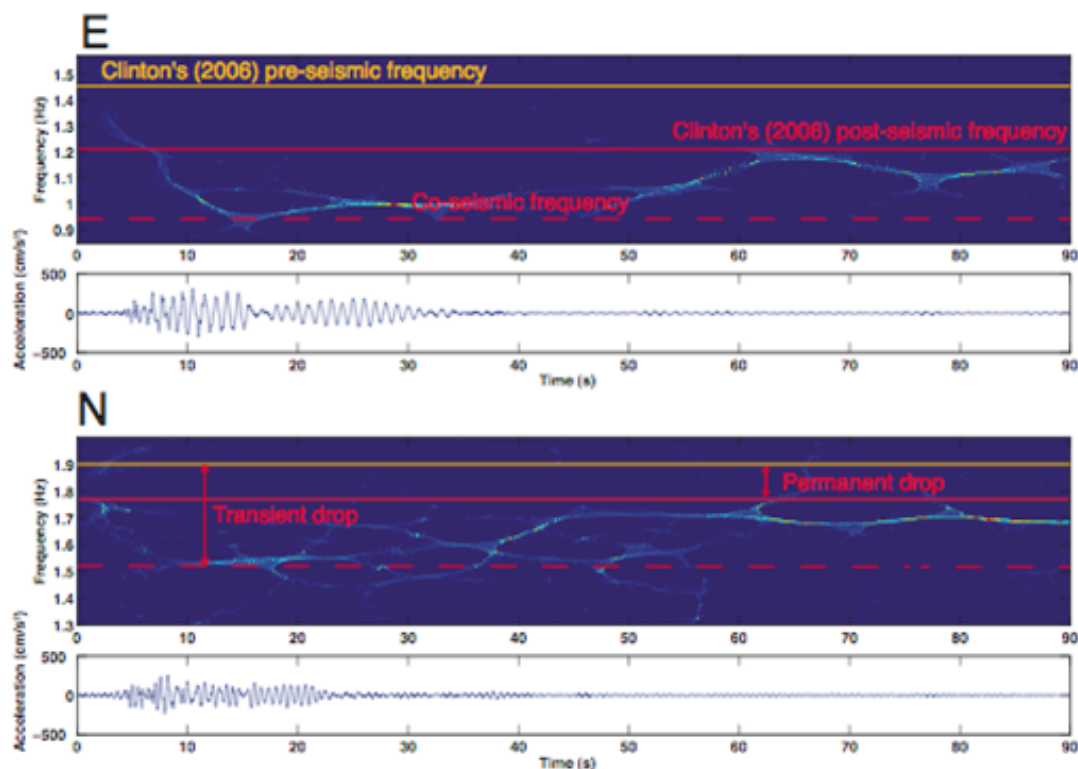


Figure 1.7 – Signaux et spectrogrammes (par réallocation pseudo-Wigner-Ville) du séisme de San Fernando, enregistrés en haut de Millikan Library : Composante Est-ouest (haut), Composante Nord-sud (bas). Source : Michel & Guéguen (2010)

La fréquence Est-ouest chute de 1.45 Hz préalable au séisme à un minimum de 0.94 Hz, 5 secondes après le pic d'accélération, et retourne à la fréquence postsismique de 1.15 Hz. Michel & Guéguen (2010) constatent cependant une légère baisse de fréquence après 70 secondes, alors que le maximum de déplacement avait été atteint. Ils attribuent cette baisse à la source sismique plutôt qu'à la baisse de rigidité de la structure.

La figure (1.6) ne prend pas en compte les variations dues aux conditions climatiques, elles sont considérées uniquement dans la barre d'erreur de ± 0.03 Hz. Mais Clinton *et al.* (2006) ont notamment observé qu'une précipitation intense de pluie a augmenté la fréquence fondamentale Est-ouest et la fréquence de torsion de l'ordre de 3% pendant quelques heures. Le retour à la fréquence précédant la pluie prenait une semaine. Cela peut être expliqué par la saturation du sol et aussi le gonflement du sol qui exerce une pression sur les fondations réduisant ainsi le mouvement du basculement et le mouvement de translation. Concernant la structure elle même, la pluie mouille le béton et le gonfle, ce qui presse sur les joints des fenêtres et rend la structure encore plus rigide. Clinton a aussi étudié l'effet du vent, et trouve qu'avec les fortes rafales de vent, la fréquence chute de 3%

et cela sans avoir de la pluie (Fig. 1.8). L'effet de la température a été uniquement lié aux variations journalières, plus significatives, en été atteignant jusqu'à 3 %. La possibilité de variations saisonnières liées à la température a été écartée.

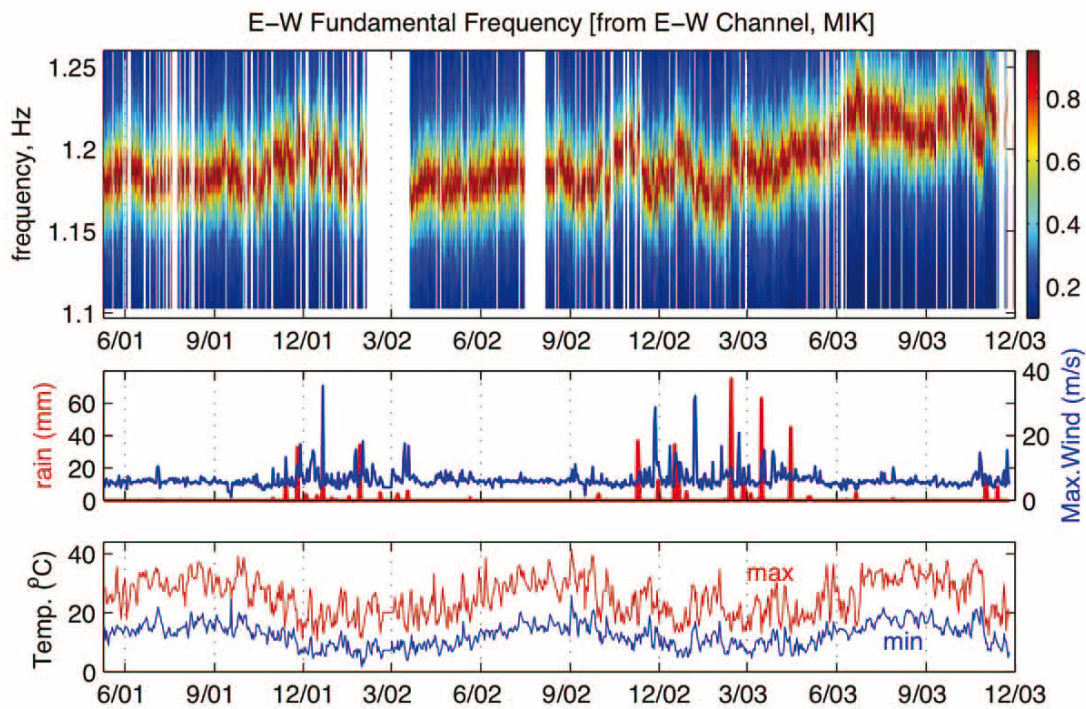


Figure 1.8 – Spectrogramme de la fréquence fondamentale Est-ouest de Millikan Library, Californie, sur 2.5 ans d'enregistrement de bruit de fond. Comparaison avec la température, le vent et la pluie. Source : Clinton *et al.* (2006)

Pour expliquer cette croissance de fréquence due à la pluie, Todorovska & Al Rjoub (2009) proposent un modèle théorique basé sur les principes de la poroélasticité. L'étude montre que la rigidité et l'amortissement horizontal et vertical sont influencés par la teneur en eau, surtout lorsque les fondations sont imperméables. Pour les basses fréquences, la rigidité des fondations est plus grande avec le sol saturé et inversement avec les hautes fréquences. Concernant la fréquence apparente, elle augmente avec la teneur en eau, encore plus avec une fondation imperméable.

Les méthodes d'évaluation d'endommagement ne prennent pas en compte l'effet de l'environnement, et les études quantitatives entre les changements de paramètres dynamiques et les différents facteurs environnementaux sont rares. Yuen & Kuok (2010) proposent un modèle pour quantifier la part de la température et de l'humidité dans les variations de la fréquence. Les enregistrements de vibrations et de température ont été effectués pendant un an et durant la nuit pour exclure les variations journalières.

Les variations de fréquence allant jusqu'à 5% ne signifient pas forcément la présence d'endommagement dans la structure (Creed, 1987). Ce niveau de variations peut être ramené aux conditions climatiques, comme la température et l'humidité. Wahab & De Roeck (1997) ont montré qu'un changement de température de l'ordre de 15 °C peut causer des

changements de fréquence entre 4 et 5%. [Farrar et al. \(1997\)](#) et [Sohn et al. \(1999\)](#) ont étudié le pont Alamosa Canyon, Nouveau-Mexique. Ils reportent une variation de fréquence d'environ 5% sur 24 heures.

Avant d'utiliser les fréquences observées comme indicateur d'endommagement structural, la part de l'interaction sol-structure est aussi à quantifier. [Trifunac et al. \(2001a\)](#) rappelle que la chute de fréquence observée au cours des séismes ne peut pas seulement être due à l'endommagement dans la structure elle-même. Elle est aussi influencée par l'interaction sol-structure et la non-linéarité du sol. Sur les 12 événements étudiés et des tests de vibrations ambiantes, la fréquence du système a varié de la plus haute, avec les vibrations ambiantes, à la plus basse, avec les événements sismiques, avec un facteur de 2,2 à 3,5. Ces variations dépendent de l'amplitude de sollicitation et diffèrent d'un séisme à l'autre. Cependant, [Gandomzadeh \(2011\)](#) a récemment montré sur des modèles numériques que l'effet de la non linéarité des sols dans l'Interaction Sol-Structure augmentait essentiellement dissipation (amortissement) de l'énergie, tandis que la variation des fréquences apparaissait comme un indicateur non fiable pour quantifier l'Interaction Sol-Structure non linéaire.

[Luco et al. \(1986\)](#), [Trifunac et al. \(2001a\)](#), [Trifunac et al. \(2001b\)](#), [Guéguen & Bard \(2005\)](#), [Todorovska \(2009a\)](#) et [Todorovska \(2009b\)](#) font la distinction entre la fréquence du système sol-structure ou f_{sys} , estimée par les méthodes classiques de l'analyse de Fourier, la fréquence à base fixe f_1 qui concerne uniquement la structure, la fréquence horizontale des fondations f_H et finalement la fréquence du rocking (basculement) du corps rigide f_R qui concerne la part du sol dans la réponse du système. L'utilisation de la fréquence apparente pour évaluer l'endommagement conduit à sous-estimer la rigidité de la structure. Seulement la fréquence à base fixe f_1 peut être un indicateur fiable de l'état de la structure.

La fréquence à base fixe f_1 suppose qu'une structure repose sur un sol infiniment rigide. Par contre, la fréquence du rocking f_R correspond à une structure infiniment rigide reposant sur un sol flexible. En réalité, on ne retrouve pas ces cas extrêmes ([Trifunac et al., 2001a](#)).

Dans une structure avec Interaction Sol-Structure, le déplacement global X au sommet comprend trois composantes :

- X_0 : la translation des fondations avec une raideur k_H ;
- X_1 : l'effet d'inertie de la structure à base fixe avec une raideur k_1 ;
- $\phi \times h$ rocking (basculement) de la fondation avec une raideur k_R et h étant la hauteur de la structure.

Puisque le déplacement total X est égal à la somme des trois composantes, soit $X = X_0 + X_1 + \phi \times h$, et selon la loi de Hooke : $P = -k \times x$, la raideur totale du système k_{sys} s'écrit :

$$\frac{1}{k_{sys}} = \frac{1}{k_H} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_R} \quad (1.9)$$

En multipliant les deux termes de l'équation 1.9 par la quantité $4\pi^2 m$, avec m étant la masse de la structure :

$$\frac{4\pi^2 m}{k_{sys}} = \frac{4\pi^2 m}{k_H} + \frac{4\pi^2 m}{k_1} + \frac{4\pi^2 m}{k_R} \quad (1.10)$$

Pour un système non amorti à un seul degré de liberté, de masse m et de rigidité k (c. f. section 2.1.2) :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \Rightarrow \frac{4\pi^2 m}{k} = \frac{1}{f^2} \quad (1.11)$$

En substituant dans l'équation 1.10, on obtient :

$$\frac{1}{f_{sys}^2} = \frac{1}{f_H^2} + \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_R^2} \quad (1.12)$$

En présence d'amortissement dans le système, la relation entre les différents types de fréquences est (Todorovska, 2009a) :

$$\frac{1}{f_{sys}^2} \approx \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_R^2} + \frac{1}{f_H^2} \quad (1.13)$$

Dans le cas où les fondations sont infiniment rigides ($f_H \rightarrow \infty$) : $f_{sys} \rightarrow f_{app}$ appelée fréquence apparente, et l'équation 1.13 devient (Todorovska, 2009a) :

$$\frac{1}{f_{1,app}^2} \approx \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_R^2} \quad (1.14)$$

Lorsque l'on fait l'hypothèse que la structure se déforme en cisaillement et que la masse et la rigidité sont réparties de façon uniforme sur toute la hauteur de la structure, la fréquence à base fixe peut être calculée par la formule (Todorovska, 2009a) :

$$f_1 = \frac{1}{4\tau} \quad (1.15)$$

où τ est le temps de parcours du signal entre le haut et le bas de la structure (Snieder & Şafak, 2006).

L'amortissement a aussi été considéré comme indicateur d'endommagement (Jeary (1996), Jeary (1997), Modena *et al.* (1999)). Modena *et al.* (1999) présentent des résultats expérimentaux sur des plaques de béton préfabriqué. Ils ont montré que les fissurations, notamment celles qui sont invisibles, apportent des variations négligeables à la fréquence mais des variations allant jusqu'à 50% à l'amortissement. Ils supposent que les variations d'amortissement en torsion sont différentes de celles d'amortissement en flexion.

En se basant sur des mesures de vibrations ambiantes, Frizzarin *et al.* (2008) démontrent que l'on peut distinguer, à partir de la signature du décrétement aléatoire, entre l'amortissement visqueux et l'amortissement de frottement, soit :

$$\alpha(t) = x_0 \left[\left(1 + \frac{\gamma}{\xi} \right) e^{-\xi \omega t} - \frac{\gamma}{\xi} \right] \quad (1.16)$$

où ω est la pulsation propre de la réponse libre

$\alpha(t)$ est l'enveloppe de la réponse libre de la structure passant par ses maxima.

ξ est le coefficient d'amortissement visqueux.

γ est le coefficient d'amortissement de frottement. Il est considéré comme indicateur d'endommagement : lorsqu'il est supérieur à zéro, cela indique la présence des fissurations dissipant de l'énergie par friction. Lorsque $\gamma = 0$, l'amortissement est principalement visqueux.

Le concept d'amortissement dit instantané (Curadelli *et al.*, 2008) est présenté comme un meilleur indicateur d'endommagement que la fréquence, notamment lorsque les fissures ne changent pas la fréquence, car il représente l'effet non-linéaire et dissipatif des fissurations (Modena *et al.*, 1999). L'approche présentée est basée sur l'analyse des ondelettes qui permet de calculer les fréquences et les amortissements instantanés.

Ce chapitre a été dédié à une revue bibliographique rapide représentant une vue d'ensemble sur la fréquence et l'amortissement et leurs variations. Le travail présenté dans ce document vient dans la continuité des travaux de François Dunand sur l'origine physique de l'amortissement et les mesures de fréquence et d'amortissement en utilisant des enregistrements continus de vibrations ambiantes. Dans cette étude, on essaiera notamment d'expliquer l'origine des variations observées sur des bâtiments instrumentés de manière à pouvoir étudier l'effet de l'interaction sol-structure. Les méthodes utilisées, le décrétement aléatoire et la demi-largeur, seront présentées dans le chapitre suivant, ainsi que leurs incertitudes.

Chapitre 2

Méthodologie

Parmi les méthodes d'identification disponibles dans la littérature pour estimer la fréquence et l'amortissement des structures à partir des vibrations ambiantes, deux méthodes ont été retenues pour ce travail : le décrétement aléatoire (Random Decrement Technique) et la méthode de la demi-largeur (Half Power Bandwidth) appelée aussi la largeur de bande. Ce choix a été motivé par la simplicité de ces méthodes, leur facilité de programmation et leur rapidité, condition nécessaire pour le suivi continu envisagé dans cette thèse. Le traitement des données dans le domaine temporel par la méthode du décrétement aléatoire et dans le domaine fréquentiel par la méthode de la demi-largeur, offre la possibilité de comparer et de vérifier les résultats obtenus. Dans un premier temps, un bref rappel des notions de base de la dynamique des structures est présenté, sachant que de nombreux ouvrages existent auxquels vous pourrez vous rapporter ([Clough & Penzien \(1993\)](#), [Chopra \(2007\)](#)). Les notions décrites ne concernent que celles qui serviront à la compréhension du reste du document.

2.1 Rappel de Dynamique des Structures

2.1.1 Équation du mouvement : vibrations libres

A. Sans amortissement

La plupart des structures régulières de génie civil peuvent être modélisées par un modèle dit de brochette. Il est constitué des masses concentrées, où s'appliquent les efforts d'inertie, et des éléments sans masse liant les masses concentrées. Ces éléments représentent la rigidité latérale de la structure. Dans un premier temps, les démonstrations seront faites sur un modèle simple à une seule masse, représentant un seul degré de liberté et sans amortissement, (Fig. 2.1a)

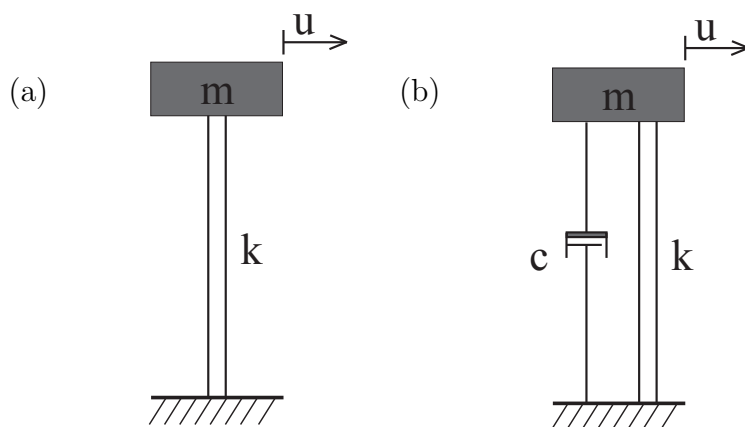


Figure 2.1 – Système de masse M fixé par un élément de raideur k à un seul degré de liberté, son déplacement u est relatif par rapport à base : (a) non-amorti (b) amorti.

L'équation du mouvement de ce système est :

$$FI + FS = 0 \quad (2.1)$$

FI est la force d'inertie, elle est proportionnelle à la dérivée seconde du déplacement par rapport au temps, soit l'accélération $\ddot{u}$:

$$FI = m\ddot{u}$$

où m désigne la masse concentrée et u désigne le déplacement relatif par rapport à la base.

FS est la force de rappel, elle est proportionnelle au déplacement u :

$$FS = ku$$

où k désigne la rigidité latérale.

L'équation (2.1) peut s'écrire :

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.2)$$

Le terme de droite de l'équation 2.2 est nul lorsqu'il n'y a pas de sollicitations externes. Quand on déplace la masse d'un déplacement initial u_0 , la masse se met à vibrer autour de sa position d'équilibre initiale.

B. Avec amortissement

En pratique, les structures présentent toujours un amortissement non-nul. L'amortissement est souvent modélisé par un amortisseur visqueux (Fig. 2.1b), ce qui est mathématiquement convenable pour la résolution de l'équation du mouvement. L'équation prend la forme suivante :

$$FI + FD + FS = 0 \quad (2.3)$$

La force d'amortissement FD est proportionnelle à la première dérivée du déplacement par rapport au temps, c'est-à-dire la vitesse du mouvement :

$$FD = c\dot{u}$$

L'équation (2.3) s'écrit ainsi :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.4)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.5)$$

2.1.2 Solution de l'équation du mouvement : vibrations libres

A. Sans amortissement

La solution de l'équation différentielle 2.2 est de la forme suivante :

$$u = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \quad (2.6)$$

avec ω_0 la pulsation propre,

A, B sont des constantes que l'on peut définir à partir des conditions initiales du déplacement u_0 et de la vitesse v_0 :

$$t = 0 \Rightarrow u(t = 0) = u_0 \Rightarrow A = u_0$$

$$\dot{u}(t=0) = v_0 \Rightarrow B = \frac{v_0}{\omega_0}$$

Si l'on considère que la vitesse initiale est nulle, cela annule la constante B et le déplacement et ses dérivées s'écrivent comme suit :

$$\begin{aligned} u &= A \cos \omega_0 t \\ \dot{u} &= -A\omega_0 \sin \omega_0 t \\ \ddot{u} &= -A\omega_0^2 \cos \omega_0 t \end{aligned}$$

En substituant dans l'équation 2.2, on obtient l'équation suivante :

$$(-\omega_0^2 m + k)A \cos \omega_0 t = 0 \quad (2.7)$$

Cela implique que pour vérifier l'équation précédente, le premier terme de l'équation 2.7 s'annule, soit :

$$(-\omega_0^2 m + k) = 0$$

D'où :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.8)$$

Cette dernière formule montre que la pulsation propre ω_0 ne dépend ni des conditions initiales ni des sollicitations externes. Elle est propre à la structure et exprimée en rad/sec.

On peut en déduire la fréquence propre f de la structure, exprimée en Hz :

$$f = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{1}{T} \quad (2.9)$$

T est la période propre de la structure exprimée en *seconde*.

B. Avec amortissement

L'équation 2.5 après une division par la masse m s'écrit :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = 0 \quad (2.10)$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g \quad (2.11)$$

où $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ et ξ représente le coefficient d'amortissement, soit :

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_0}$$

La quantité $2m\omega_0$ est appelé l'amortissement critique c_{cr} . Elle dépend de la raideur et de la masse de la structure, soit :

$$c_{cr} = 2m\omega_0 = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_0}$$

La solution générale de l'équation 2.11 est de la forme suivante :

$$u = e^{-\xi\omega_0 t}(C \cos \omega_D t + D \sin \omega_D t) \quad (2.12)$$

où C et D sont des constantes que l'on peut définir à partir des conditions initiales suivantes :

$$\begin{aligned} t = 0 \Rightarrow u(t = 0) = u_0 \Rightarrow C &= u_0 \\ \dot{u}(t = 0) = v_0 \Rightarrow D &= \frac{v_0 + \xi\omega_0 u_0}{\omega_D} \end{aligned}$$

ω_D est la pulsation amortie de la structure. Elle est liée à la pulsation propre de la structure non amortie par la relation suivante :

$$\omega_D = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.13)$$

Avec un amortissement inférieur à 20%, ce qui est le cas dans les structures de génie civil, les deux fréquences sont presque égales.

La réponse de la structure u peut être décrite avec la formule :

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} \left(u_0 \cos \omega_0 t + \frac{v_0 + \xi\omega_0 u_0}{\omega_0} \sin \omega_0 t \right) \quad (2.14)$$

2.1.3 Équation et solution : vibrations forcées

A. Sans amortissement

L'oscillateur sera maintenant sollicité par une force externe harmonique de la forme suivante :

$$P(t) = p_0 \sin \varpi t \quad (2.15)$$

p_0 est son amplitude maximale

ϖ est sa pulsation en rad/sec

L'équation du mouvement devient :

$$FI + FS = P(t) \quad (2.16)$$

soit :

$$m\ddot{u} + ku = p_0 \sin \varpi t \quad (2.17)$$

La solution particulière de l'équation différentielle précédente s'écrit alors :

$$u_p = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\varpi/\omega_0)^2} \sin \varpi t \quad (2.18)$$

et la solution complémentaire :

$$u_c = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \quad (2.19)$$

Les constantes A et B se déterminent à partir des conditions initiales u_0 et v_0 et l'expression finale du déplacement est :

$$u = \underbrace{u_0 \cos \omega_0 t + \left(\frac{v_0}{\omega_0} - \frac{p_0}{k} \frac{\varpi/\omega_0}{1 - (\varpi/\omega_0)^2} \right) \sin \omega_0 t}_{\text{Transitoire}} + \underbrace{\frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\varpi/\omega_0)^2} \sin \varpi t}_{\text{Permanent}} \quad (2.20)$$

Le premier terme dépend des conditions initiales. Il est appelé transitoire, mais il possède une valeur non-nulle même pour un déplacement initial et une vitesse initiale nuls. Le nom transitoire vient du fait que cette réponse décroît avec le temps à cause de la présence d'amortissement, lorsque le système est amorti.

Le deuxième terme possède une valeur non-nulle tant que la sollicitation existe. Il est appelé permanent. L'équation 2.20 montre que lorsque $\omega_0 = \varpi$, l'amplitude u tend vers l'infini : on dit que la structure est en résonance avec la sollicitation. En se focalisant sur ce dernier terme, on peut l'écrire de la manière suivante :

$$u_p = (u_{st})_0 \frac{1}{1 - (\varpi/\omega_0)^2} \sin \varpi t \quad (2.21)$$

$$(u_{st})_0 = \frac{p_0}{k}$$

où $(u_{st})_0$ est le déplacement statique.

Le terme $\frac{1}{1 - (\varpi/\omega_0)^2}$ est supérieur à zéro lorsque $\varpi < \omega_0$ ce qui signifie que la structure et la sollicitation vibrent en phase. Dans le cas contraire, $\varpi > \omega_0$, il est inférieur à zéro : la structure et la sollicitation vibrent en opposition de phase. Cette notion est illustrée graphiquement sur la figure (2.2) et mathématiquement dans les formules 2.22.

$$u = u_0 \sin(\varpi t - \phi) = (u_{st})_0 R_d \sin(\varpi t - \phi)$$

$$u = (u_{st})_0 \frac{1}{|1 - (\varpi/\omega_0)^2|} \sin(\varpi t - \phi) \quad (2.22)$$

$$R_d = \frac{1}{|1 - (\varpi/\omega_0)^2|}$$

où R_d est le facteur d'amplification du déplacement

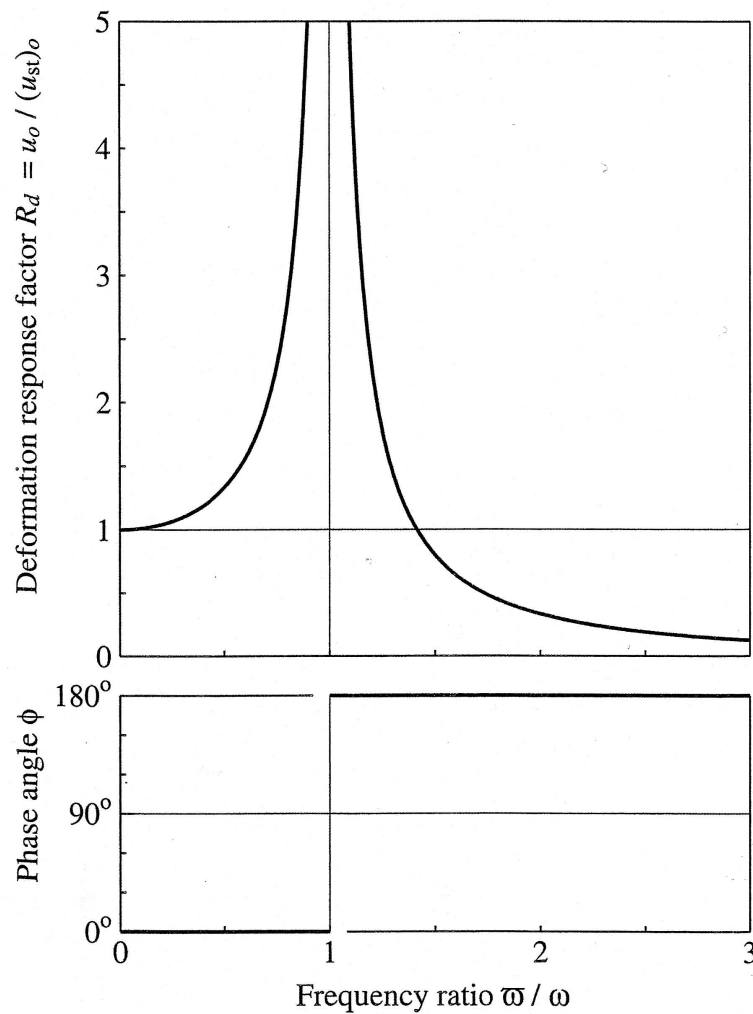


Figure 2.2 – Facteur d'amplification et phase, source : (Chopra, 2007)

B. Avec amortissement

L'équation du mouvement d'une structure excitée par une force externe harmonique et qui présente de l'amortissement devient :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \sin \varpi t \quad (2.23)$$

La solution particulière de cette équation est de la forme :

$$u_p = C \sin \varpi t + D \cos \varpi t \quad (2.24)$$

Les constantes C et D sont définies par :

$$\begin{aligned} C &= \frac{p_0}{k} \frac{1 - (\varpi/\omega_0)^2}{[1 - (\varpi/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\varpi/\omega_0)]^2} \\ D &= \frac{p_0}{k} \frac{-2\xi\varpi/\omega_0}{[1 - (\varpi/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\varpi/\omega_0)]^2} \end{aligned} \quad (2.25)$$

La solution complémentaire est de la forme :

$$u_c = e^{-\xi\omega_0 t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \quad (2.26)$$

où A et B se déterminent à partir des conditions initiales de déplacement u_0 et de vitesse v_0 .

La solution totale de l'équation comprendra deux parties : une partie transitoire et une partie permanente :

$$u = \underbrace{e^{-\xi\omega_0 t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)}_{\text{Transitoire}} + \underbrace{C \sin \varpi t + D \cos \varpi t}_{\text{Permanent}} \quad (2.27)$$

L'amortissement fait bien décroître la composante transitoire du déplacement au cours du temps.

On voit (Fig. 2.3) comment la réponse totale tend vers la réponse permanente car la partie transitoire est annulée à cause de l'amortissement. Il faut noter que le pic du mouvement a lieu avant que le système n'atteigne la partie permanente.

L'importance de l'amortissement est remarquable dans la résonance, où la fréquence de la sollicitation s'approche ou égale la fréquence propre de la structure.

La solution de l'équation (2.24) représentant la partie permanente peut être écrite en terme de phase et par un facteur d'amplification du déplacement de la manière suivante :

$$u = u_0 \sin(\varpi t - \phi) = (u_{st})_0 R_d \sin(\varpi t - \phi) \quad (2.28)$$

Avec :

$$R_d = \frac{u_0}{(u_{st})_0} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\varpi/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\varpi/\omega_0)]^2}} \quad (2.29)$$

$$\frac{u}{u_g} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (f/f_0)^2]^2 + [2\xi(f/f_0)]^2}} \quad (2.30)$$

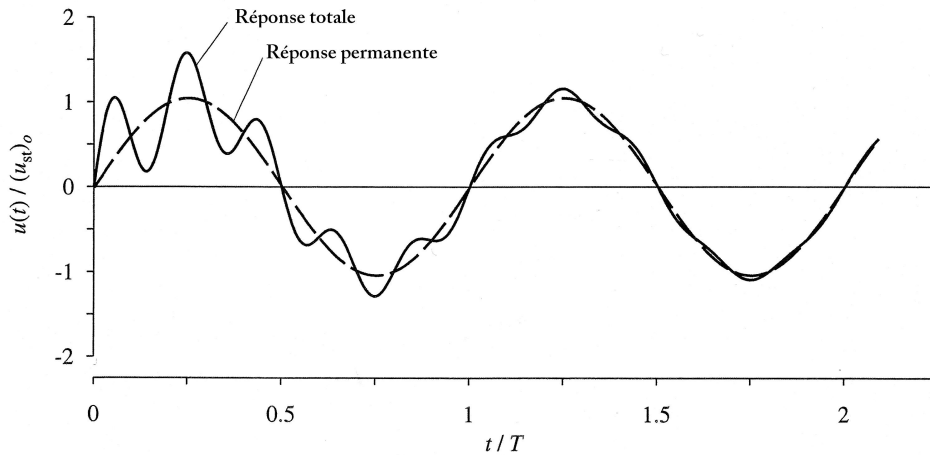


Figure 2.3 – Réponse d'un système amorti à une force externe harmonique, $\varpi/\omega_0 = 0.2$, $\xi = 0.05$, $u_0 = 0$ et $v_0 = \omega_0 p_0/k$, source : (Chopra, 2007)

$$\phi = \arctan \frac{2\xi(\varpi/\omega_0)}{1 - (\varpi/\omega_0)^2} \quad (2.31)$$

La représentation graphique des deux termes précédents est illustrée dans la figure (2.4)

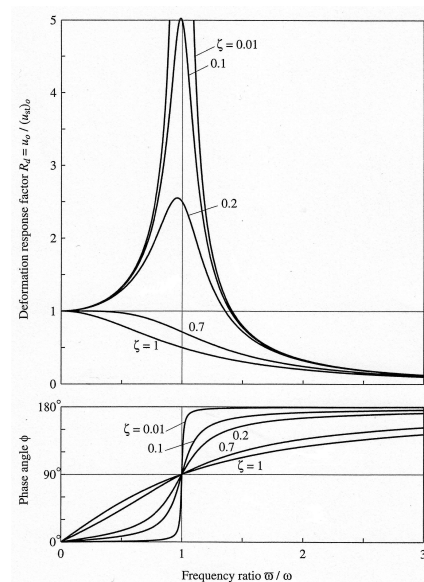


Figure 2.4 – Facteur d'amplification et phase, source : (Chopra, 2007)

On voit (Fig. 2.4) que la résonance n'est pas maximum quand $\varpi = \omega_D$ mais quand $\varpi = \omega_0 \sqrt{1 - 2\xi^2}$. Elles peuvent être confondues pour les petites valeurs d'amortissement. On voit aussi qu'il n'y a pas de pics dans les courbes correspondant à des amortissements

supérieurs à $1/\sqrt{2}$. Le facteur d'amplification correspondant à la fréquence de résonance s'écrit comme suit :

$$R_d(\varpi/\omega) = \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.32)$$

En regardant l'équation 2.32, on trouve que le maximum du déplacement à la résonance est directement lié à l'amortissement et qu'il ne dépasse pas $\frac{1}{2\xi}$.

Le rapport R_d est appelé aussi dans la littérature facteur de qualité Q (Knopoff, 1964). Ce facteur décrit la qualité de l'oscillateur en fonction de sa capacité à dissiper de l'énergie induite par les sollicitations externes.

En regardant la figure (2.4), un oscillateur ayant un grand facteur de qualité (amortissement faible), oscillera avec une amplitude importante sur une bande étroite de fréquences autour de sa fréquence de résonance. D'autre part, un oscillateur ayant un faible facteur de qualité (amortissement fort), oscillera avec une amplitude modérée sur une large bande de fréquences autour de sa fréquence de résonance.

$$\frac{1}{Q} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{Energie dissipée par cycle}(\Delta E)}{\text{Energie emmagasinée par cycle}(E)} = 2\xi \quad (2.33)$$

Ce lien entre le facteur de qualité, ou l'amortissement, et la largeur de bande des fréquences forme la base théorique de la méthode de la demi-largeur, décrite en détail ultérieurement (c.f. section 2.3).

2.1.4 Équation et solution : Poutre en flexion

Lorsqu'il s'agit d'une structure élancée ou d'une poutre continue à section uniforme, la masse et la rigidité peuvent être distribuées sur la longueur de l'élément étudié, et l'équation qui décrit son mouvement est l'équation de Bernoulli, (Clough & Penzien, 1993) :

$$\frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} + \frac{m}{EI} \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.34)$$

où le déplacement $u(x, t)$ est fonction du temps t et de l'espace x , la longueur de la poutre (Fig. 2.5)

m est la masse linéique, constante selon la direction x

E est le module de Young, constant selon la direction x

I est le moment d'inertie, constant selon la direction x

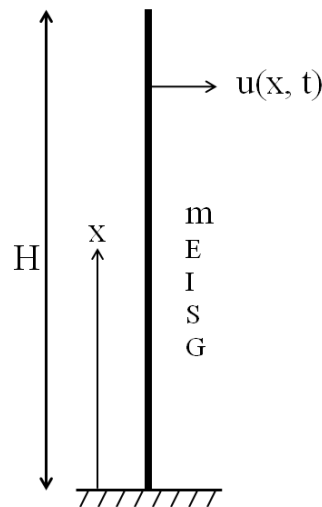


Figure 2.5 – Poutre console : coordonnées et propriétés mécaniques. m : masse linéique, E : module de Young, I : moment d’inertie, S : section, G : module de cisaillement

Afin de résoudre cette équation, il est possible de séparer la variable spatiale x de la variable temporelle t dans l’hypothèse de la décomposition modale :

$$u(x, t) = \phi(x)U(t) \quad (2.35)$$

$\phi(x)$ est la fonction de la forme modale

$U(t)$ est l’amplitude dans le temps

Après substitution et développement, l’équation 2.34 devient :

$$\frac{\partial^2 U(t)}{\partial t^2} + \omega_0^2 U(t) = 0 \quad (2.36)$$

$$\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} + \alpha^4 \phi(x) = 0 \quad (2.37)$$

avec

$$\alpha^4 = \frac{m\omega_0^2}{EI} \quad (2.38)$$

la solution de l’équation 2.36 est de la forme :

$$U(t) = A \cos(\omega_0 t) + B \sin(\omega_0 t)$$

Les constantes A et B dépendent des conditions initiales du déplacement U_0 et de la vitesse V_0 (c.f. 2.1.2).

La solution de l'équation 2.37 est de la forme :

$$\phi(x) = C1 \sin(\alpha x) + C2 \cos(\alpha x) + C3 \operatorname{sh}(\alpha x) + C4 \operatorname{ch}(\alpha x) \quad (2.39)$$

Les constantes C1, C2, C3 et C4 dépendent des conditions aux limites de la poutre. On présente ici uniquement le cas d'une console (encastree à la base et libre au sommet), où le déplacement et la rotation sont nuls à la base, le moment et l'effort tranchant sont nuls au sommet.

$$u(0, t) = 0 \Rightarrow \phi(0) = 0 \Rightarrow C4 = -C2 \quad (2.40)$$

$$\frac{du(0, t)}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d\phi(0)}{dx} = 0 \Rightarrow C3 = -C1$$

$$M(H, t) = 0 \Rightarrow EI \frac{d^2\phi(H)}{dx^2} = 0 \Rightarrow C1(\sin \alpha H + \operatorname{sh} \alpha H) + C2(\cos \alpha H + \operatorname{ch} \alpha H) = 0$$

$$T(H, t) = 0 \Rightarrow EI \frac{d^3\phi(H)}{dx^3} = 0 \Rightarrow C1(\cos \alpha H + \operatorname{ch} \alpha H) + C2(-\sin \alpha H + \operatorname{sh} \alpha H) = 0 \quad (2.41)$$

Il existe une solution aux équations lorsque :

$$1 + \cos \alpha H \operatorname{ch} \alpha H = 0 \quad (2.42)$$

L'équation (2.42) peut être résolue numériquement pour obtenir une série discrète de solutions α_n :

$$\alpha_1 H = 1.8751$$

$$\alpha_2 H = 4.6941$$

$$\alpha_3 H = 7.8548$$

$$\alpha_n H \approx (2n - 1) \times \frac{\pi}{2} \quad \text{pour } n > 3$$

Pour les valeurs de $\alpha_n H$, la forme modale $\phi_n(x)$ correspondante est (Chopra, 2007) :

$$\phi_n(x) = C1 \left(\operatorname{ch} \alpha_n x - \cos \alpha_n x - \frac{\operatorname{ch} \alpha_n H + \cos \alpha_n H}{\operatorname{sh} \alpha_n H + \sin \alpha_n H} (\operatorname{sh} \alpha_n x - \sin \alpha_n x) \right) \quad (2.44)$$

où C1 est une constante quelconque.

Les valeurs de α_n déduites de 2.43 servent à calculer les fréquences propres de la poutre console à l'aide de l'équation (2.38) :

$$f_1 = \frac{0.5596}{H^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.45)$$

$$\frac{f_n}{f_1} = 0.7 \times (2n - 1)^2 \quad \text{pour } n > 1$$

C'est-à-dire les rapports : $f_2/f_1 = 6.3$, $f_3/f_1 = 17.5$, $f_4/f_1 = 34.3$ etc... caractérisent le comportement d'une poutre en flexion.

2.1.5 Équation et solution : Poutre en cisaillement

Lorsque la poutre se déforme sous les efforts de cisaillement, l'équation du mouvement devient (Dunand, 2005) :

$$\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} - \frac{m}{GS} \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.46)$$

En utilisant la décomposition modale (Eq. 2.35), l'équation 2.46 se décompose en :

$$\frac{\partial^2 U(t)}{\partial t^2} + \omega_0^2 U(t) = 0 \quad (2.47)$$

$$\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} + \alpha^2 \phi(x) = 0 \quad (2.48)$$

avec

$$\alpha^2 = \frac{m\omega_0^2}{GS} \quad (2.49)$$

La solution de l'équation 2.47 est de la forme :

$$U(t) = A \cos(\omega_0 t) + B \sin(\omega_0 t)$$

Les constantes A et B dépendent des conditions initiales du déplacement U_0 et de la vitesse V_0 (c.f. 2.1.2).

La solution de l'équation 2.48 est de la forme :

$$\phi(x) = C1 \cos(\alpha x) + C2 \sin(\alpha x) \quad (2.50)$$

Les constantes C1 et C2 dépendent des conditions aux limites de la poutre, dans le cas d'une console :

$$\begin{aligned} u(0, t) = 0 &\Rightarrow \phi(0) = 0 \Rightarrow C1 = 0 \\ T(H, t) = 0 &\Rightarrow \cos \alpha H = 0 \end{aligned} \quad (2.51)$$

La deuxième équation donne une série discrète de solutions α_n :

$$\alpha_n H = n \times \pi - \frac{\pi}{2} = \pi(n - 0.5) \quad \text{pour } n = 1, 2, 3... \quad (2.52)$$

Tenant compte de l'équation 2.49, on peut calculer les fréquences propres :

$$\begin{aligned} f_n &= \frac{(n-0.5)}{2H} \sqrt{\frac{GS}{m}} \quad \text{pour } n = 1, 2, 3... \\ \frac{f_n}{f_1} &= (2n - 1) \quad \text{pour } n = 2, 3... \end{aligned} \quad (2.53)$$

Les rapports : $f_2/f_1 = 3$, $f_3/f_1 = 5$, $f_4/f_1 = 7$ etc... caractérisent ainsi le comportement d'une poutre en flexion.

Outre les pourcentages des fréquences, les formes modales sont aussi caractéristiques du comportement de la poutre (Fig. 2.6).

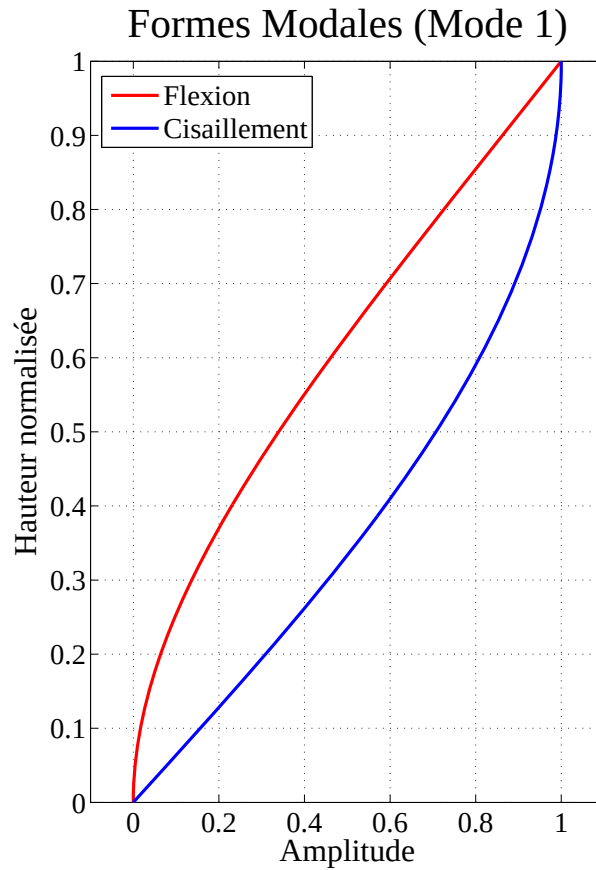


Figure 2.6 – Poutre console : Comparaison entre la déformée modale en flexion et la déformée modale en cisaillement, pour le premier mode propre.

2.2 Décrément Aléatoire

Une revue des publications concernant la méthode du décrément aléatoire a été faite par [Asmussen \(1997\)](#). On résume ici les principes de la méthode. [Cole \(1973\)](#) cherchait une méthode simple et directe pour traduire une série temporelle en une forme significative pour l'observateur. Cette forme est la réponse libre de la structure, puisque cette forme contient uniquement des informations concernant la structure et non pas des informations sur le chargement aléatoire de la structure. Le décrément d'amplitude de la réponse libre dû à l'amortissement de la structure est probablement à l'origine du nom décrément aléatoire. La réponse aléatoire de la structure, mesurée sous forme de vibrations ambiantes, contient à un instant donné $t_0 + t$ trois parties :

- 1) Réponse au déplacement initial à l'instant t_0 .
- 2) Réponse à la vitesse initiale à l'instant t_0 .
- 3) Réponse au chargement aléatoire pendant la période de t_0 à $t_0 + t$.

En moyennant un grand nombre de segments du signal, ayant les mêmes conditions initiales, la partie aléatoire devient négligeable devant la réponse libre de la structure aux conditions initiales. On peut trouver le détail de la formulation mathématique de la méthode dans [Vandiver et al. \(1982\)](#) et [Dunand \(2005\)](#). La réponse libre de la structure appelée aussi la signature du décrément aléatoire $RDsig(\tau)$ d'une longueur τ est simplement la moyenne arithmétique de toutes les fenêtres de longueur τ que l'on trouve dans la série temporelle commençant par les conditions initiales données :

$$RDsig(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N s(t_i + \tau) \quad (2.54)$$

où N est le nombre de segments ayant les conditions initiales fixées, $s(t_i + \tau)$ est la forme du segment i du signal au cours du temps $t_i + \tau$ et t_i l'instant auquel le signal vérifie les conditions initiales.

Le nombre de fenêtres trouvées dans le signal est important pour la stabilité des mesures d'amortissement par cette méthode. Un minimum de 500 fenêtres est requis pour garantir cette stabilité ([Jeary, 1997](#)). Pour avoir suffisamment de fenêtres, l'enregistrement du signal aléatoire doit être suffisamment long. Pour des structures ayant des fréquences propres de 0.6 à 2 Hz, une heure d'enregistrement est recommandée par [Jeary \(1997\)](#) et [Dunand \(2005\)](#), (Fig. 2.7, 2.8). Les figures montrent comment la fréquence mesurée par décrément aléatoire, et sur des longueurs croissantes d'enregistrement, converge après environ 900 secondes vers la valeur mesurée sur 3600 secondes d'enregistrement avec une erreur relative de 1 %. Quant à l'amortissement, il commence à converger vers la valeur mesurée sur une heure d'enregistrement après 1800 secondes d'enregistrement avec 5 % d'erreur relative.

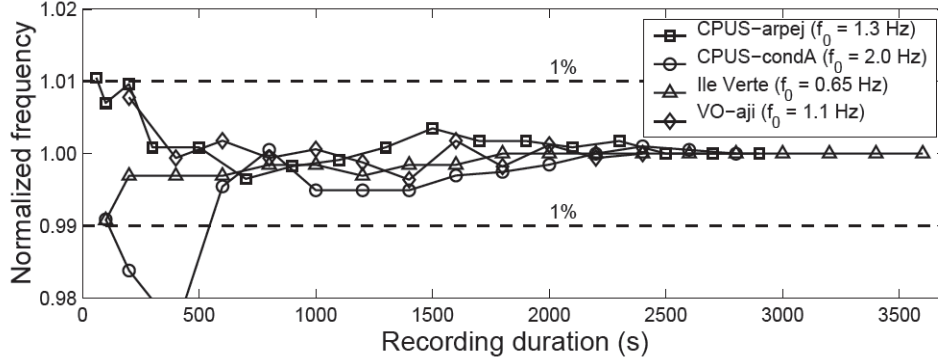


Figure 2.7 – Stabilité des mesures de fréquence par le décrément aléatoire en fonction de la longueur de l’enregistrement sur plusieurs bâtiments grenoblois. Source : (Dunand, 2005)

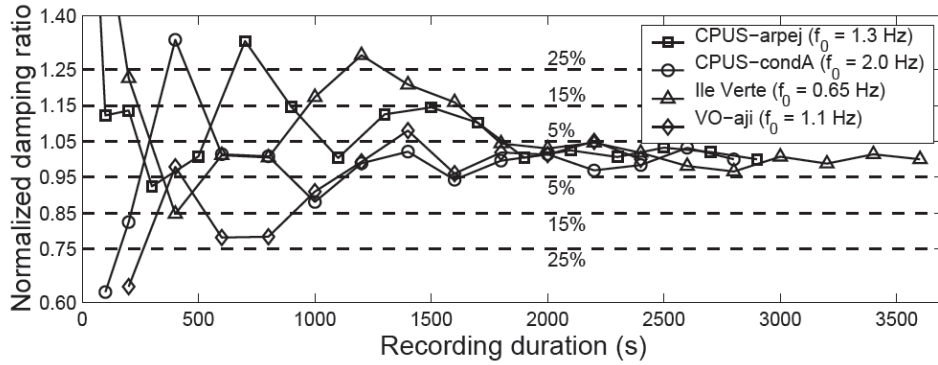


Figure 2.8 – Stabilité des mesures d’amortissement par le décrément aléatoire en fonction de la longueur de l’enregistrement sur plusieurs bâtiments grenoblois. Source : (Dunand, 2005)

Les conditions initiales proposées par Cole (Cole, 1973) sont le déplacement nul et la vitesse positive ou négative. Un déplacement différent de zéro peut être défini comme déplacement initial. Il est souvent pris en fonction de l’écart type du signal aléatoire (Asmussen, 1997).

Un exemple sur les enregistrements de la composante Nord-sud de la tour de Belle-donne de l’Ile Verte de Grenoble, (c.f. 3.1 pour plus de détail sur les tours) est présenté ici pour illustrer les différentes étapes de la méthode. La forme des signaux de vibrations ambiantes est illustrée sur la figure (2.9). Outre les fréquences des modes propres, les signaux de vibrations ambiantes contiennent beaucoup d’autres fréquences. La première étape consiste donc à filtrer les signaux de façon à garder uniquement la fréquence du système étudié. Le filtre utilisé est un filtre Butterworth passe-bande du troisième ordre. La bande passante, $[0.80, 0.98] \text{ Hz}$, est centrée autour de la fréquence du premier mode de 0.89 Hz . La largeur de cette bande a été choisie de façon à minimiser les incertitudes sur la fréquence et l’amortissement. L’identification des modes propres est faite à l’aide de la transformée de Fourier (c.f. 3.1)

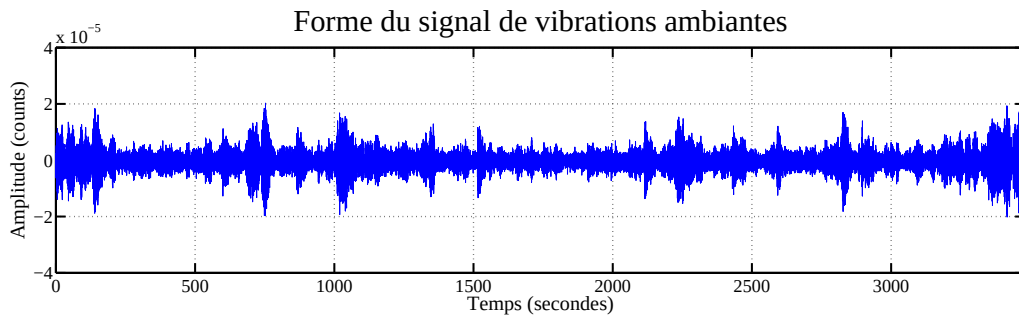


Figure 2.9 – Forme du signal de vibrations ambiantes. Composante Nord-sud de la tour de Belledonne

Les conditions initiales d'un déplacement nul et d'une vitesse positive (Cole (1973), Dunand (2005)) ont été retenues pour cette étude. Les fichiers d'enregistrement de 58 minutes sont assez longs pour assurer une bonne précision des mesures d'amortissement (Dunand, 2005). L'obtention de la signature du décrétement aléatoire est illustrée graphiquement sur la figure (2.10).

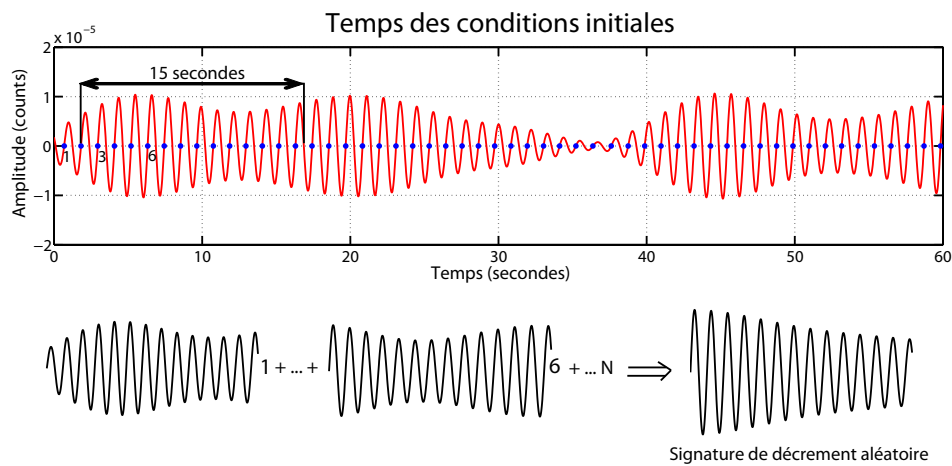


Figure 2.10 – Obtention de la signature du décrétement aléatoire

2.2.1 Estimation de fréquence et amortissement par régression linéaire

La signature sert d'abord à calculer la période T , qui est le temps s'écoulant pour compléter une oscillation. Pour mesurer T , on utilise les intervalles entre tous les passages par zéro. Chaque intervalle correspond donc à une demi oscillation ($T/2$). L'intervalle retenu pour calculer la période est la moyenne de tous les intervalles trouvés dans la signature. Son écart-type est considéré comme l'incertitude ΔT de la mesure.

Le schéma du calcul d'amortissement est illustré sur la figure (2.11). L'amortissement est calculé par régression linéaire des extrema trouvés dans la signature. La valeur absolue des extrema permet de prendre en compte les maxima et les minima pour estimer l'amortissement, cette façon de procéder participe à l'amélioration de la qualité des résultats. Cette procédure du calcul d'amortissement est dérivée du décrement logarithmique (Clough & Penzien, 1993) utilisant deux maxima, ou minima, successifs, u_n et u_{n+1} :

$$\xi \approx \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{|u_n|}{|u_{n+1}|} \right)$$

Supposons qu'on trouve n extrema dans la signature, maxima et valeur absolue des minima. On prend le logarithme des valeurs et on cherche à trouver une ligne droite $y_i = A + P \times t_i$ qui correspond le mieux à ces valeurs, en utilisant la méthode des moindres carrés. Elle consiste à trouver les constantes A et P qui minimisent la quantité (Press *et al.*, 2007) :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{Y_i - A - P \times t_i}{\sigma_i} \right)^2 \quad (2.55)$$

où Y_i est le logarithme des valeurs absolues des extrema

t_i est leurs instants dans la signature

σ_i est l'incertitude sur chaque extremum, celui-ci n'étant pas disponible, il sera considéré comme 1.

Les constantes A et P sont calculées comme suit :

$$\begin{aligned} A &= \frac{S_{tt}S_Y - S_tS_{tY}}{\Delta} \\ P &= \frac{SS_{tY} - S_xS_Y}{\Delta} \\ D &= SS_{tt} - (S_t)^2 \end{aligned} \quad (2.56)$$

où :

$$\begin{aligned} S &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{\sigma_i^2} \\ S_t &= \sum_{i=1}^n \frac{t_i}{\sigma_i^2} \quad S_Y = \sum_{i=1}^n \frac{Y_i}{\sigma_i^2} \\ S_{tt} &= \sum_{i=1}^n \frac{t_i^2}{\sigma_i^2} \quad S_{tY} = \sum_{i=1}^n \frac{t_i Y_i}{\sigma_i^2} \end{aligned} \quad (2.57)$$

L'amortissement est ensuite calculé par la formule suivante :

$$\xi(\%) = \frac{-P \times T}{2 \times \pi} \times 100 \quad (2.58)$$

où T est la période de vibration de l'oscillateur

P la pente de la ligne de régression passant par les extrema.

Dans l'équation (2.14), le terme $e^{-\xi\omega t} = e^{-\xi\frac{2\pi}{T}t}$ représente l'enveloppe de la réponse libre du système, passant par les extrema. En prenant son logarithme, on obtient une droite dont la pente $P = -\xi\frac{2\pi}{T}$ d'où la formule 2.58.

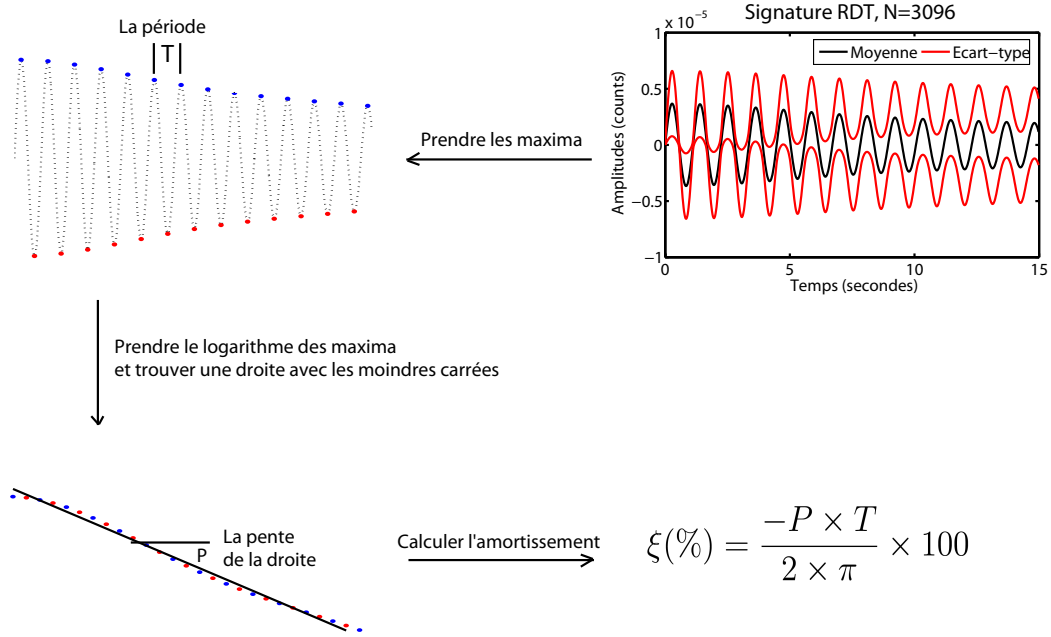


Figure 2.11 – Procedure du décretement aleatoire

On voit dans la formule (2.58) que l'amortissement dépend de la pente P et de la période T . Donc son incertitude $\Delta\xi$ dépend ainsi de l'incertitude ΔP sur P et de l'incertitude ΔT sur T . La prise en compte de ces incertitudes dans l'estimation de l'incertitude de l'amortissement se fait grâce au principe des dérivées partielles :

$$\Delta\xi = \sqrt{\left(\frac{\partial\xi}{\partial P} \times \Delta P\right)^2 + \left(\frac{\partial\xi}{\partial T} \times \Delta T\right)^2} \quad (2.59)$$

$$\Delta\xi = \frac{100}{2\pi} \sqrt{(T \times \Delta P)^2 + (P \times \Delta T)^2} \quad (2.60)$$

où ΔT est l'incertitude sur la période

ΔP est l'incertitude sur la pente de la régression P . Elle est calculée de la manière suivante (Press *et al.*, 2007) :

$$\Delta P = \sqrt{\frac{S}{D}} \times \sqrt{\frac{\chi^2}{n-2}} \quad (2.61)$$

où χ^2 , D et S sont définis dans les équations 2.55 2.56 et 2.57 respectivement.

Les deux paramètres principaux de la méthode, la longueur de la fenêtre glissante et la bande passante du filtre, sont choisis de façon à avoir un minimum d'incertitudes sur la fréquence et l'amortissement. On ne présente ici que les résultats de cette investigation sur un exemple (composante Nord-sud de la tour de Belledonne), les autres tests ayant donné des résultats similaires.

La bande passante du filtre représente l'énergie que contient le signal utilisé pour mesurer la fréquence et l'amortissement par le décrément aléatoire. La bande passante est exprimée en pourcentage de la fréquence f en question :

$$[1 - p, 1 + p] \times f$$

Elle est centrée ainsi autour de la fréquence propre f , avec p comme pourcentage de f .

L'évolution de l'énergie spectrale en fonction du pourcentage p est illustrée sur la figure (2.12a). L'énergie spectrale E est calculée par la formule suivante :

$$E = \sum_{f_1}^{f_2} S(f)^2 \quad (2.62)$$

où $S(f)$ est l'amplitude spectrale moyenne sur tous les signaux.

Les incertitudes de la fréquence et de l'amortissement sont ensuite calculées en fonction de ce pourcentage (Fig. 2.12b). Ces valeurs d'incertitude sont les valeurs moyennes des incertitudes calculées par heure sur l'exemple donné précédemment (composante Nord-sud, tour Belledonne).

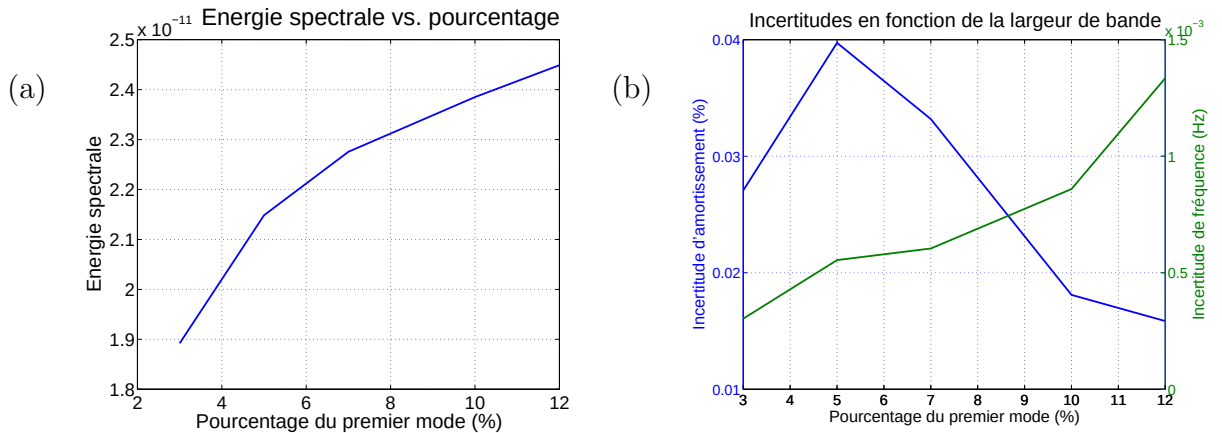


Figure 2.12 – a) Énergie spectrale en fonction de la largeur de bande passante utilisée dans le filtre et exprimée en termes de pourcentage par rapport à la fréquence du premier mode propre, b) Incertitudes sur l'estimation de la fréquence et de l'amortissement en fonction de largeur de la bande passante. Composante Nord-sud de la tour de Belledonne, valeurs moyennes sur un mois d'étude

La figure (2.12a) illustre comment l'énergie spectrale augmente avec la largeur de la bande passante, utilisée dans pour filtrer les signaux. La figure (2.12b) montre que l'in-

certitude sur la fréquence augmente avec l'énergie spectrale, alors que l'incertitude sur l'amortissement diminue. On peut fixer le pourcentage de 10 % de la fréquence fondamentale comme une solution assurant une faible incertitude sur la fréquence et l'amortissement. Dans notre exemple, la bande passante sera donc $[0.801, 0.979] \text{ Hz}$, pour laquelle l'incertitude sur la fréquence est de $8.6 \times 10^{-4} \text{ Hz}$ et l'incertitude sur l'amortissement est de 0.0181 %.

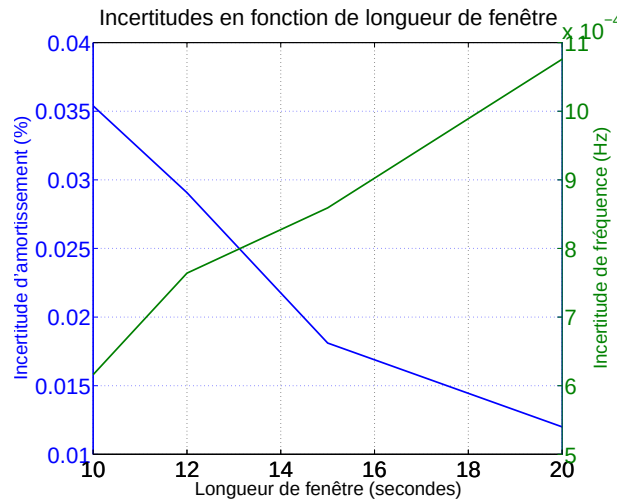


Figure 2.13 – Incertitudes de la fréquence et de l'amortissement en fonction de la longueur de fenêtre glissante

De même avec la longueur de fenêtre glissante (2.13), l'incertitude de l'amortissement diminue alors que celle de la fréquence augmente. On peut fixer une longueur de 15 secondes pour assurer une faible incertitude sur les deux paramètres. Pour ce choix, l'incertitude de fréquence est de $8.6 \times 10^{-4} \text{ Hz}$ et celle de l'amortissement est de 0.0181 % . Evidemment, ces tests correspondent à une fréquence donnée; ils seront ajusté en fonction de la structure.

2.2.2 Estimation de fréquence et amortissement par régression non-linéaire

L'équation 2.14 décrit la signature du décremant aléatoire, puisqu'elle représente la réponse libre d'un oscillateur amorti à un degré de liberté. Si on substitue les conditions de $u_0 = 0$ et $v_0 = a$ et en tenant en compte l'équation 2.9, l'équation 2.14 devient :

$$F = \left(\frac{a}{2\pi f} \times \sin(2\pi f t) \right) \times e^{-\xi 2\pi f t} \quad (2.63)$$

Il s'agit donc de modéliser la signature du décremant aléatoire par un modèle non-linéaire de la forme 2.63. Le mot non-linéaire décrit la façon dont les paramètres a , f et ξ sont liés, autrement dit, le modèle dépend de ces paramètres de façon non-linéaire.

La solution consiste à trouver les paramètres ξ , f et a qui font que la fonction 2.63 correspond le mieux à la signature du décrément aléatoire. Le processus utilisé est celui implémenté dans *Matlab*® dans la fonction (`lsqcurvefit`). L'algorithme utilisé est le Large-Scale Optimization basé sur la méthode de Interior-Reflective Newton (Coleman & Li (1993), Coleman & Li (1992)). A chaque itération, une solution approximative est proposée en utilisant la méthode de Gradient conjugué préconditionné (Preconditioned Conjugate Gradients, PCG).

Une fois les paramètres du modèle trouvés, on peut estimer l'incertitude sur chaque paramètre en utilisant la matrice des dérivées partielles, appelée aussi la matrice jacobienne J :

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial \xi} & \frac{\partial F_1}{\partial f} & \frac{\partial F_1}{\partial a} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial F_i}{\partial \xi} & \frac{\partial F_i}{\partial f} & \frac{\partial F_i}{\partial a} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial F_n}{\partial \xi} & \frac{\partial F_n}{\partial f} & \frac{\partial F_n}{\partial a} \end{bmatrix}$$

La matrice Jacobienne sert à trouver la matrice de covariance $\sigma^2(3 \times 3)$:

$$\sigma^2 = [J^T \times J]^{-1} \quad (2.64)$$

Les éléments diagonaux de cette matrice sont les carrés des incertitudes de chaque paramètre, c'est-à-dire :

$$\begin{aligned} \sigma_\xi &= \sqrt{\sigma_{11}^2} \\ \sigma_f &= \sqrt{\sigma_{22}^2} \\ \sigma_a &= \sqrt{\sigma_{33}^2} \end{aligned} \quad (2.65)$$

Pour illustrer ce procédé, on l'applique sur la composante Nord-sud de la tour de Belledonne, avec la bande passante et la longueur de fenêtre glissante fixées dans le paragraphe précédent, à savoir : $[0.801, 0.979]$ Hz et 15 secondes. Les résultats sont illustrés (Fig. 2.14) avec des incertitudes de 2.4×10^{-5} Hz et 4.5×10^{-5} % sur la fréquence et l'amortissement, respectivement.

Les deux processus fournissent quasiment les mêmes résultats, sur la fréquence et l'amortissement. Les valeurs trouvées par régression non-linéaire sont très légèrement inférieures à celles trouvées par régression linéaire. Les faibles incertitudes de la régression non-linéaire, de l'ordre de 10^{-5} , constituent un avantage par rapport à la régression linéaire, où les incertitudes étaient de l'ordre de 10^{-3} . En revanche, la régression non-linéaire est très coûteuse en termes de temps calcul, ainsi elle ne sera pas retenue pour le suivi temporel sur de longues séries temporelles.

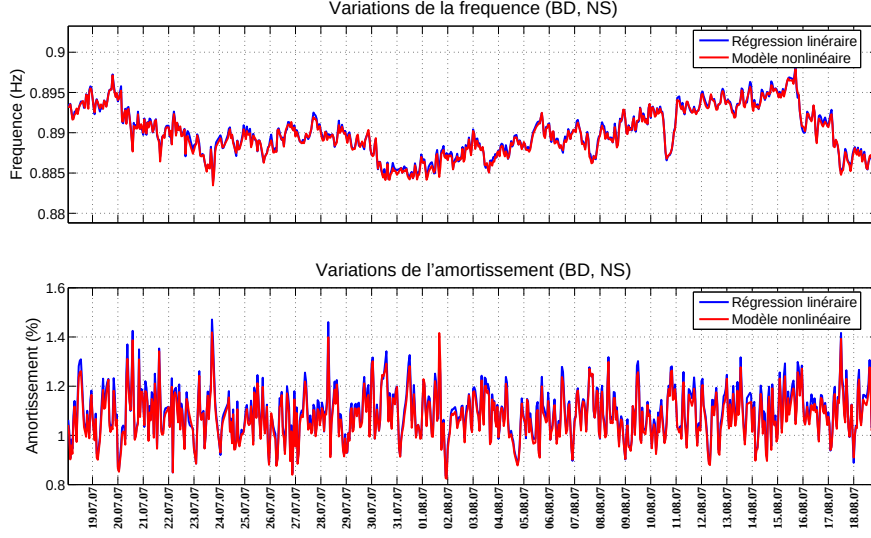


Figure 2.14 – Comparaison entre les deux processus d'estimation de fréquence et d'amortissement : en bleu par régression linéaire et en rouge par régression non-linéaire. Composante Nord-sud de la tour de Belledonne

2.3 Méthode de la Demi-largeur

La méthode est introduite par [Clough & Penzien \(1993\)](#). Elle permet d'estimer la fréquence de résonance et l'amortissement associé. Dans le cas des vibrations ambiantes, le signal enregistré contient la réponse de la structure souvent combinée de plusieurs modes de vibration. Pour identifier ces modes, on prend la Transformée de Fourier du signal. Les fréquences de résonance correspondant aux modes propres seront marquées par des pics d'importantes énergies dans le spectre. En se basant sur les notions et les équations du paragraphe (2.1), on peut résumer ici le principe de la demi-largeur.

En substituant $\frac{1}{\sqrt{2}}$ de R_d donnée par l'équation 2.32 dans l'équation 2.30 on obtient :

$$\frac{1}{\sqrt{[1 - (\varpi/\omega_0)^2]^2 + [2\xi(\varpi/\omega_0)]^2}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.66)$$

La division par $\frac{1}{\sqrt{2}}$ vient du fait que R_d , ou le facteur de qualité Q , est inversement proportionnel à l'énergie du système ΔE (Eq. 2.33) et ΔE est proportionnelle à l'amplitude de la réponse u et à l'amortissement interne c :

$$\Delta E = \pi c \omega_0 u^2 = \pi \times 2m\omega_0^2 \xi \quad (2.67)$$

Par développement, l'équation 2.66 devient :

$$\left(\frac{\varpi}{\omega_0}\right)^4 - 2(1 - 2\xi^2)\left(\frac{\varpi}{\omega_0}\right)^2 + 1 - 8\xi^2(1 - \xi^2) = 0 \quad (2.68)$$

C'est une équation du deuxième ordre par rapport à $(\frac{\varpi}{\omega_0})^2$. Ses racines sont :

$$(\frac{\varpi}{\omega_0})^2 = (1 - 2\xi^2) \pm 2\xi\sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.69)$$

Cette dernière peut se simplifier pour les petites valeurs d'amortissement, soit :

$$\frac{\varpi}{\omega_0} \approx (1 \pm 2\xi)^{1/2} \quad (2.70)$$

Selon le développement en série de Taylor, on peut écrire que :

$$\frac{\varpi}{\omega_0} \approx 1 \pm \xi \quad (2.71)$$

Les deux racines ϖ_1 et ϖ_2 s'écrivent :

$$\begin{aligned} \frac{\varpi_1}{\omega_0} &\approx 1 - \xi \\ \frac{\varpi_2}{\omega_0} &\approx 1 + \xi \end{aligned}$$

Ainsi, la différence des deux racines s'exprime par :

$$\frac{\varpi_2 - \varpi_1}{2\omega_0} \approx \xi \quad (2.72)$$

La figure (2.15) résume le principe de la demi-largeur.

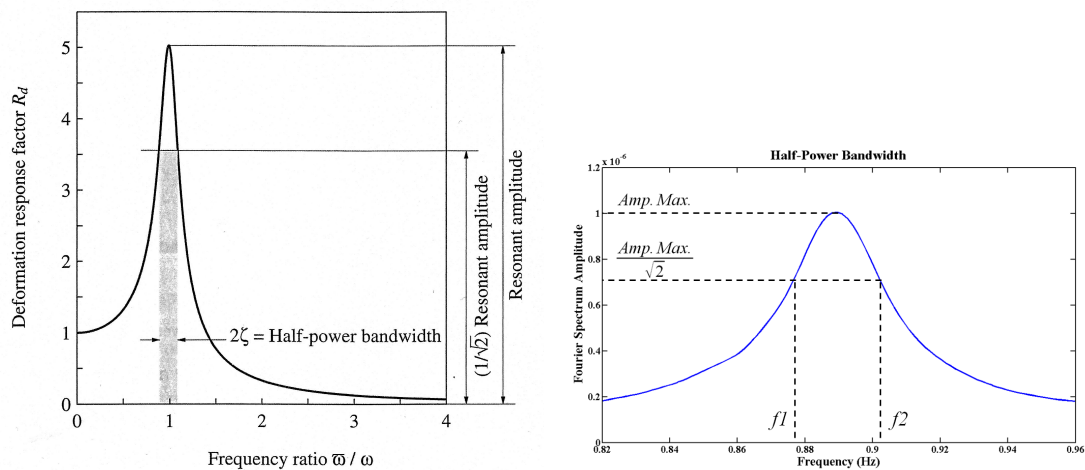


Figure 2.15 – Gauche : Méthode de la demi-largeur, source : (Chopra, 2007). Droite : application sur le spectre de Fourier, Tour Belledonne, composante Nord-sud

La méthode consiste donc à diviser l'amplitude maximale correspondant à cette fréquence par $\sqrt{2}$. Les deux valeurs de fréquence f_1 et f_2 correspondant à cette amplitude

réduite servent à calculer la fréquence et l'amortissement en appliquant les formules suivantes :

$$F(Hz) = \frac{f_1 + f_2}{2} \quad (2.73)$$

$$\xi(\%) = \frac{f_2 - f_1}{f_1 + f_2} \times 100 \quad (2.74)$$

Sur nos enregistrements de vibrations ambiantes, longues de 58 minutes, on utilise une fenêtre glissante qui parcourt tout le signal sans chevauchement. Cela permet de lisser le spectre de Fourier horaire utilisé pour calculer la fréquence et l'amortissement. La longueur de la fenêtre sera choisie de manière à réduire l'incertitude vis-à-vis du calcul de la fréquence et de l'amortissement. On prend ensuite la moyenne des spectres de toutes les fenêtres trouvées dans le signal horaire, le nombre de fenêtres dépendant de la longueur de fenêtre et de celle du signal.

Il faudrait d'abord faire la distinction entre le nombre de points de la transformée de Fourier et le nombre de points du signal que contient la fenêtre glissante. Le premier doit être suffisamment grand pour garantir une bonne précision de la transformée de Fourier de la fenêtre. Il est toujours pris comme une puissance de 2 pour optimiser le calcul. Lorsqu'il est supérieur au nombre de points que contient la fenêtre, la transformée de Fourier sera calculée sur la fenêtre et complétée avec des zéros. L'effet du nombre de points de la transformée de Fourier est illustré sur la figure (2.16).

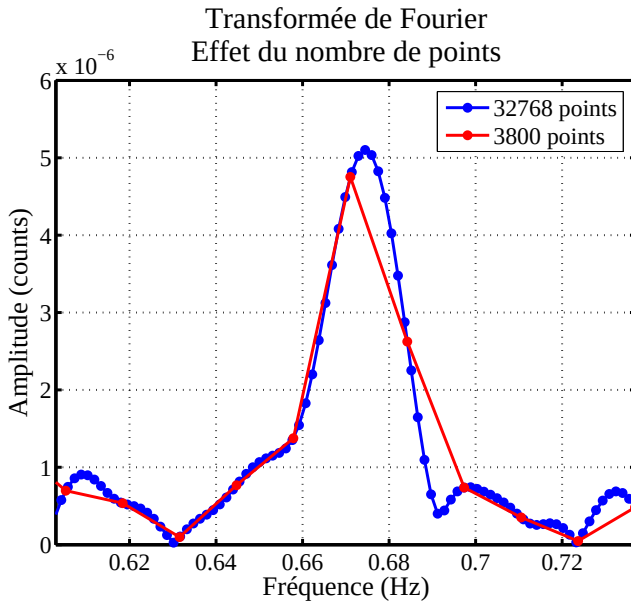


Figure 2.16 – Effet du nombre de points de la transformée de Fourier : en rouge : la transformée est faite sur les même nombre de points de 3800 points, en bleu la transformée est faite sur 32768 points (supérieur aux 3800 points du signal). Dans ce cas, le signal temporel est complété avec des zéros : la résolution en fréquence est accrue

La figure (2.16) montre comment on peut améliorer la qualité du résultat de la méthode en prenant la transformée de Fourier sur un grand nombre de points. L'augmentation du nombre de points permet à la fois d'améliorer la précision du pas en fréquence et de mieux estimer l'amplitude maximale du spectre. Dans cet exemple, pour 32768 points et une fréquence d'échantillonnage de 50 Hz, ce pas de fréquence est de $\frac{50}{32768} = 0.0015 Hz$.

On a donc, sur chaque enregistrement horaire un spectre moyen, en bleu sur la figure (2.17), plus ou moins un écart-type, en rouge sur la figure (2.17). Si on divise la valeur maximale de chaque spectre par $\sqrt{2}$, le spectre moyen nous donne les fréquences f_1 et f_2 qui serviront à calculer la fréquence et l'amortissement (Eq 2.73, 2.74). Les spectres de l'écart-type nous donnent f_{1t} et f_{1b} qui représentent une marge d'incertitude dans laquelle la fréquence f_1 pourrait se trouver, ainsi que f_{2t} et f_{2b} qui représentent une marge d'incertitude dans laquelle la fréquence f_2 pourrait se trouver.

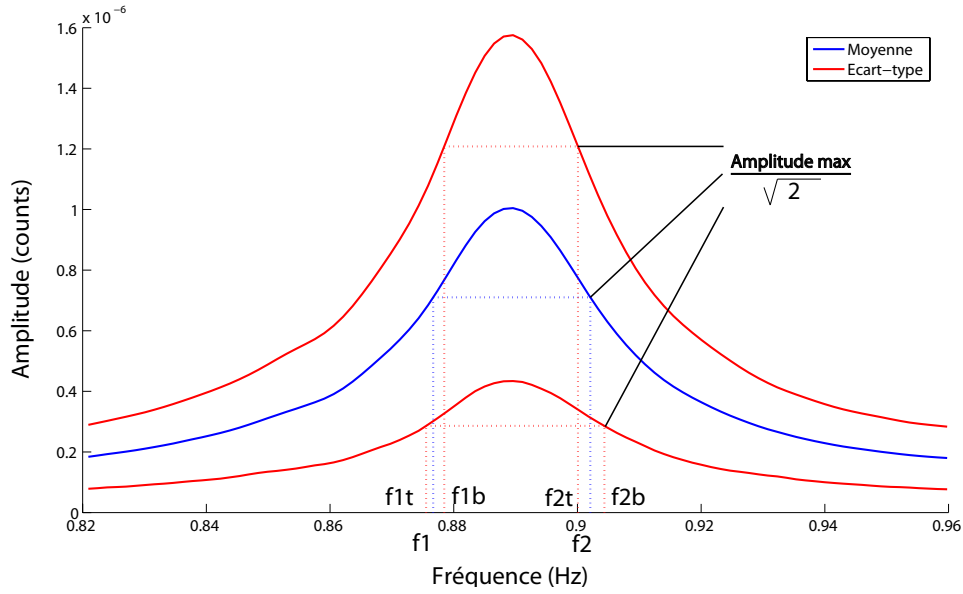


Figure 2.17 – Exemple de l'application de la méthode de la demi-largeur sur la composante Nord-sud de la tour Belledonne, montrant le spectre horaire moyen et les spectres d'écart-type représentant la marge d'incertitude

Les incertitudes Δf_1 et Δf_2 sur les fréquences f_1 et f_2 respectivement sont calculées par les relations suivantes :

$$\Delta f_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_1 - f_{1t}| \\ |f_1 - f_{1b}| \end{array} \right. \quad (2.75)$$

$$\Delta f_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_2 - f_{2t}| \\ |f_2 - f_{2b}| \end{array} \right. \quad (2.76)$$

Les incertitudes sur la fréquence Δf et sur l'amortissement $\Delta \xi$ sont ensuite calculées grâce à la méthode des dérivées partielles, que l'on peut définir par :

$$X = f(Y, Z, \dots) \quad (2.77)$$

$$\Delta X = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial Y} \times \Delta Y\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial Z} \times \Delta Z\right)^2 + \dots} \quad (2.78)$$

Pour notre cas, et à partir de l'équation 2.73, on peut écrire :

$$\Delta F = \sqrt{\left(\frac{\partial F}{\partial f_1} \times \Delta f_1\right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial f_2} \times \Delta f_2\right)^2} \quad (2.79)$$

$$\Delta F = \sqrt{\left(\frac{1}{2} \times \Delta f_1\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \times \Delta f_2\right)^2} = \sqrt{\frac{\Delta f_1^2 + \Delta f_2^2}{4}}$$

$$\Delta F(Hz) = \frac{1}{2} \times \sqrt{\Delta f_1^2 + \Delta f_2^2} \quad (2.80)$$

La même démonstration peut être faite sur l'amortissement calculé par la formule 2.74, en appliquant le principe des dérivés partiels 2.78, soit :

$$\Delta \xi = \sqrt{\left(\frac{\partial \xi}{\partial f_1} \times \Delta f_1\right)^2 + \left(\frac{\partial \xi}{\partial f_2} \times \Delta f_2\right)^2} \quad (2.81)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial f_1} = \frac{-2f_2}{(f_1 + f_2)^2}$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial f_2} = \frac{2f_1}{(f_1 + f_2)^2}$$

En substituant dans l'équation 2.81 et en la développant, on trouve que :

$$\Delta \xi(\%) = \frac{2}{(f_1 + f_2)^2} \sqrt{f_2^2 \times \Delta f_1^2 + f_1^2 \times \Delta f_2^2} \quad (2.82)$$

Ces incertitudes nous aideront à choisir le nombre de points du signal qui minimisera les incertitudes sur la fréquence et l'amortissement. L'exemple est fait uniquement sur la composante Nord-sud de la tour Belledonne, car l'autre composante et l'autre tour ont donné les mêmes résultats.

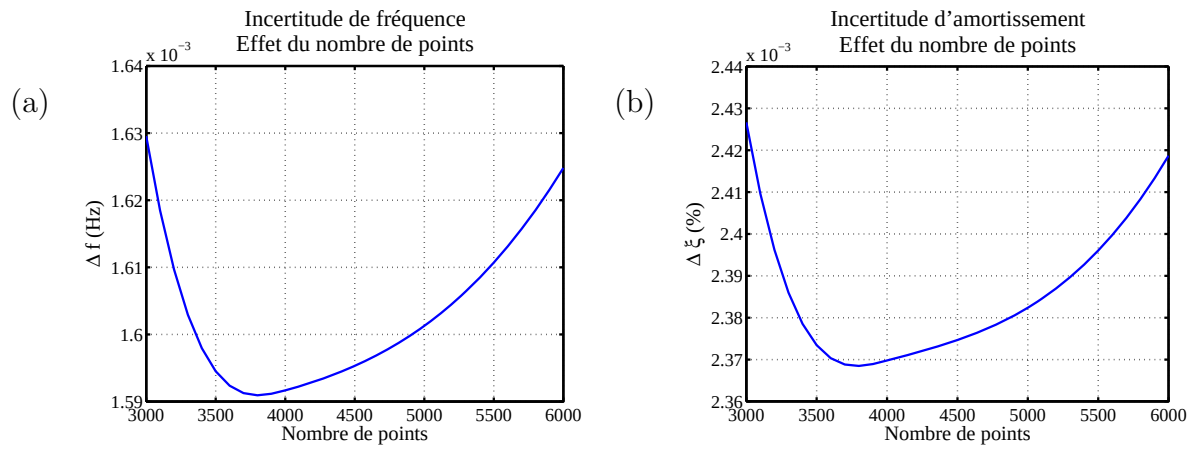


Figure 2.18 – Incertitudes en fonction du nombre de points du signal : a) amortissement, b) fréquence. Exemple de la composante Nord-sud de la tour Belledonne

On voit (Fig. 2.18) que les incertitudes atteignent une valeur minimale lorsque le nombre de points du signal que contient la fenêtre glissante est égale à 3800 points. Ces valeurs d'incertitude sont en effet la moyenne sur un mois des valeurs horaires calculées à l'aide des équations 2.82 et 2.80. C'est donc ce nombre de points qui va être retenu pour la suite de ce travail.

Chapitre 3

Fréquence et Amortissement : Comparaison Entre Deux Tours Jumelles

Les tours de l'Ile Verte, les plus hautes de Grenoble, ont été testées dans un premier temps. Ces structures, du fait de leur élancement et de leur régularité, permettent de s'assurer que les mesures effectuées sont cohérentes avec les modèles de poutre continue généralement admis pour ce genre de structure. D'autre part, le fait d'avoir deux structures a priori parfaitement identiques permet de vérifier les hypothèses et les observations de l'une avec l'autre, ce qui augmente le degré de confiance et la pertinence des observations. Dans un premier temps, après une description sommaire de ces structures et de l'expérimentation effectuée, les fluctuations des fréquences et des amortissements mesurées dans les deux tours sont analysées et comparées entre elles, ainsi qu'avec les conditions climatiques. Cette partie permet de valider la méthode du décrétement aléatoire et son degré de précision. Elle permet également de poser les bases des expériences qui seront réalisées dans les chapitres suivants

3.1 Description des tours étudiées

Les trois tours de l'Île Verte de Grenoble ont été construites entre 1963 et 1967. Ce sont des bâtiments identiques en béton armé à usage résidentiel principalement. Orientées Nord-sud, les tours ont 100 m de hauteur et comportent 30 étages (un étage technique au dessus du rez-de-chaussée, 28 étages d'habitation et un dernier étage avec une salle de réunion) et 2 sous-sols (Fig. 3.1). Elles portent les noms de Belledonne, Montblanc et Vercors. Cette étude concernera uniquement les tours de Belledonne et Montblanc que l'on désignera respectivement par BD et MB.

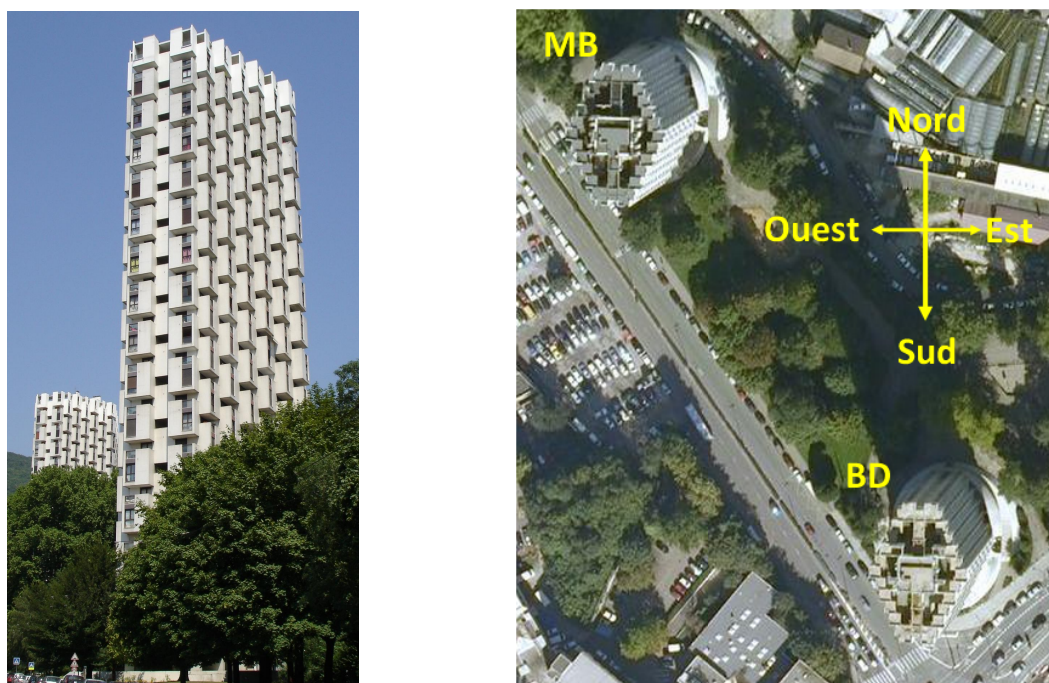


Figure 3.1 – Les deux tours étudiées, façades extérieures (Gauche), orientation des tours (Droite, source : Google Maps)

Les deux tours sont identiques d'un point de vue architectural, avec une forme en losange de dimensions 20×40 m. Leur section transversale diffère, sur les 28 étages d'habitation, entre les étages pairs et les étages impairs. La différence porte surtout sur la distribution des murs porteurs et des cloisons. On trouve des murs, en traits noirs pleins sur la figure (Fig. 3.2), s'étendant sur la longueur de la section des étages impairs. Ces murs sont raccourcis et coupés dans les étages pairs. En examinant de près les deux sections, on peut voir que la plupart des murs ne sont pas continus entre les étages pairs et impairs, permettant d'avoir une distribution différente des pièces à l'aide des cloisons, en grisé sur la même figure, allégeant ainsi la masse de la structure. Le contreventement contre les forces latérales est alors assuré uniquement par les murs porteurs *continus* sur tous les étages dans les deux sens, longitudinal et transversal.



Figure 3.2 – Section transversale des tours : étages pairs(Gauche), étages impairs(Droite)

Les tours ont été instrumentées pendant l'été de 2007, mais l'enregistrement a connu quelques interruptions. Seule la période du 18 juillet au 18 août 2007 était complète sur les deux tours. Elle sera donc retenue dans la suite de l'étude, puisqu'il s'agit d'une étude comparative des modes de vibrations des deux tours.

Chaque tour a été instrumentée par une station CityShark ([Chatelain et al., 2000](#)) munie d'un capteur Lennartz 5s à trois composantes, deux composantes horizontales et une composante verticale, situé au niveau du dernier étage, près des ascenseurs. Cela permet en effet de mesurer la réponse globale de la structure, comprenant le sol et la fondation. La bande de fréquence de travail est de 0.2 Hz à 50 Hz . Chaque fichier de données contient 58 minutes d'enregistrement : on parlera dans la suite des fichiers horaires. La fréquence d'échantillonnage étant de 50 Hz , chaque fichier contient donc 174000 points de mesure. Les composantes horizontales sont étudiées selon les deux directions principales du bâtiment, à savoir : Est-ouest (EW) $\equiv$ Transversale T et Nord-sud NS $\equiv$ Longitudinale L.

On peut identifier les modes propres de vibration par une simple transformée de Fourier des signaux de bruit de fond enregistrés (Fig. 3.3). Pour obtenir cette figure, et pour une direction donnée, on calcule les spectres de Fourier tous les 5000 points d'un enregistrement horaire, ce qui fait 34 spectres par heure. Ces spectres résultants sont d'abord moyennés pour obtenir un spectre par heure. Ensuite, le spectre représentant la direction en question sur la figure est le spectre moyen sur toutes les heures de la période de l'étude. Ceci explique la forme lisse des spectres illustrés.

Sur la figure (Fig. 3.3), les spectres de MB sont tracés en rouge et ceux de BD sont en bleu : ligne continue pour la direction L et ligne tiretée pour la direction T. On voit comment les spectres de chaque composante diffèrent légèrement d'un bâtiment à l'autre, ce qui signifie que les deux tours ne vibrent pas exactement aux mêmes fréquences de résonance malgré leur similarité architecturale.

On observe un premier mode de vibration dans la direction L à 0.84 Hz et 0.89 Hz pour les tours MB et BD respectivement, et dans la direction T à 0.65 Hz et 0.67 Hz pour MB et BD respectivement. La tour MB vibre à des fréquences légèrement inférieures à celles de BD. Le fait que la direction T a une fréquence inférieure à celle

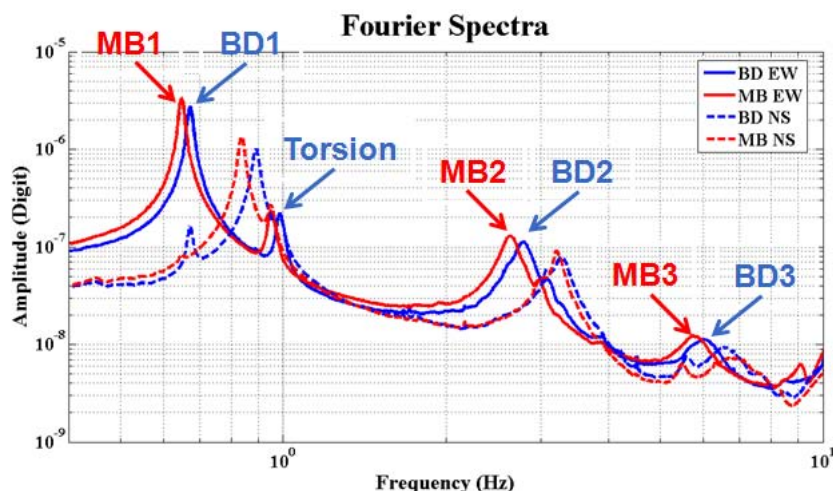


Figure 3.3 – Spectres de Fourier : MB pour Montblanc en rouge, BD pour Belledonne en bleu. Ligne continue pour la direction Transversale T (EW) et ligne tiretée pour la direction Longitudinale L (NS). Les numéros 1, 2 et 3 désignent les trois premiers modes de vibration.

de la direction L, signifie que les murs porteurs (Fig. 3.2) apportent plus de rigidité à la direction longitudinale. On peut également distinguer un deuxième mode à 3.21 Hz et 3.26 Hz pour MB et BD dans la direction L, et à 2.63 Hz et 2.79 Hz pour MB et BD dans la direction T. Un troisième mode peut être repéré à 6.71 Hz et 6.56 Hz pour MB et BD dans la direction L, et à 5.71 Hz et 6.05 Hz pour MB et BD dans la direction T.

Si on fait les rapports des modes (f_2/f_1 , f_3/f_1), on obtient : 3.8, 8 pour MB dans la direction L, et 3.7, 7.4 pour BD. Dans la direction T, on obtient : 4.1, 8.8 pour MB et 4.2, 9 pour BD. Ces rapports sont relativement proches des rapports de fréquences d'une poutre en cisaillement : 3, 5 (c.f. section 2.1.5). Ce type de comportement est conforme au comportement des structures ayant une ossature en voiles porteurs, où les murs sont raides par rapport aux planchers.

On observe également (Fig. 3.3) un pic à 0.98 Hz pour la tour BD, et à 0.95 Hz pour la tour MB, visible sur les deux composantes. Ce pic correspond probablement à un mode de torsion, puisqu'il est unique par bâtiment quelle que soit la composante. Le dispositif d'enregistrement avec un seul capteur à proximité du centre de surface de la section ne permet pas de vérifier s'il s'agit bien d'un mode de torsion.

3.2 Suivi temporel du premier mode propre

3.2.1 Fréquence

Michel *et al.* (2006) ont étudié la tour Montblanc, se basant sur la méthode de Frequency Domain Decomposition (FDD, (Brincker *et al.*, 2001)). Les résultats de cette étude, concernant la fréquence du premier mode propre, sont en accord avec les valeurs de fréquence mesurée sur la tour de Montblanc dans le cadre de cette étude. Le tableau (3.1) récapitule les valeurs moyennes, ainsi que l'écart-type, de la fréquence par bâtiment et par direction. Il s'agit de la moyenne des valeurs horaires de la fréquence fondamentale mesurées sur la période de l'analyse, du 18 juillet au 18 août 2007. Les méthodes du décrétement aléatoire (appelé RDT dans le tableau) et la demi-largeur (appelé FFT dans le tableau) ont été utilisées dans cette étude.

Fréquence du premier mode (Hz)								
Méthode	Belledonne (BD)				Montblanc (MB)			
	Transversal		Longitudinal		Transversal		Longitudinal	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
RDT	0.672	0.002	0.890	0.003	0.648	0.002	0.837	0.003
FFT	0.672	0.002	0.890	0.003	0.648	0.002	0.837	0.003
FDD					0.66		0.85	
Amortissement du premier mode (%)								
RDT	0.666	0.073	1.094	0.099	0.586	0.081	0.855	0.099
FFT	1.076	0.115	1.263	0.185	1.033	0.111	1.094	0.177

Table 3.1 – Comparaison entre les résultats obtenus par la méthode du décrétement aléatoire (RDT), la méthode de la demi-largeur (FFT) et la méthode de Frequency Domain Decomposition (FDD) utilisée dans Michel *et al.* (2006)

Les deux méthodes de mesure, décrétement aléatoire et demi-largeur, ont été présentées en détail au chapitre précédent (c.f. chapitre 2), seuls les résultats de l'application du RDT seront présentés et examinés dans ce chapitre. Ce choix est justifié par le faible écart-type des amortissements mesurés par le décrétement aléatoire.

Etant donné que les valeurs moyennes ont été présentées dans le tableau (3.1), et que l'on cherche maintenant à examiner les fluctuations de la fréquence au cours de l'étude, la normalisation par rapport à la valeur moyenne sur le mois de mesure permet de superposer les résultats des différents cas : comparer la composante longitudinale et transversale d'un bâtiment à l'autre (Fig. 3.4), et comparer les deux composantes de chaque bâtiment (Fig. 3.5).

On observe des fluctuations de la fréquence fondamentale (Fig. 3.4, 3.5) au cours du temps, sur les deux composantes L et T des deux tours MB et BD. Globalement, les valeurs de fréquence augmentent durant la journée et diminuent durant la nuit. Un maximum de fréquence est souvent atteint vers 17h00. Ces variations sont parfaitement synchrones quelle que soit la composante et quel que soit le bâtiment.

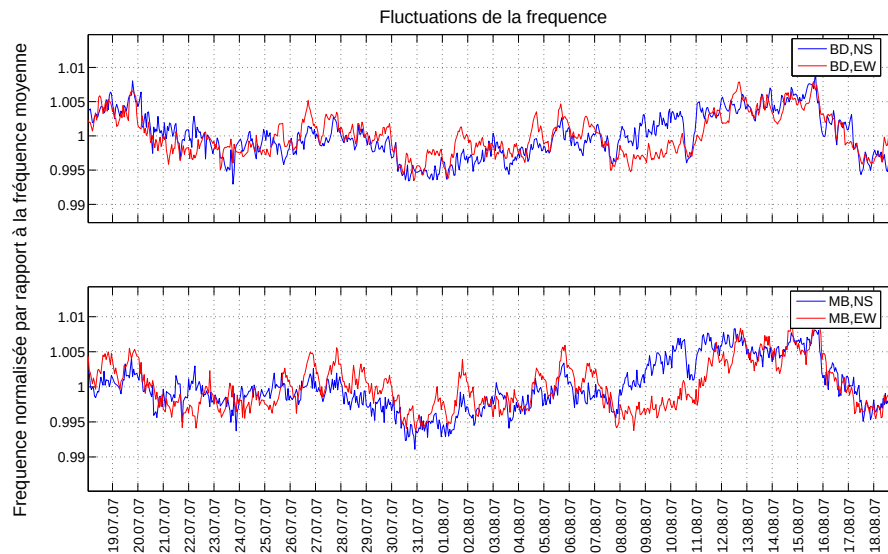


Figure 3.4 – Fluctuations des fréquences fondamentales de Belledonne (Haut), de Montblanc(Bas). EW désigne la composante T et NS désigne la composante L. Pour montrer uniquement les fluctuations, les valeurs de fréquence ont été normalisées par la valeur moyenne sur le mois de suivi (c.f. tableau 3.1)

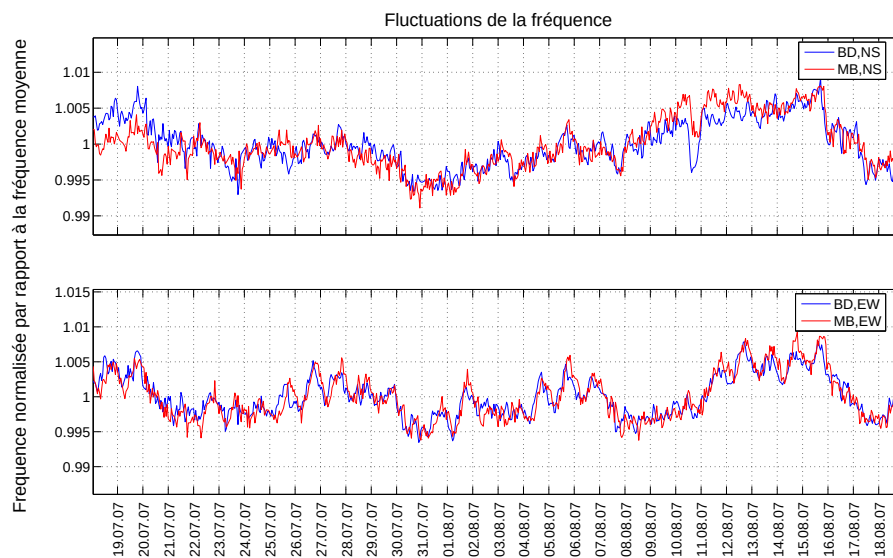


Figure 3.5 – Fluctuations de la composante NS (L) (Haut), fluctuations de la composante EW (T) (Bas). Pour montrer uniquement les fluctuations, les valeurs de fréquence ont été normalisées par la valeur moyenne sur le mois de suivi (c.f. tableau 3.1)

Les variations journalières sont mises en évidence sur la figure (3.6) où la Transformée de Fourier des variations révèle une périodicité de 24 heures dans tous les cas. Pour améliorer la qualité de la Transformée de Fourier des fluctuations et détecter des périodes supérieures à 24 heures, le suivi devrait être continu pendant au moins un an (c.f. chapitres

4 et 5). Ce type de variations diurnes a été observé par Clinton *et al.* (2006) sur le bâtiment de Millikan Library en Californie, et par Herak & Herak (2010) sur le bâtiment du département de géophysique, Faculty of Sciences and Mathematics, à Zagreb en Croatie. Ces variations semblent être essentiellement d'origine extérieure, due principalement aux conditions climatiques. On remarque notamment que le pic à 24h est plus fort sur la composante T que sur la composante L. L'exposition au soleil pourrait être à l'origine de cette différence, Breuer *et al.* (2008) a montré son effet sur la tour de télévision de Stuttgart, en Allemagne, en utilisant des techniques de GPS (Global Positioning System) pour mesurer les déplacements de la tour.

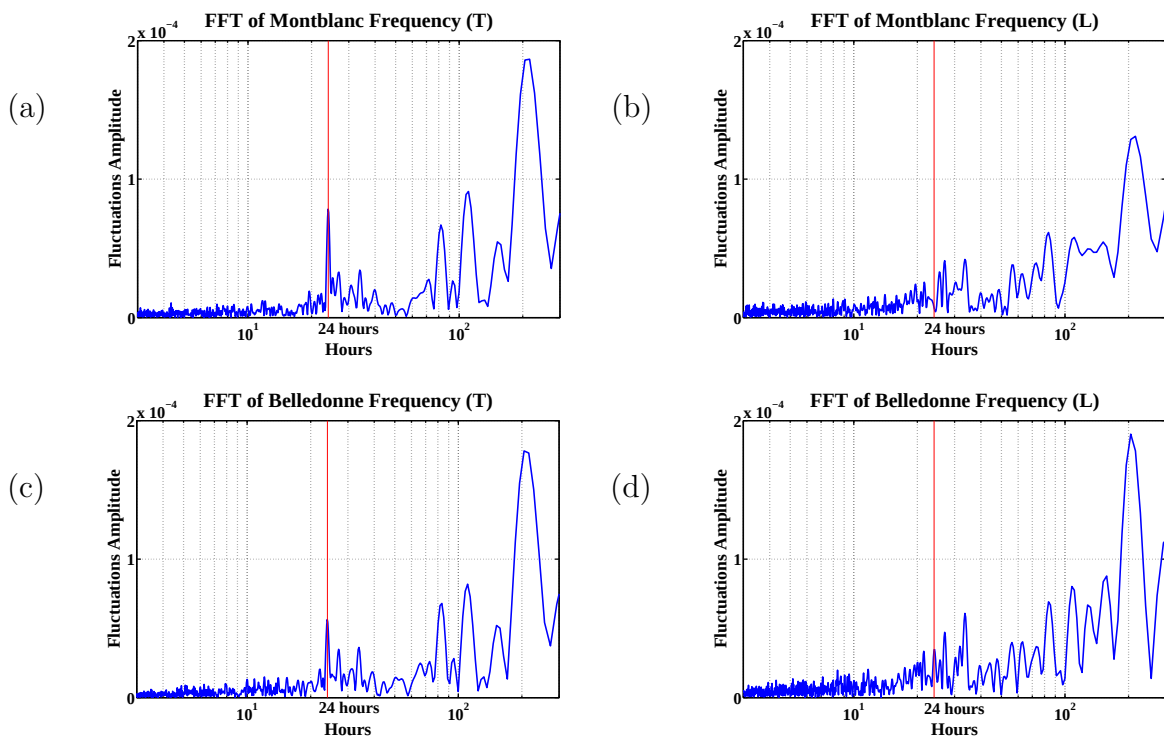


Figure 3.6 – Transformée de Fourier des fluctuations de la fréquence par rapport à sa valeur moyenne : a) Montblanc, Transversale, b) Montblanc, Longitudinale, c) Belledonne Transversale, d) Belleonne, Longitudinale

Des fluctuations à des périodes plus élevées sont lisibles également sur les quatre figures. La durée de l'observation n'est pas suffisante pour avoir une explication physique raisonnable sur l'origine de ces fluctuations. Nous reviendrons sur cette question dans le chapitre 4.

Ces fluctuations à très grandes constantes de temps sont également visibles sur les suivis temporels (Fig. 3.4). Elles sont similaires d'une composante à l'autre, à l'exception d'une augmentation de la composante L par rapport à la composante T pendant la période du 07/08 au 12/08. On observe également une chute brusque de fréquence le 10 août, de l'ordre de 0.75% sur la composante Longitudinale de BD. On l'observe aussi sur la composante L de MB mais elle est moins forte sur les composantes Transversales. On

observe notamment des fluctuations quasiment identiques sur la composante T des deux bâtiments (Fig. 3.5), mais une légère différence est constatée sur la composante L.

On peut montrer autrement la corrélation des variations entre les différents bâtiments et les différentes composantes en les traçant comme sur la figure (Fig. 3.7). On observe une très bonne corrélation sur les composantes T entre BD et MB avec un coefficient de corrélation de 0.89. La corrélation est moins forte sur la composante L, avec un coefficient de corrélation de 0.82. Lorsqu'on trace les fréquences de la composante L en fonction de la composante T pour BD et pour MB, (Fig. 3.8), on trouve une bonne corrélation (de 0.75) entre les deux composantes de BD, et une corrélation de 0.65 pour MB.

La relativement moins bonne corrélation entre les deux composantes d'un bâtiment vient surtout de l'expression beaucoup plus forte de la variation journalière sur la composante T que sur la composante L.

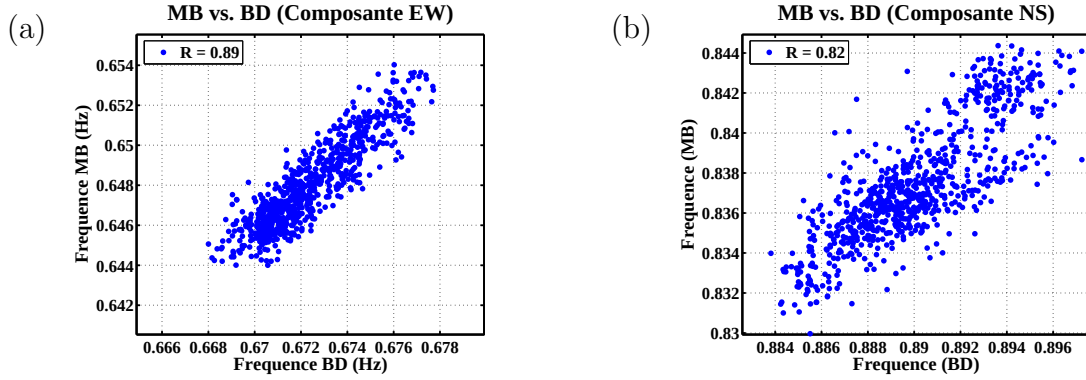


Figure 3.7 – Comparaisons entre les bâtiments : a) Transversale (EW), b) Longitudinale (NS)

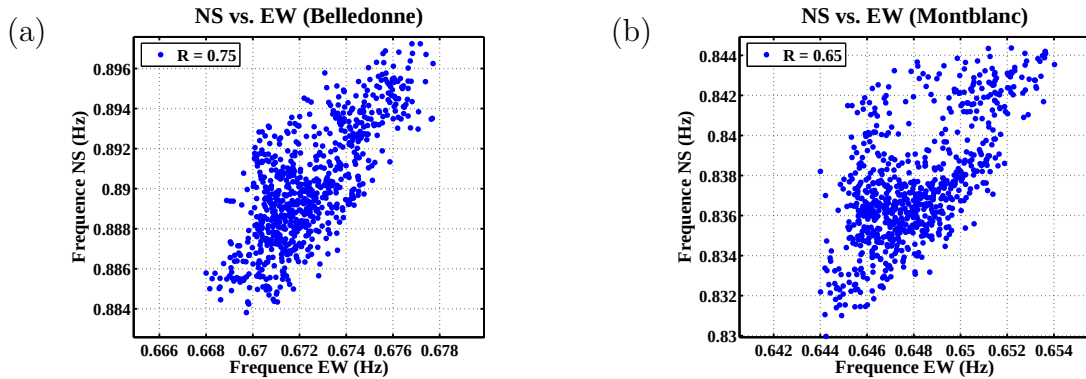


Figure 3.8 – Comparaisons entre les composantes : a) Belledonne b) Montblanc

Ces oscillations de fréquence, observées sur les deux bâtiments, nous permettent de supposer qu'elles sont dues à une origine extérieure, parce qu'autrement, chaque bâtiment aurait eu des variations de fréquence propres à lui-même et différentes de l'autre. On

a donc deux structures identiques, d'un point de vue architectural, pouvant présenter une légère différence au niveau des valeurs de fréquences propres dues probablement à l'exécution. Cependant, cela n'empêche pas que leurs variations soient très similaires. Le fait que les deux bâtiments soient proches, implique que le niveau de sollicitation doit être proche, ainsi que les autres conditions externes telles que la température, l'humidité, etc.

3.2.2 Amortissement

Les figures (Fig. 3.9, Fig. 3.10) illustrent l'amortissement mesuré par la méthode du décrément aléatoire en fonction de temps. Les valeurs moyennes sur la période de l'étude, en rouge, sont de 0.855 % et 1.094 % pour la composante L de MB et BD respectivement, et de 0.586 % et 0.666 % pour la composante T de MB et BD respectivement. Il est important de noter que l'amortissement ainsi mesuré est très éloigné des valeurs généralement admises dans les règles de construction (i.e., 5 %).

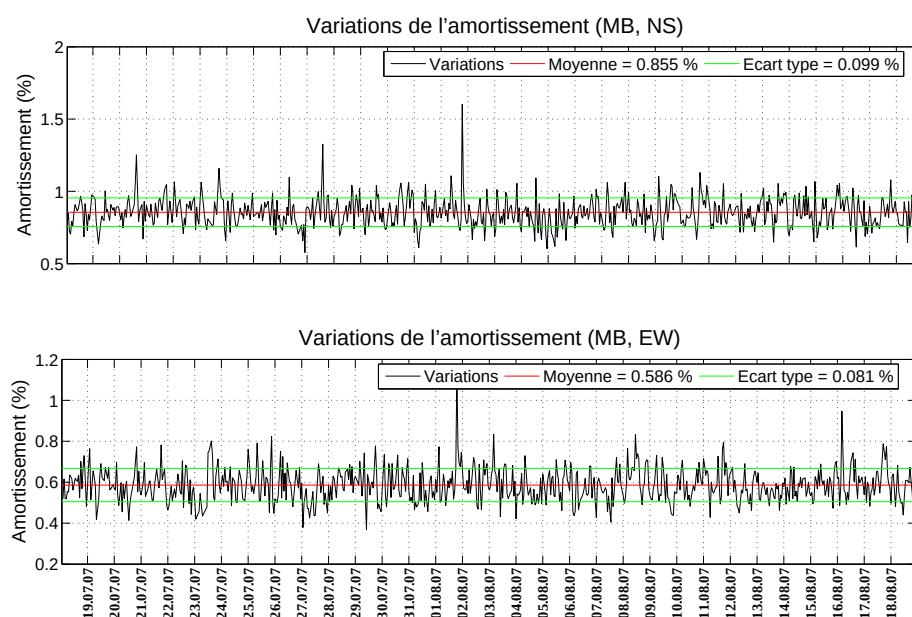


Figure 3.9 – Variations de l'amortissement mesuré avec le décrément aléatoire en fonction du temps de la tour de Montblanc : (Composante Longitudinale, haut), (Composante Transversale, bas)

Vu les relativement faibles écarts type, en vert, de 0.073 % à 0.099 %, qui sont quand même supérieurs à ceux de la fréquence, l'amortissement est stable autour de sa valeur moyenne et ne montre pas de variations visibles sur les figures. Cependant, la Transformée de Fourier des fluctuations de l'amortissement, en enlevant la valeur moyenne (Fig. 3.11), révèle un pic à 24 heures sur toutes les composantes et tous les bâtiments, indiquant des variations diurnes de l'amortissement, constatées aussi sur la fréquence. Mais ici, elles sont plus marquées sur la composante L que sur la composante T, alors que c'était l'inverse

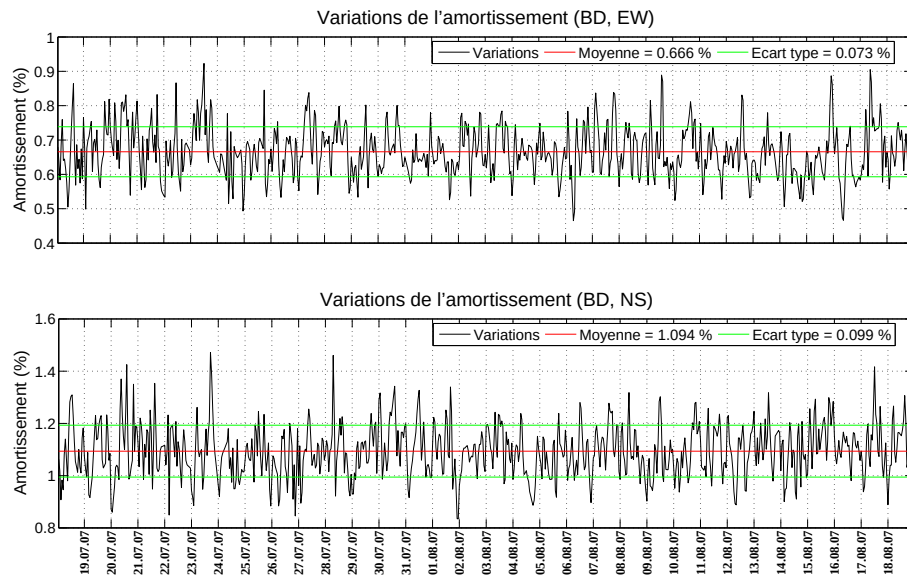


Figure 3.10 – Variations de l'amortissement avec le décrément aléatoire en fonction de temps de la tour de Belledonne : (Composante Transversale, haut), (Composante Longitudinale, bas)

sur la fréquence.

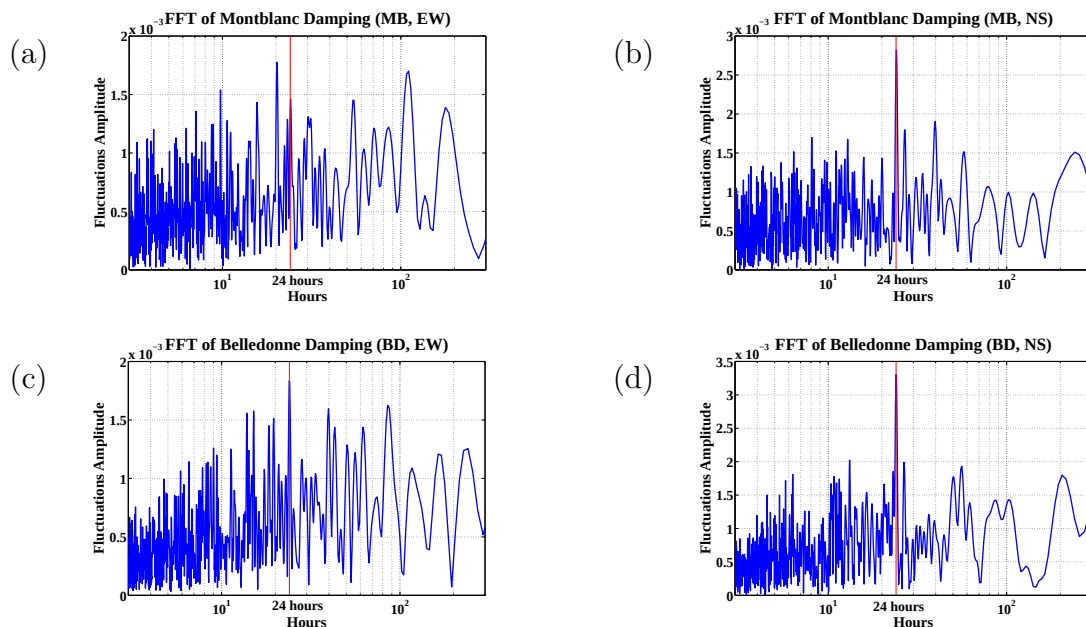


Figure 3.11 – Transformée de Fourier des fluctuations de l'amortissement : a) Montblanc, Transversale, b) Montblanc, Longitudinale, c) Belledonne Transversale, d) Belledonne, Longitudinale

Si on compare les valeurs moyennes de la fréquence avec les valeurs moyennes de

l'amortissement, tableau (3.1), par ordre croissant (0.586%, 0.666 %, 0.855 %, 1.094 % correspondant à 0.648 Hz, 0.672 Hz, 0.837 Hz, 0.890 Hz de fréquence) on trouve que l'amortissement augmente lorsque la fréquence augmente, ce qui est en accord avec les observations sur les bâtiments en béton armé de grande hauteur constaté par [Satake et al. \(2003\)](#). [Dunand \(2005\)](#) avait aussi montré des relations similaires entre fréquence et amortissement.

3.2.3 Comparaison avec les Conditions Climatiques

Vu la nature journalière des variations de fréquence, et pour essayer d'expliquer les variations observées sur les fréquences mesurées, les données horaires de température, pluie et vent ont été récupérées à partir d'une station météorologique se trouvant à une quinzaine de kilomètres du site de l'étude (GRENOBLE - LVD - 38538002, le Versoud).

La comparaison entre les variations de fréquence, composante Transversale de la tour de Belledonne, et celles de température en fonction du temps est illustrée sur la figure (Fig. 3.12). On retrouve les variations journalières sur la température qui sont corrélées avec les variations de fréquence, c'est-à-dire lorsque la température augmente, la fréquence de la structure elle aussi augmente. Même les variations à long terme observées sur la fréquence sont aussi présentes sur la température.

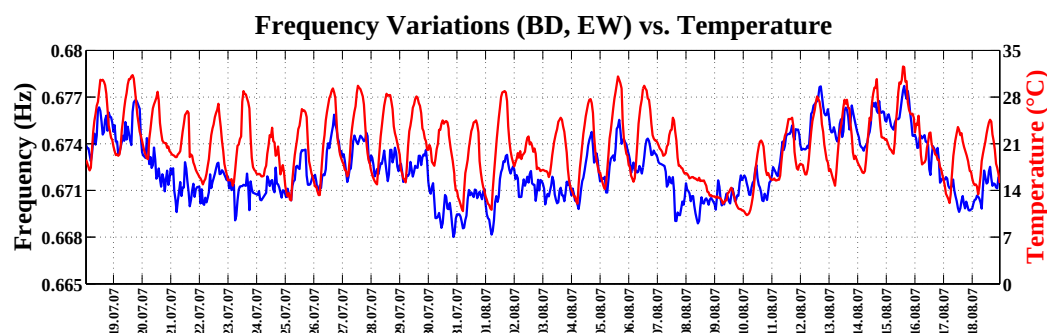


Figure 3.12 – Variations de la fréquence et de la température enregistrée à une quinzaine de kilomètres du site d'étude. Composante Est-ouest de Belledonne, du 18 juillet au 18 août 2007

Pour mieux montrer la corrélation entre la fréquence et la température, la première a été représentée en fonction de la seconde (Fig. 3.13). Le coefficient de corrélation entre température et fréquence dans la direction T pour les deux tours (0.56 et 0.48 pour BD et MB respectivement) est supérieur à celui de la direction L (0.16 et 0.09 pour BD et MB respectivement). Cela signifie que la composante Transversale est plus sensible aux changements de température que la composante Longitudinale.

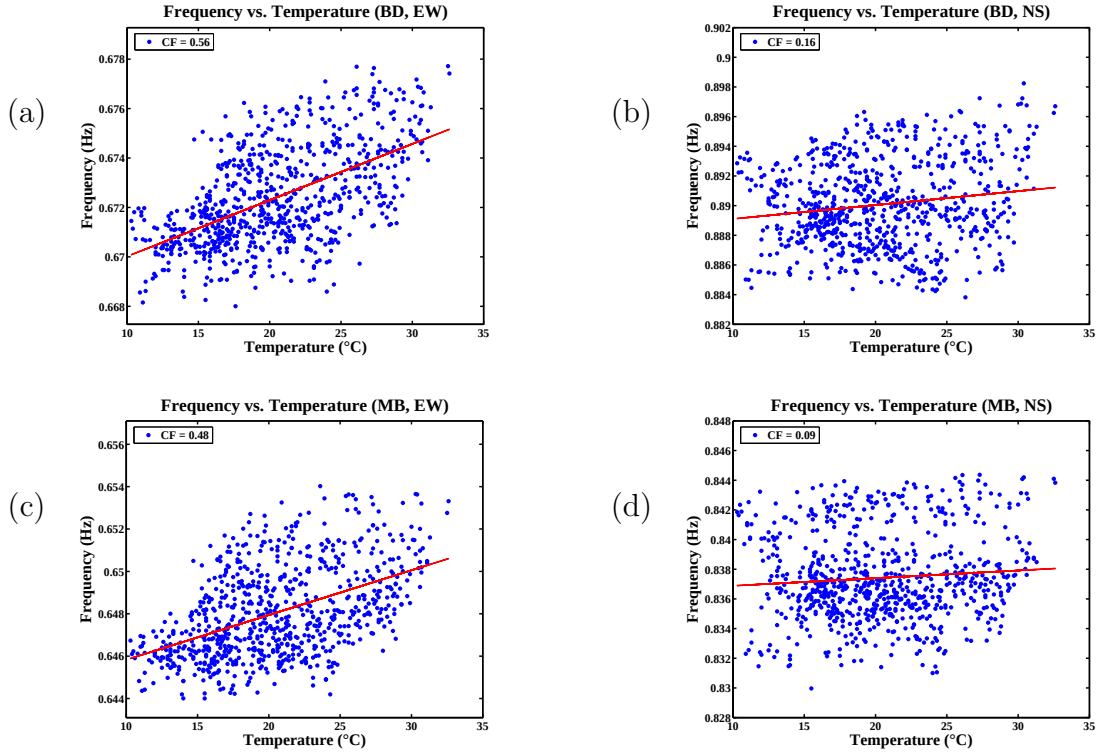


Figure 3.13 – Comparaison entre la fréquence et la température : a) Belledonne Transversale, b) Belledonne Longitudinale, c) Montblanc Transversale, d) Montblanc Longitudinale. La ligne rouge représente une régression linéaire, CF est le coefficient de corrélation

Finalement, en tenant compte du fait que la température augmente pendant la journée, en atteignant un maximum entre 13h00 et 16h00, la fréquence augmente et atteint son maximum autour de 17 heures et diminue pendant la nuit, avec quelques heures de décalage par rapport à la température.

Par ailleurs, l'étude a eu lieu en été et les précipitations de pluie étaient faibles ou inexistantes. Vu la rareté des données, il est difficile de juger la nature de la relation entre fréquence et pluviométrie.

Les rafales du vent représentent une grande partie de la sollicitation ambiante. C'est pourquoi, leur vitesse maximale horaire a d'abord été comparée avec l'énergie spectrale du premier mode (Fig. 3.14). La bonne corrélation entre la vitesse maximale horaire du vent, même les plus faibles pendant la nuit, et l'énergie spectrale du premier mode propre confirme que les rafales du vent constituent une grande partie de la sollicitation.

Avant de comparer directement les rafales du vent avec les valeurs de fréquence mesurées, on enlève d'abord l'effet de la température sur la fréquence, étant donné leur bonne corrélation. Le processus consiste à calculer une ligne de régression représentant l'effet de la température. Puis par soustraction des valeurs mesurées de fréquence, on obtient une fréquence résiduelle, que l'on va comparer à l'amplitude de vent selon la relation suivante :

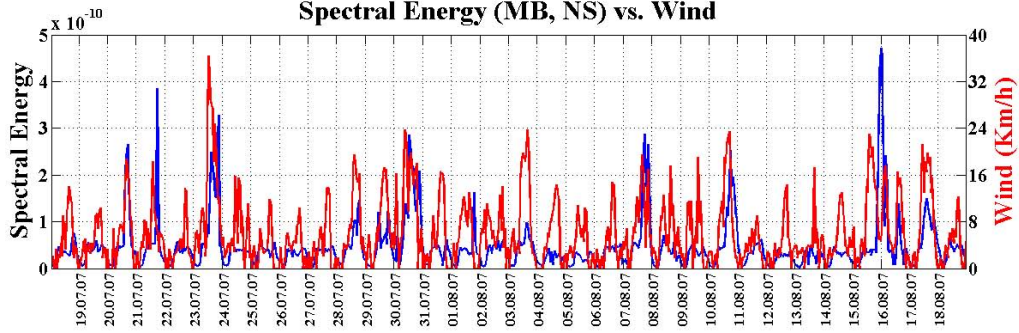


Figure 3.14 – Variations de la vitesse maximale horaire des rafales du vent et l'énergie spectrale autour du premier mode. Composante Nord-sud de Montblanc, du 18 juillet au 18 août 2007

$$f_{residu} = f_i - \hat{f}_i \quad (3.1)$$

$$\hat{f}_i = f_0 + \alpha (T_i)$$

où f_0 et α sont les constantes de la régression linéaire entre la fréquence et la température, f_0 étant l'ordonnée et α la pente de la ligne de la régression.

T_i est la température horaire (heure i),

f_i est la fréquence horaire et f_{residu} est le résidu de la fréquence horaire après soustraction de l'effet de la température.

C'est donc f_{residu} qui sera comparée avec l'amplitude du vent (Fig. 3.15).

Les coefficients de corrélation, de -0.21 à -0.38, reflètent un lien entre les valeurs de fréquence, résiduelles, et les rafales du vent. Lorsque l'amplitude du vent augmente, et ainsi la sollicitation, la fréquence diminue. Cette tendance, même pour des faibles niveaux de sollicitation, est cohérente avec les tendances observées sous sollicitations plus fortes. L'effet du niveau de sollicitation introduit un comportement non linéaire, généralement produit par l'ouverture de fissures préexistantes, réduisant la fréquence. Cette tendance a également été observée sur des sollicitations sismiques modérées (Michel *et al.*, 2010a). Cependant, la grande dispersion des résultats montre que cette corrélation est faible, (comme l'indique les faibles valeurs de corrélation).

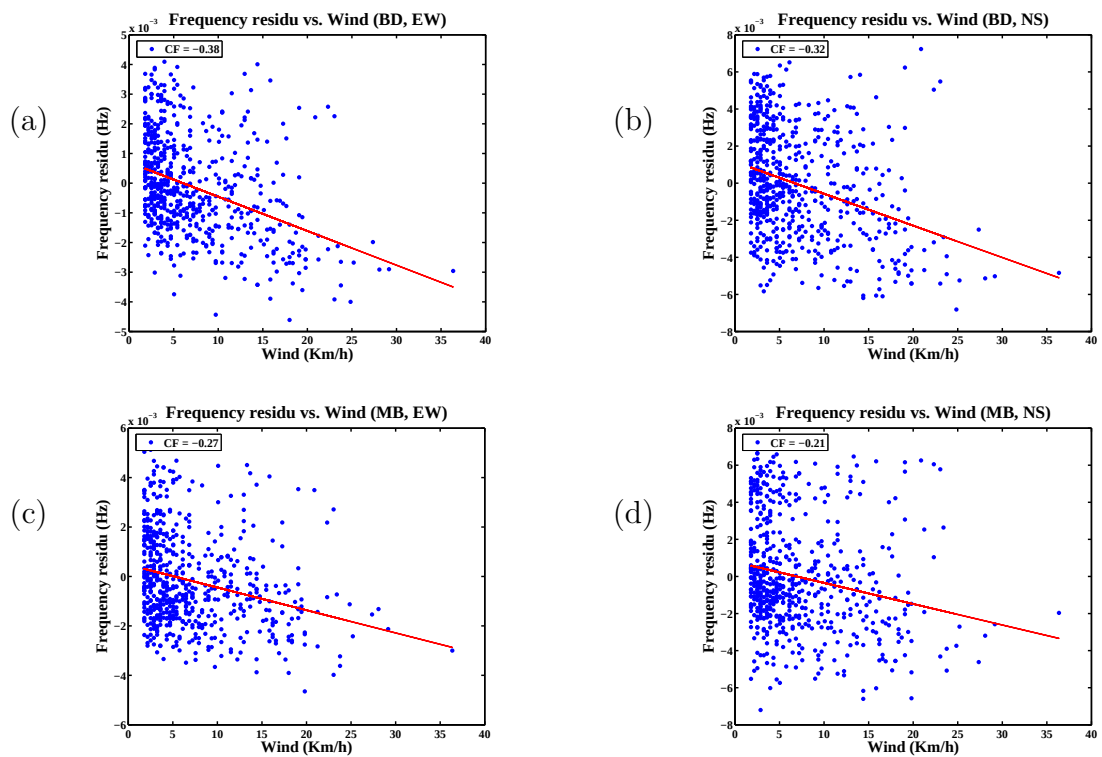


Figure 3.15 — Comparaison entre le résidu de la fréquence et le vent : a) Belledonne Transversale, b) Belledonne Longitudinale, c) Montblanc Transversale, d) Montblanc Longitudinale. La ligne rouge représente une régression linéaire, CF est le coefficient de corrélation

3.3 Conclusions

On constate ainsi que l'utilisation des vibrations ambiantes dans deux structures a priori identiques permet de distinguer certaines différences de rigidité. Les fréquences obtenues dans les tours MB et BD sont différentes, ce qui peut correspondre à des différences de conception (peu probables), de réalisation, de détail d'aménagement interne, ou bien à des différences au niveau des conditions aux limites, en particulier, le sol, via l'Interaction Sol-Structure (ISS), qui peut même à courte distance introduire des différences de comportement.

L'utilisation de la méthode du décrétement aléatoire RDT permet de distinguer des fluctuations relatives de fréquence de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-2} sur les deux bâtiments. Leur origine physique ne fait aucun doute : les variations observées, similaires et synchrones sur les deux bâtiments, sont de surcroît très bien corrélées avec les variations de température, et cela quelles que soient les composantes et la structure (les deux étant indépendantes). Ces observations confirment que la température est un facteur de "forçage" externe contrôlant au moins partiellement la fluctuation observée. La transformée de Fourier des fluctuations révèle en outre une périodicité de 24h, soit des effets diurnes/nocturnes significatifs. La composante longitudinale, moins exposée au soleil, semble moins sensible.

Cependant, en analysant les variations des fréquences, corrigées des fluctuations produites par la température, on constate que la fréquence semble diminuer avec le niveau des sollicitations produites par le vent. Il semble donc que même pour des niveaux de sollicitations modestes, l'excitation pourrait être suffisante pour entraîner l'ouverture et la fermeture des fissures existantes, réduisant ainsi la rigidité et par conséquent la fréquence. Cette observation avait été rapportée dans Michel *et al.* (2010a) pour des niveaux sismiques faibles. D'autres fluctuations, plus longues périodes, semblent également se révéler. La durée de l'expérimentation ne permet pas de conclure mais on constate néanmoins que la fréquence de vibration est sensible aux fluctuations saisonnières des températures. Il reste cependant difficile à ce stade d'identifier l'origine physique de ces fluctuations : un changement des propriétés physiques de la structure ou des variations des conditions aux limites, dans le sol en particulier, ayant alors des répercussions sur la structure via l'ISS.

La méthode du décrétement aléatoire apparaît plus stable et robuste que la méthode de la demi-largeur pour la mesure de l'amortissement. La précision est cependant beaucoup moins bonne (de l'ordre de 10-25 %) que pour la fréquence (inférieure à 1 %). Même si aucune fluctuation nette n'est visible dans le domaine temporel, une analyse de Fourier montre la même périodicité de 24h que pour la fréquence. Cette variation est moins visible. On peut cependant valider la mesure de cet amortissement, qui semble être une mesure relativement stable autour de sa valeur moyenne. Cette observation devra être confirmée sur de plus longues observations mais d'ores et déjà on constate que l'amortissement mesuré, de l'ordre du 1 % est loin de la valeur de 5 % généralement proposée dans les règles de dimensionnement parasismique pour l'utilisation des spectres de réponse. Ces mesures de fréquence et d'amortissement peuvent également être utilisées dans la définition et la validation de modèles de comportement plus sophistiqués pour l'analyse de la vulnérabilité de certains bâtiments existants.

La méthode RDT, par la précision qu'elle offre sur les mesures de fréquence et d'amor-

tissement, semble donc constituer un outil simple pour le suivi de l'intégrité d'une structure au cours du temps. Même si l'origine des fluctuations reste à confirmer, en particulier pour l'amortissement, on peut s'appuyer sur ces mesures pour détecter des variations très faibles, témoins de changement des propriétés physiques de la structure.

Chapitre 4

Variations Temporelles des Modes de Comportement d'un Bâtiment : Application à l'Hôtel de Ville de Grenoble

Dans cette partie, nous utilisons les acquisitions faites dans l'Hôtel de Ville de Grenoble par le Réseau Accélérométrique Permanent en continu pour analyser l'origine des fluctuations naturelles de la fréquence et de l'amortissement. Ce bâtiment, bien décrit et ayant fait l'objet de publications scientifiques antérieures, permet de tester également si l'ISS fluctue au cours du temps, expliquant ainsi les variations des fluctuations physiques des propriétés du bâtiment. Un an d'enregistrement a été utilisé. La configuration expérimentale de l'instrumentation nous permet d'évaluer les différents modes de comportements généralement observés dans une structure (mouvement global, rocking (basculement), torsion, drift pur, flexion apparente etc...). Après la description de cette structure et de son instrumentation, l'analyse des données est décrite, en particulier les tests sur la synchronisation des données. Puis l'analyse des fluctuations est faite ainsi que celle des variations des fréquences et des amortissements entre modes de comportement. Deux modèles simples d'Interaction Sol-Structure et de dilatation thermique de la structure sont utilisés pour confirmer certaines des observations.

4.1 Description et instrumentation du bâtiment

4.1.1 Description et comportement du bâtiment

L'Hôtel de Ville de Grenoble fut achevé en 1967. Il est composé de deux parties indépendantes : une tour de 13 étages, faisant l'objet de la présente étude, et une partie étendue à deux étages, (Fig. 4.1).

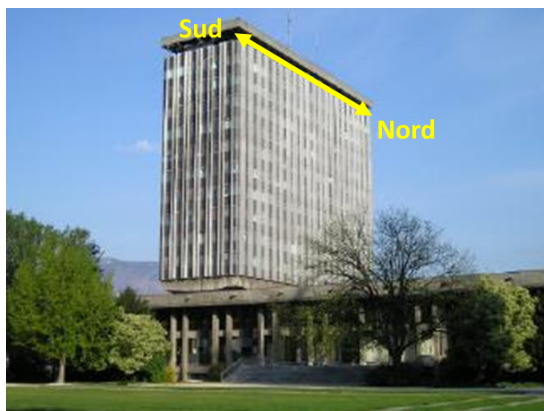


Figure 4.1 – Vue de l'Hôtel de ville de Grenoble depuis l'extérieur et orientation

L'analyse des plans et des études antérieures (Michel *et al.*, 2010a) montre que les deux parties sont complètement indépendantes. La tour fait 44 m de longueur et 13 m de largeur pour 52 m de hauteur. Son système structural principal est composé de poteaux et de poutres portant les dalles, à l'exception d'une plate-forme en béton précontraint située au troisième étage. La hauteur entre les étages est de 3.2 m à partir du troisième étage, de 4.8 m pour le premier étage et de 8 m pour le deuxième. La construction est en béton armé, sauf pour la plate-forme du troisième étage qui est en béton précontraint. Bien qu'elle ne suive pas une norme parasismique, sa rigidité latérale est assurée principalement par les voiles des cages d'ascenseurs et d'escaliers situées de part et d'autre de la tour principale (Fig. 4.2). Une analyse numérique complète du bâtiment (Michel *et al.*, 2010a) a ainsi montré que malgré des dimensions élancées, le bâtiment avait à peu près les mêmes valeurs de rigidité dans les deux directions principales (longitudinale et transverse), puisqu'elle est apportée par les cages d'ascenseurs à peu près symétriques.

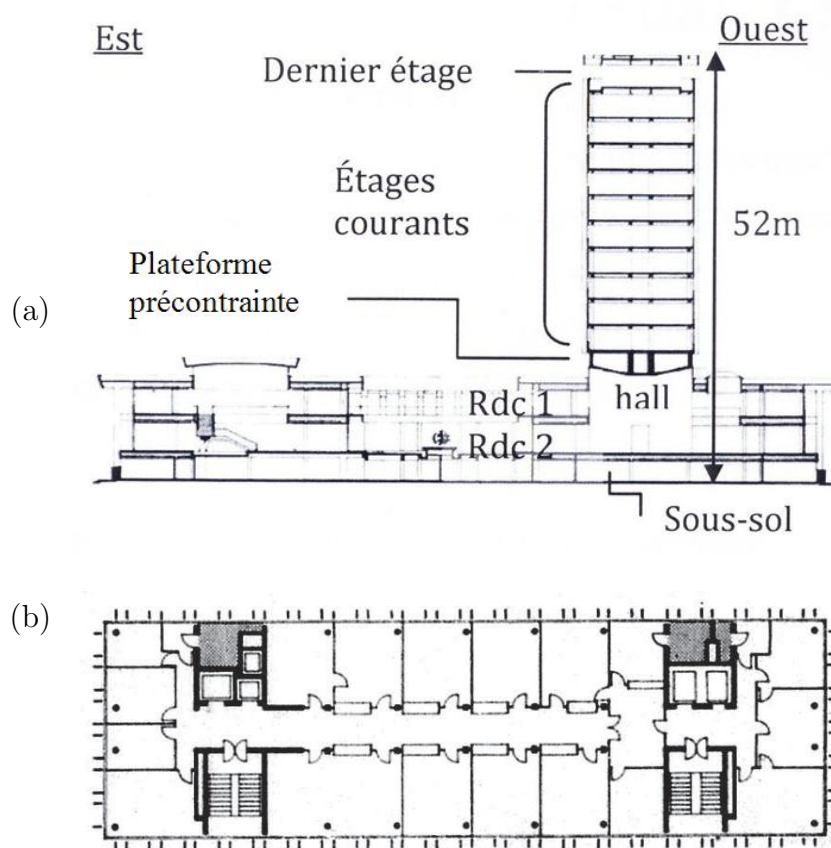


Figure 4.2 – Hôtel de ville de Grenoble : (a) une section en élévation, (b) une section transversale. (source : Michel (2007))

Le bâtiment est situé sur un bassin sédimentaire très épais, quelques centaines de mètres (Fig. 4.3a), composé essentiellement d'argile glacio-lacustre. Le bassin se trouve entre les massifs de calcaire Jurassique de la Chartreuse et du Vercors sur les côtés Ouest et Nord respectivement, et les montagnes métamorphiques du massif de Belledonne dans le Sud-est. Le fond du bassin de Grenoble est constitué de calcaire marneux superposé par des marnes Jurassiques. Ensuite, une formation épaisse d'argile lacustre sablo-limoneux recouvre la formation jurassique, et s'étend sur l'ensemble du bassin, résultant des dépôts des lacs post-glaciaire (Nicoud *et al.* (2002), Guéguen *et al.* (2006)). Ce bassin amplifie le mouvement sismique autour de 0.3-0.4 Hz (Fig. 4.3b) (Vallon (1999), LeBrun *et al.* (2001), Guéguen *et al.* (2007)). Une étude se basant sur les rapports H/V du bruit de fond (Bonnefoy-Claudet, 2004) montre également des fréquences de résonance de 0.3 Hz dans cette zone du bassin. Au niveau de l'Hôtel de Ville, on note la présence d'une couche superficielle de 15-20 m d'épaisseur, composée de tourbe et d'argile molle résultant des dépôts fluviaux de l'Isère, et reposant sur une couche de sable et de graviers (Nicoud *et al.* (2002), Guéguen *et al.* (2006)). Le système des fondations du bâtiment est formé de pieux ancrés dans la couche de sable et graviers raides située à environ 15 m d'épaisseur. Les tests géotechniques et géophysiques montrent une vitesse d'ondes de cisaillement au sol de l'ordre de 150 m/s à 200 m/s avec un contraste d'impédance à 15 m de profondeur correspondant à une fréquence de résonance de l'ordre de 2.5 Hz (Guéguen *et al.*, 2006).

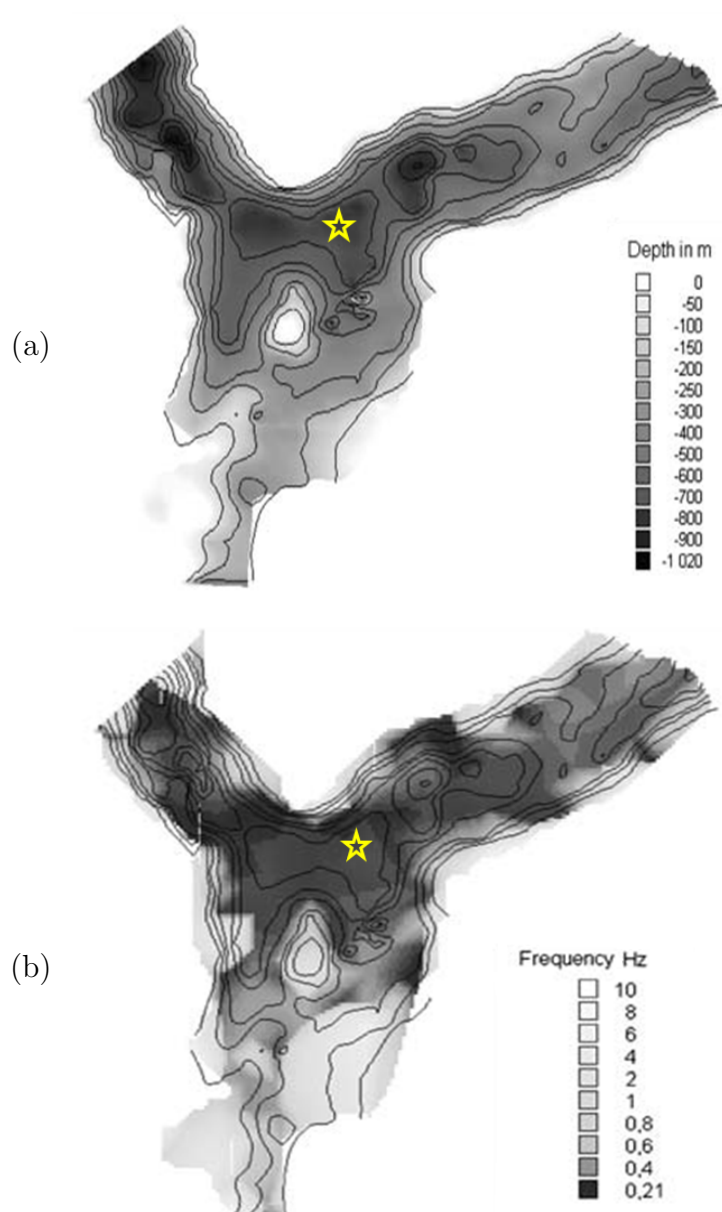


Figure 4.3 – a) Profondeur du sédiment à Grenoble, b) Fréquences de résonance du sol. L'étoile jaune représente la location de l'Hôtel de ville (source des cartes, Vallon (1999))

Une étude précédente a permis, par analyse modale sous vibrations ambiantes (Michel, 2007), de définir les modes de vibrations de la structure. Cette étude a permis d'identifier deux modes de translation, longitudinale (1.16 Hz) et transversale (1.22 Hz), et un mode de torsion (1.45 Hz), ainsi que quelques modes supérieurs peu énergétiques. La technique utilisée était la FDD, Frequency Domain Decomposition (Brincker *et al.*, 2001). Les formes des modes de la structure révèlent l'anomalie de comportement due à la présence de la plateforme précontrainte (Fig. 4.4).

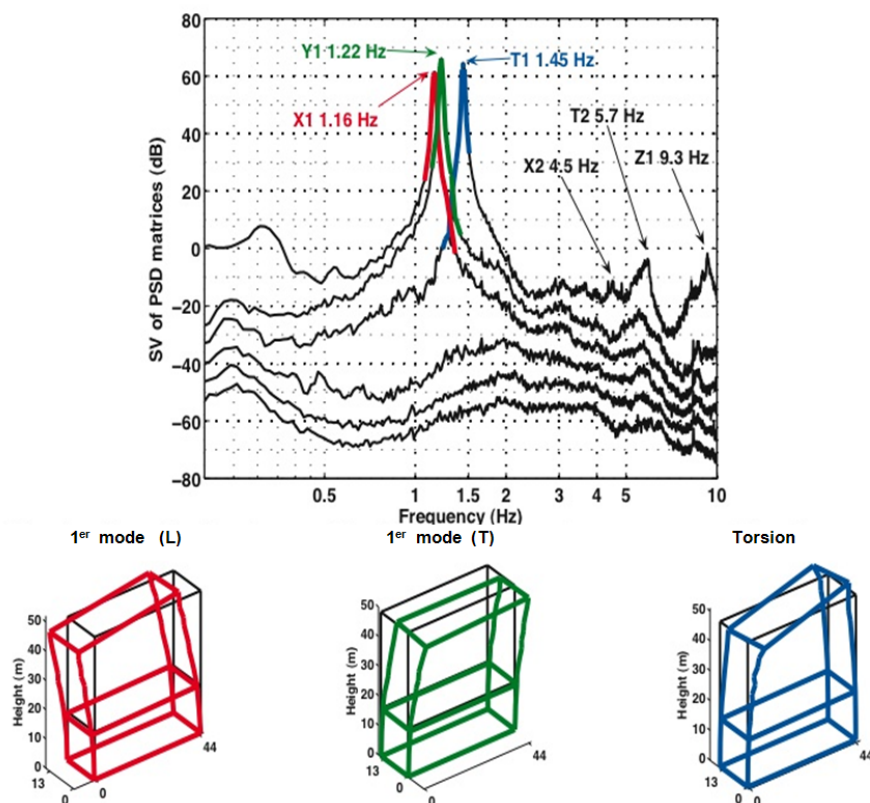


Figure 4.4 – Les premiers modes (T et L, et Torsion) de l’hôtel de ville (avec la FDD), avec une illustration montrant l’effet de la plate forme précontrainte (Michel *et al.*, 2010a)

Une modélisation en éléments finis en 3D du bâtiment (Michel *et al.*, 2010a) a confirmé ce mode de comportement. Outre les valeurs des fréquences modales, la méthode utilisée (Michel *et al.*, 2010a) donne un amortissement de 0.9 % pour le premier mode de flexion longitudinale, 1.1 % pour le deuxième mode de flexion transversal et 0.9 % pour le premier mode de torsion.

4.1.2 Instrumentation

Dans le cadre du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP), la tour de l’Hôtel de Ville de Grenoble est instrumentée depuis novembre 2004, à raison de six stations enregistrant en continu les vibrations ambiantes et d’éventuelles secousses sismiques. Les stations OGH1, OGH2 et OGH3 sont situées au rez-de-chaussée, et les stations OGH4, OGH5 et OGH6 sont situées au treizième étage (Fig. 4.5).

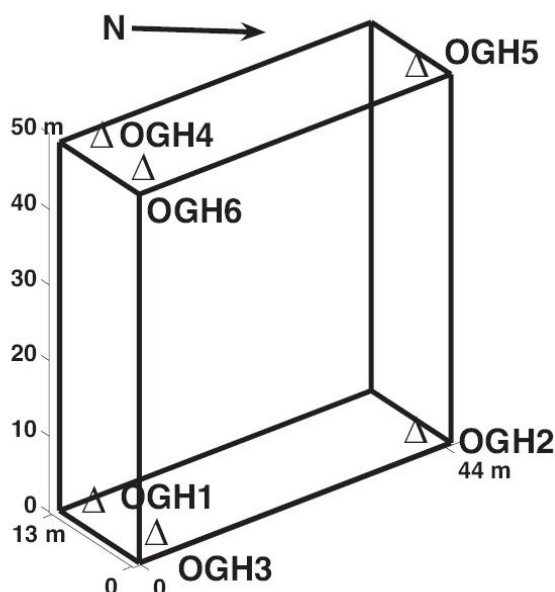


Figure 4.5 – Disposition des stations accélérométriques dans l'Hôtel de Ville de Grenoble (d'après Michel (2007))

La disposition des stations permet en particulier d'étudier les différents mouvements de la structure (Guéguen & Bard, 2005), à savoir : mouvement global, flexion apparente, rocking, drift pur et torsion, et d'examiner l'interaction sol-structure. Chaque station est composée d'un capteur 3C Episensor (Kinemetrics) et d'un système d'acquisition Mini Titan 24 bits. Leurs composantes Nord-sud sont orientées dans la direction longitudinale et les composantes Est-ouest sont orientées dans la direction transversale. Dans la suite de ce document, on ne fera référence qu'aux directions longitudinale et transversale. La fréquence d'échantillonnage est de 125 Hz. Le temps est contrôlé par un récepteur GPS situé au toit du bâtiment (Michel, 2007). Les stations sont connectées avec un concentrateur Ethernet qui assure le transfert des données vers un ordinateur situé au rez-de-chaussée. Les données sont récupérées via une connexion internet et mises à disposition dans la base du RAP (<http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr/>).

4.2 Synchronisation des données

Les données de l'Hôtel de Ville viennent de six stations indépendantes, chacune étant munie de trois capteurs, deux capteurs horizontaux et un capteur vertical. L'utilisation des données pour définir les différents modes de comportement de la structure nécessite une synchronisation parfaite des acquisitions.

Elle sera appliquée à toutes les stations afin d'assurer une cohérence entre toute sorte de mouvement étudié, et rendre significatives les comparaisons en temps des mouvements.

Nous allons ainsi commencer par tester la qualité de la synchronisation ainsi que les méthodes permettant de l'améliorer.

4.2.1 Nature du problème

Les données à traiter sont stockées dans des fichiers en format SAC. C'est un format de fichier contenant la forme d'onde et un entête possédant toutes les informations décrivant l'acquisition des formes d'onde, en particulier l'heure à la milliseconde près du premier échantillon. Les noms des fichiers indiquent le nom de la station, la date et le temps d'initialisation de l'enregistrement en heures, minutes et secondes.

Dans un premier temps, le processus de synchronisation compte sur l'heure contenue dans les noms des fichiers. Pour assurer que toutes les stations fournissent un enregistrement suffisamment long toutes les heures. Tous les fichiers ayant un nombre de points inférieur à 150000 points, i.e. 20 minutes d'enregistrement, ont été écartés.

Pour illustrer le problème, on prend deux fichiers ayant la même heure de la composante EW des stations OGH6 et OGH4. Dans cette direction, les capteurs enregistrent le mouvement en plan de la dalle du dernier étage. La dalle étant suffisamment rigide dans son plan, les deux stations doivent enregistrer la même forme d'onde. On pourra ainsi examiner sur la série temporelle (Fig. 4.6) la forme d'onde fournie par les fichiers.

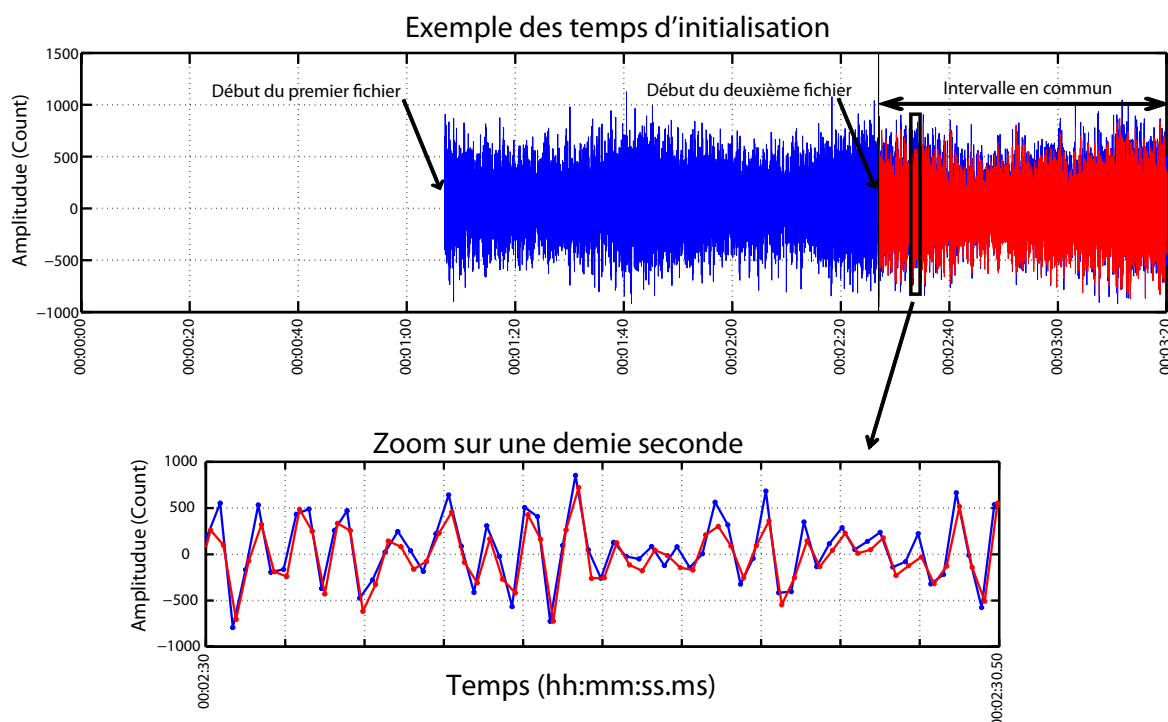


Figure 4.6 – Temps d'initialisation des deux fichiers provenant de deux stations différentes : Composante EW de la station OGH6 en bleu, et de la station OGH4 en rouge

Sur la figure 4.6, les signaux sont tracés en temps absolu. On voit qu'il existe un décalage de temps par rapport à l'heure d'initialisation, dû à la correction horaire automatique

des données. On voit aussi un décalage entre le premier échantillon des deux enregistrements considérés, et lorsqu'on fait un zoom sur l'intervalle en commun, on voit clairement que les signaux ne sont pas échantillonnés au même instant en temps absolu. La datation donnée dans les noms de fichiers n'est donc pas suffisante, vu la précision nécessaire pour étudier et comparer les différents modes de comportement de la structure, comme on le verra plus tard.

4.2.2 Correction du déphasage

Une première correction consiste à garder uniquement les points de données correspondant à l'intervalle du temps en commun entre les deux fichiers en question. Ce temps en commun est facile à calculer, grâce aux informations fournies par les fichiers au format SAC. Outre la date, l'heure, les minutes et secondes renseignées sur le nom du fichier, le fichier contient le temps absolu du premier échantillon à la milliseconde près. Ces fractions de seconde restant, et avec une fréquence d'échantillonnage de 125 points par seconde, soit $dt = 0.008$ seconde, causent au maximum un point d'échantillonnage de différence entre les deux signaux. Sur l'intervalle en commun, le coefficient de corrélation entre les deux signaux de notre exemple est de 0.87.

Le Δt restant entre les deux signaux peut être estimé précisément en calculant la phase de l'intercorrélation des deux signaux, qui est l'argument du produit complexe suivant :

$$\phi(f) = \arg(S1(f) \times \text{conj.}(S2(f))) \quad (4.1)$$

où $S1(f)$ et $S2(f)$ sont les transformées de Fourier des signaux $s1(t)$ et $s2(t)$. En traçant cette phase, on peut distinguer une droite dont la pente P est égale à :

$$P = 2 \times \pi \times \Delta t \quad (4.2)$$

où Δt représente le décalage recherché. Dans notre exemple, il est de 0.004 seconde. En terme de point, le décalage est de 0.5 point, soit un demi échantillon.

Δt sera ensuite utilisé pour déphaser un des deux signaux comme suit :

$$S2(f)_{\text{déphasé}} = S2(f) \times (-i.2.\pi.\Delta t.f) \quad (4.3)$$

$$s2(t)_{\text{déphasé}} = \text{FFTinverse}(S2(f)_{\text{déphasé}}) \quad (4.4)$$

Le résultat du processus est illustré sur la figure 4.7. On voit comment les deux signaux sont devenus synchrones et prêts à être exploités dans la suite du traitement. Le coefficient de corrélation entre les deux signaux après correction s'élève à 0.94.

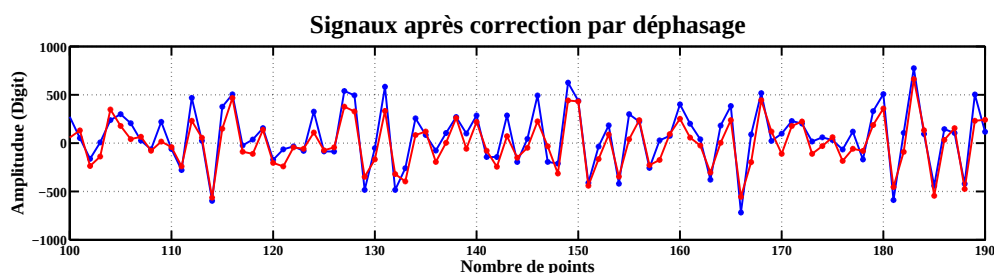


Figure 4.7 – Correction par déphasage de l'exemple précédent : Composante T de la station OGH6 en bleu, et de la station OGH4 en rouge

Après plusieurs applications, il est apparu que cette méthode était coûteuse en temps de calcul. Vu la grande quantité de données à traiter pour effectuer le suivi des modes de vibration de la structure, cette méthode n'a pas été retenue.

4.2.3 Correction par interpolation linéaire

L'intervalle de temps en commun entre deux fichiers SAC est calculé grâce aux informations contenues dans l'entête des fichiers. Les deux signaux sont ré-échantillonnés par interpolation linéaire sur cet intervalle. Le résultat du processus est illustré sur la figure 4.8. Le coefficient de corrélation entre les deux signaux après cette correction s'élève à 0.94.

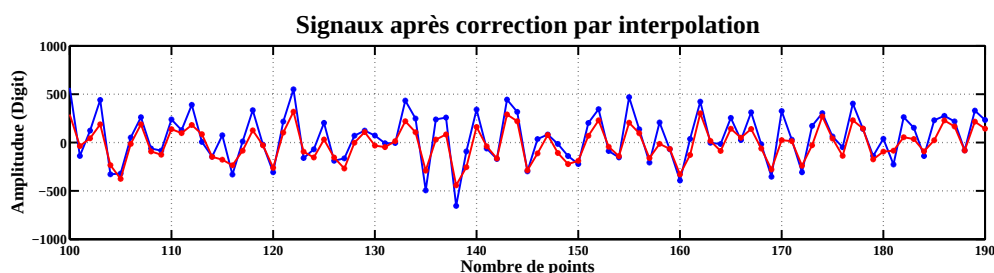


Figure 4.8 – Correction par interpolation linéaire : Composante T de la station OGH6 en bleu, et de la station OGH4 en rouge

Cette méthode a été retenue pour sa simplicité et sa rapidité. Elle permet ainsi d'avoir des données synchronisées et utilisables pour la suite du traitement.

Pour montrer l'avantage de la correction effectuée, et toujours pour le même exemple, on représente (Fig. 4.9) le spectre de Fourier de la différence entre les deux signaux synchronisés précédemment par interpolation linéaire. Sur la bande de fréquence incluant les premiers modes de vibration de la structure, le spectre de cette différence (en bleu sur la figure) ne contient pas de pics significatifs en énergie, parce que la dalle est rigide dans son plan. Par contre, lorsque les deux signaux sont décalés d'un seul point d'échantillonnage, on voit apparaître sur le spectre de la différence (en rouge sur la figure) des pics correspondant

aux fréquences de vibration de la structure, ce qui ne correspond pas au fait que la dalle est rigide dans son plan. Cet exemple montre l'importance de la synchronisation des données.

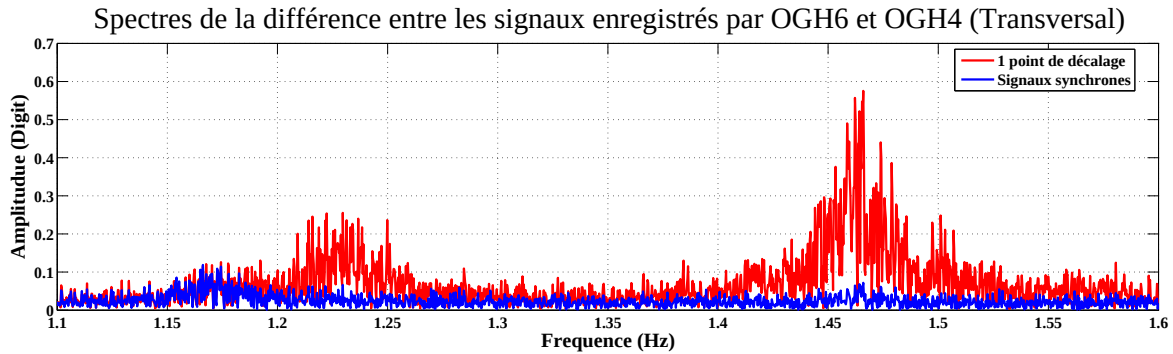


Figure 4.9 – Spectre de Fourier de la différence entre les signaux synchronisés par interpolation linéaire (en bleu), et avec un point d'échantillonnage près de décalage (en rouge)

Compte tenu du contenu fréquentiel des signaux (Fig. 4.10), cette correction par interpolation linéaire est valable. Le spectre ayant peu d'énergie au voisinage de la fréquence de Nyquist.

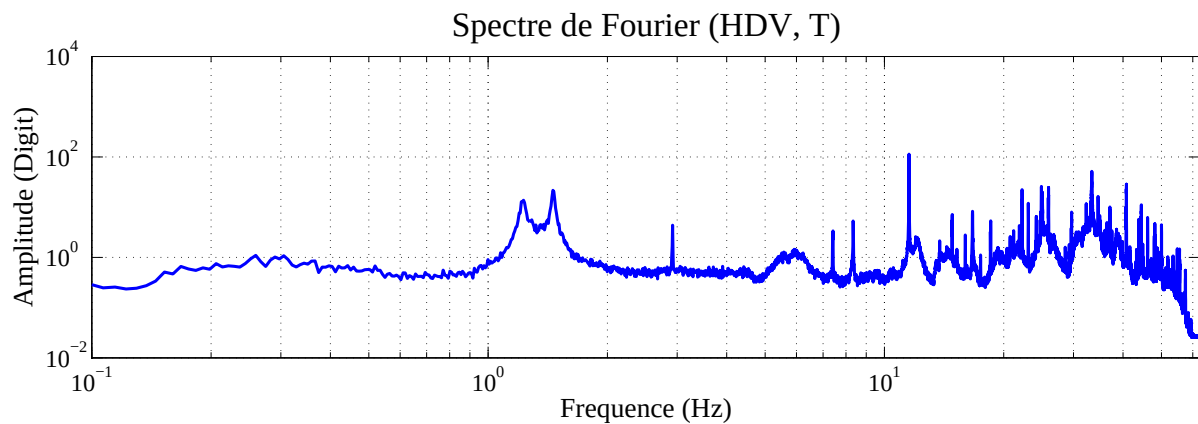


Figure 4.10 – Spectre de Fourier d'un signal enregistré par la station OGH6 (composante T), il contient peu d'énergie au voisinage de la fréquence de Nyquist

4.3 Étude des mouvements structuraux

Maintenant que les signaux sont corrigés, on peut appliquer les méthodes introduites au chapitre 2. Pour le cas de l'Hôtel de Ville, on a deux avantages par rapport au cas des tours l'Île Verte : le premier est la disposition des stations d'acquisition dans le bâtiment, (Fig. 4.5), ce qui nous a permis d'explorer les divers types de mouvement et de comprendre notamment la participation de l'Interaction Sol-Structure (ISS) au mouvement global de la structure. Le deuxième avantage est l'enregistrement continu du bruit de fond qui nous a permis de montrer l'évolution des caractéristiques mécaniques tout au long de l'année.

On peut distinguer plusieurs types de mouvement d'un bâtiment (Fig. 4.11) (Guéguen, 2000) :

- le déplacement horizontal de la fondation : il s'agit de la différence entre les signaux provenant d'un capteur situé au rez-de-chaussée de la structure et d'un capteur situé en champ libre, ce dont on ne dispose pas dans cette étude. Il ne sera donc pas étudié.
- le rocking (basculement) de la fondation (composantes verticales) et la torsion à la base (composantes horizontales des stations situées à chaque extrémité du bâtiment au niveau de rez-de-chaussée)
- le drift (flexion pure) représente la flexion de la structure à base fixe
- le mouvement global de la structure : il comprend tous les mouvements mentionnés ci-dessus. Il est mesuré dans les deux directions par un capteur situé au niveau du dernier étage
- la torsion (composantes horizontales des stations situées à chaque extrémité du bâtiment au niveau du dernier étage)

L'obtention des différentes composantes du mouvement sera détaillée dans la suite de ce chapitre.

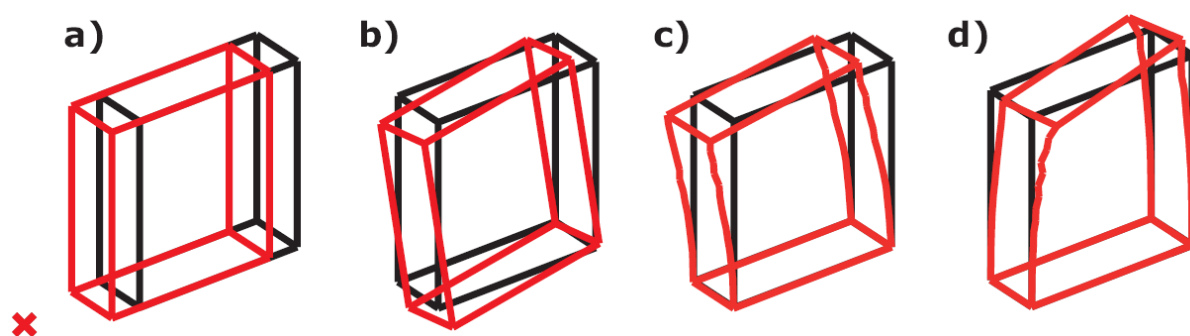


Figure 4.11 – Types de mouvement d'un bâtiment : a) Déplacement horizontal de la fondation ; b) Rocking de la fondation (Basculement) ; c) Drift (flexion pure) ; d) Torsion. (source de la figure : Michel (2007))

4.3.1 Méthodes de mesure de fréquence et amortissement : comparaison

Les méthodes de mesure de fréquence et amortissement sont les mêmes que celles utilisées pour les tours de l'Ile verte, à savoir le décrétement aléatoire et la demi-largeur. La comparaison entre les résultats de ces deux méthodes sera faite sur les deux composantes Transversale T (EW) et Longitudinale L (NS) de la station OGH6. Elle se trouve en haut du bâtiment. La comparaison est faite sur les données continues sur 12 mois de suivi temporel, commençant au début de mars 2009 jusqu'à la fin de février 2010.

L'identification du premier mode propre peut se faire avec une simple transformée de Fourier du signal correspondant à la direction étudiée. Le décrétement aléatoire et la demi-largeur requièrent de l'énergie spectrale autour du mode visé. Dans notre cas, le premier mode est assez énergétique. La figure 4.12 illustre la bande de fréquence retenue autour des pics d'énergie correspondant au premier mode propre dans les deux directions de la station OGH6. L'allure lissée des spectres vient du fait que les spectres de Fourier ont été calculés sur un fichier d'une heure, ayant 450000 points, en prenant des fenêtres de 16384 points sans chevauchement. Le spectre final est la moyenne des spectres de toutes les fenêtres. Les bandes de fréquences retenues sont : (1.05 à 1.25) Hz centrée autour de la fréquence longitudinale de 1.162 Hz et (1.15 à 1.30) Hz pour la fréquence transversale de 1.225 Hz.

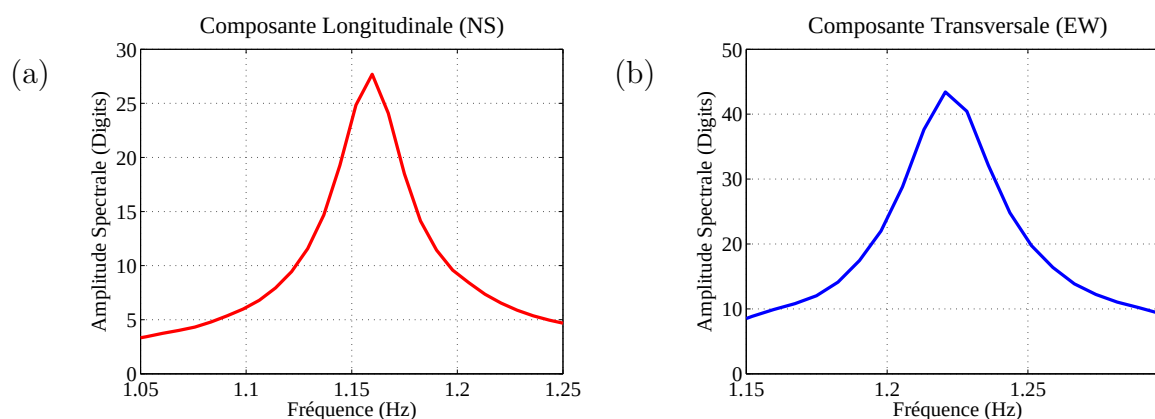


Figure 4.12 – Largeur de la bande passante (a) Composante longitudinale, (b) Composante transversale

Pour le décrétement aléatoire, on filtre en premier les signaux horaires par un filtre passe bande de Butterworth du troisième ordre, la bande passante étant mentionnée ci-avant. Ce processus permet d'assurer que le signal ne contient que le mode visé. Ensuite, la méthode est appliquée avec une longueur de fenêtre glissante de 12 secondes, équivalent à environ dix fois la période de vibration (soit 1500 points avec une fréquence d'échantillonnage de 125 Hz).

Concernant la méthode de la demi-largeur, les signaux horaires sont utilisés sans filtrage. Pour lisser les spectres, auxquels on applique la méthode, une fenêtre glissante de 16384 points (environ 2.2 minutes d'enregistrement) a été retenue. Elle glisse avec le même nombre de points ; il n'y a donc pas de chevauchement entre les fenêtres prélevées.

La transformée de Fourier est ensuite calculée sur le même nombre de points.

Le tableau (4.1) résume les valeurs moyennes annuelles des fréquences calculées par les deux méthodes avec leurs écarts-types.

Méthode (Fréquence)	Composante T (Hz)		Composante L (Hz)	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Décroement aléatoire	1.225	0.004	1.162	0.005
Demi-largeur	1.224	0.004	1.162	0.005
FDD	1.217		1.157	

Table 4.1 – Moyennes et écarts-types des valeurs de fréquence calculées par les deux méthodes du décroement aléatoire et de la demi-largeur, sur un an de suivi à l’Hôtel de Ville de Grenoble : de mars 2009 à février 2010, ainsi que le résultat de la FDD utilisée dans Michel (2007)

Ces valeurs sont en accord avec les résultats de la méthode de Frequency Domain Decomposition (FDD) utilisée par Michel (2007) pour étudier la tour de l’Hôtel de ville : fréquence longitudinale à 1.157 Hz et fréquence transversale à 1.217 Hz. On observe cependant une légère différence, de l’ordre de 10^{-3} .

Le tableau (4.2) résume les valeurs moyennes annuelles des amortissements calculés par les deux méthodes avec leurs écarts-types.

Méthode (Amortissement)	Composante T (%)		Composante L (%)	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Décroement aléatoire	1.034	0.144	1.027	0.122
Demi-largeur	1.145	0.256	1.129	0.242
FDD	1.1		0.9	

Table 4.2 – Moyennes et écarts-types des valeurs d’amortissement calculées par les deux méthodes du décroement aléatoire et de la demi-largeur, sur un an de suivi à l’Hôtel de Ville de Grenoble : de mars 2009 à février 2010, ainsi que le résultat de la FDD utilisée dans Michel (2007)

Avec 0.9 % d’amortissement longitudinal et 1.1 % d’amortissement transversal mesurés par la FDD (Michel, 2007), on peut noter que ces résultats sont proches de ceux du décroement aléatoire et que l’on a toujours un amortissement longitudinal inférieur à l’amortissement transversal quelque soit la méthode.

On peut tracer les résultats du décroement aléatoire en fonction de la demi-largeur pour comparer graphiquement les deux méthodes, (figure 4.13). La figure permet de voir le bon accord entre les deux méthodes sur la mesure de la fréquence tout au long de l’année. Cet accord est moins bon sur la mesure d’amortissement avec des valeurs nettement moins corrélées.

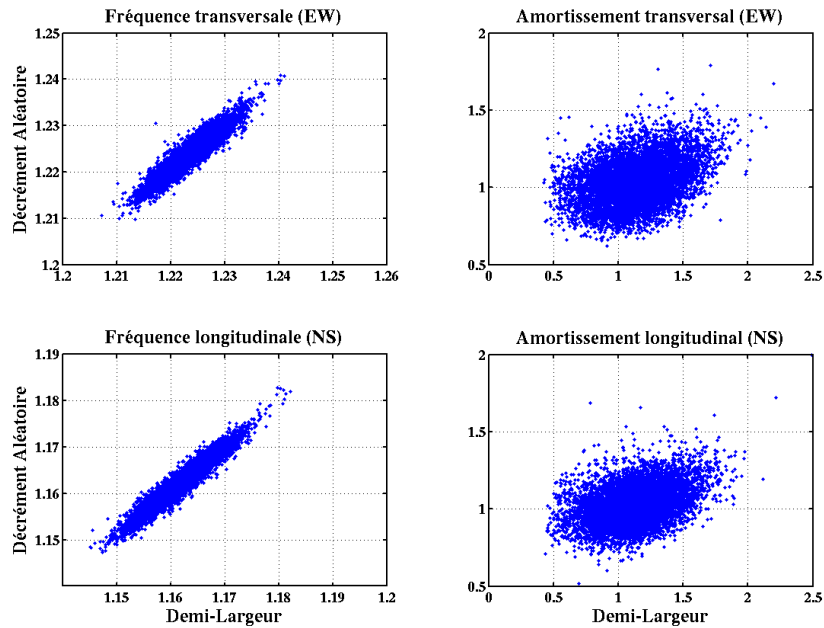


Figure 4.13 – Comparaison entre le décrément aléatoire et la demi-largeur sur un an, mars 2009 à février 2010, à l'Hôtel de Ville de Grenoble

Finalement, et pour illustrer la capacité des méthodes à détecter les variations temporelles de la fréquence et l'amortissement, la figure (4.14) représente les résultats du mois de décembre 2009.

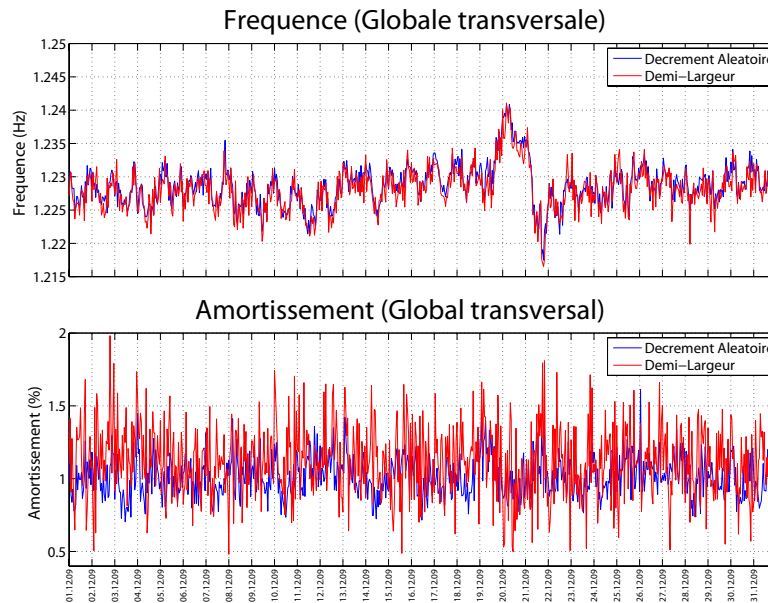


Figure 4.14 – Comparaison entre le décrément aléatoire et la demi-largeur sur le mois de décembre 2009, composante transversale de l'Hôtel de Ville de Grenoble

On voit comment les deux méthodes donnent la même valeur de fréquence et détectent les mêmes variations au cours du mois alors qu'elles diffèrent sur l'amortissement en ce qui concerne les valeurs et les variations.

On a donc un bon accord entre les deux méthodes sur la fréquence, 1.225 Hz pour la composante T et 1.162 Hz pour la composante L par la méthode du décrément aléatoire, et 1.224 Hz pour T et 1.162 Hz pour L par la méthode de la demi-largeur. La valeur moyenne de l'amortissement calculé par la demi-largeur (1.145 % pour T et 1.129 % pour L) est supérieure à celle de l'amortissement calculé par le décrément aléatoire (1.034 % pour T et 1.027 % pour L).

Il est clair que l'écart type des résultats d'amortissement obtenus avec le décrément aléatoire (0.144 % pour T et 0.122 % pour L) est deux fois inférieur à celui des résultats obtenus avec la méthode de demi-largeur (0.256 % pour T et 0.242 % pour L). D'un point de vue statistique, et avec le décrément aléatoire, les valeurs d'amortissement varient moins autour de leur valeur moyenne. Cela signifie que les mesures sont plus stables avec cette méthode. Dans la suite, seuls les résultats obtenus par la méthode du décrément aléatoire seront utilisés.

4.3.2 Mouvement global

La fréquence de ce mouvement représente la fréquence du système global, incluant la structure, la fondation et le sol. Elle est mesurée en utilisant une des stations situées au niveau du dernier étage. La station OGH6 a été choisie car elle se trouve au coin Sud-est du bâtiment, les deux coins voisins sont équipés par les stations OGH4 et OGH5 (Fig. 4.5). Cela permettra d'étudier les autres mouvements aussi, notamment le drift sur les deux directions, comme on le verra plus tard. Le traitement est continu sur 12 mois de suivi temporel, commençant du début de mars 2009 jusqu'à la fin de février 2010.

Les figures (4.15 et 4.16) illustrent les variations de la fréquence de l'amortissement des deux composantes, longitudinale et transversale respectivement, du mouvement global mesuré par la station OGH6. Ces valeurs sont calculées avec la méthode du décrément aléatoire. Les lignes droites dans les variations, représentées en bleu, remplacent les interruptions de données pendant la période correspondante. Les lignes rouges représentent la valeur moyenne annuelle des fréquences et des amortissements, avec 1.224 Hz et 1.033 % pour T et 1.162 Hz et 1.024 % pour L. L'écart-type est généralement faible, il est représenté sur les figures par deux lignes vertes, avec 0.004 Hz et 0.134 % pour T et 0.005 Hz et 0.116 % pour L. On observe des variations claires sur la fréquence alors que l'amortissement semble stable autour de sa valeur moyenne. Ces variations seront étudiées plus en détail dans le paragraphe concernant la comparaison avec la température ambiante (c.f. paragraphe 4.4).

On note également que la fréquence moyenne transversale, 1.224 Hz, est supérieure à la fréquence moyenne longitudinale, 1.162 Hz, malgré la géométrie qui suppose qu'un rectangle est plus rigide dans le sens longitudinal. Dans le cas de l'Hôtel de Ville, la résistance latérale est assurée par les cages d'escaliers et d'ascenseur ainsi que le système poteaux-poutres dans la partie au-dessus de la plate-forme précontrainte (Fig. 4.2b).

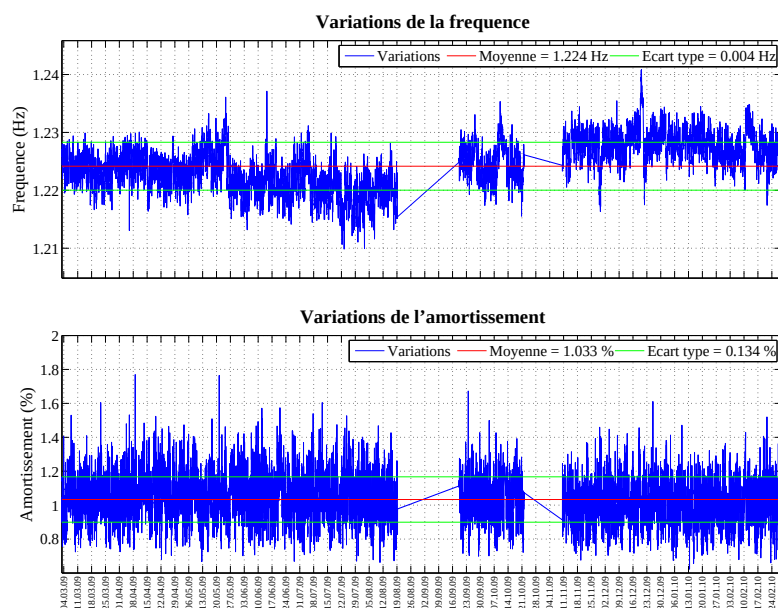


Figure 4.15 – Fluctuations temporelles de la fréquence et de l'amortissement du mouvement global de l'Hôtel de Ville avec leurs moyennes et écarts-types, composante transversale (Est-ouest), calculées par le décrément aléatoire, du début de mars 2009 à la fin de février 2010. Les lignes droites remplacent les interruptions de données pendant les périodes correspondantes.

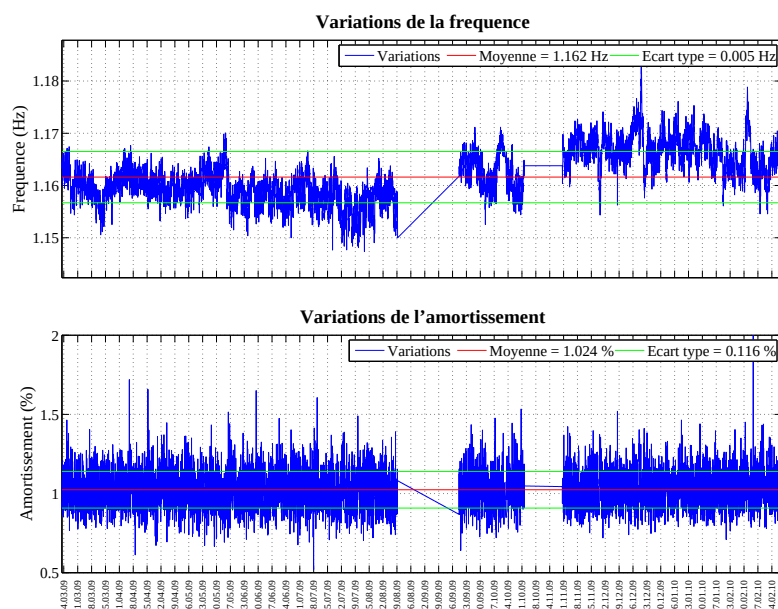


Figure 4.16 – Fluctuations temporelles de la fréquence et de l'amortissement du mouvement global de l'Hôtel de Ville avec leurs moyennes et écarts-types, composante longitudinale (Nord-sud), calculées par le décrément aléatoire, du début de mars 2009 à la fin de février 2010.

Il est important de noter qu'au cours d'un an de suivi, la fréquence globale du système a connu des variations de l'ordre de 2.5% de sa valeur moyenne dans la direction transversale, et de l'ordre de 3 % dans la direction longitudinale. Ces variations sont réversibles : à la fin de l'année d'étude, la fréquence a retrouvé à peu près la valeur initiale. Le tableau (4.3) résume uniquement les valeurs moyennes de la fréquence des composantes horizontales, moyennées sur les variations du mois de mars 2009 et mars 2010.

Mois	Composante EW (Hz)	Composante NS (Hz)
Mars 2009	1.224	1.160
Mars 2010	1.224	1.161

Table 4.3 – Moyennes des valeurs de fréquence calculées en mars 2009 et mars 2010

Cela signifie que, pendant la période d'étude, la structure n'a pas subi de modifications irréversibles et qu'une variation de fréquence de cet ordre de grandeur (2-3 %) mesurée sur deux périodes différentes de l'année, distantes de plusieurs mois, reste dans les limites des fluctuations naturelles de fréquence.

En traçant les valeurs de la fréquence dans une direction par rapport aux valeurs dans l'autre direction (Fig. 4.17a), on observe une bonne corrélation entre les fluctuations de fréquence des deux directions, avec un coefficient de corrélation de l'ordre de 0.84. Cette corrélation montre que la précision de mesure, de l'ordre de 10^{-3} , par la méthode du décrément aléatoire est suffisante pour détecter les fluctuations de cet ordre. D'autre part, ces fluctuations cohérentes d'une direction à l'autre valident leur origine physique.

En traçant de la même manière les valeurs d'amortissement mesuré dans une direction en fonction des valeurs mesurées dans l'autre direction (Fig. 4.17b), on trouve qu'il n'y a aucune corrélation entre les valeurs d'amortissement des deux directions. Cela signifie que la méthode de mesure de l'amortissement n'est pas capable de mesurer les éventuelles fluctuations et que l'origine de ces fluctuations ne peut pas être mise en relation avec celles observées sur la fréquence.

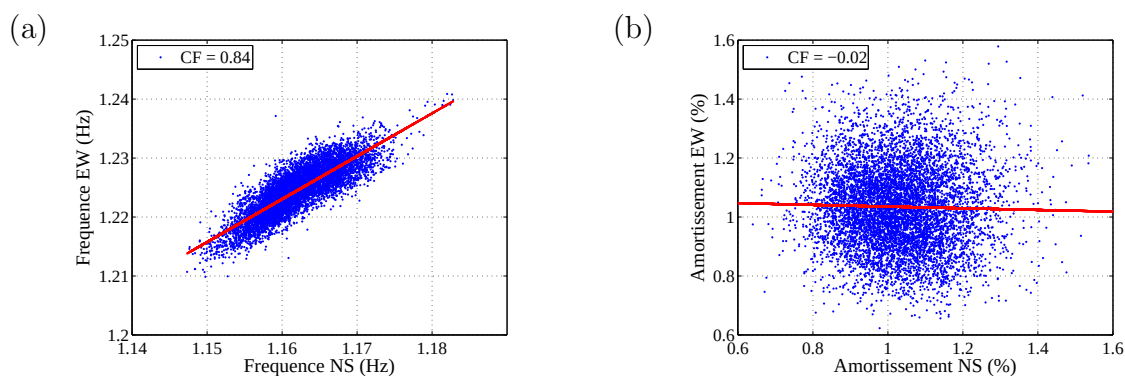


Figure 4.17 – Corrélation entre la composante transversale (EW) et la composante longitudinale (NS) de l'Hôtel de Ville : a) fréquence, b) amortissement, du début de mars 2009 à la fin de février 2010.

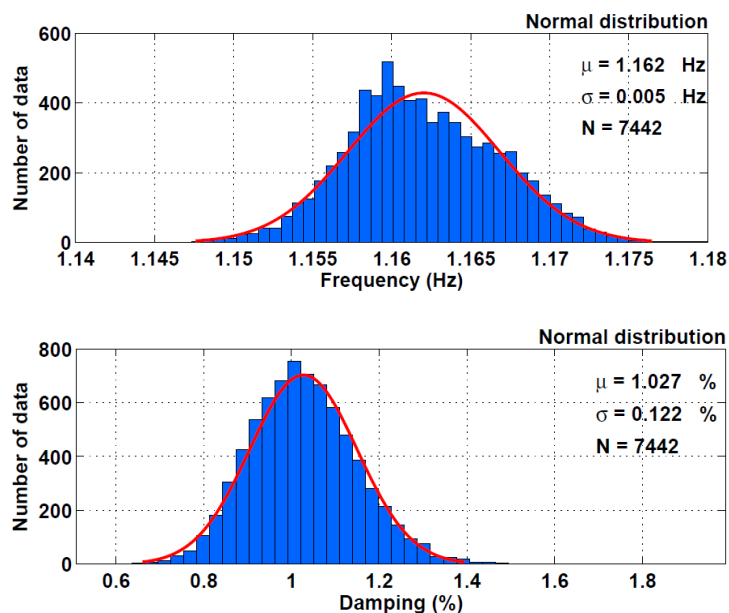


Figure 4.18 – Les valeurs de la fréquence et de l’amortissement mesuré par décrément aléatoire suivent une loi Normale : Fréquence (Haut), Amortissement (bas), Hôtel de Ville, composante longitudinale

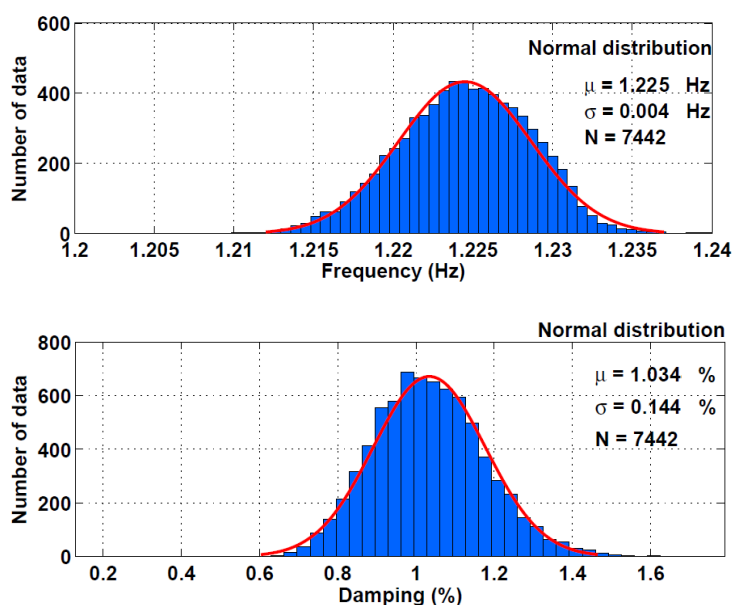


Figure 4.19 – Les valeurs de la fréquence et de l’amortissement mesuré par décrément aléatoire suivent une loi Normale : Fréquence (Haut), Amortissement (bas), Hôtel de Ville, composante transversale

Les figures 4.18 et 4.19 montrent que la fréquence et l’amortissement de l’Hôtel de ville, mesurés par décrément aléatoire sur un an, suivent une loi Normale, avec une meilleure allure sur la composante transversale. Cette distribution confirme la stabilité des mesures par décrément aléatoire. Ces mesures sont fiables pour l’évaluation de la vulnérabilité du bâtiment étudié.

4.3.3 Torsion

Le mouvement global de torsion est obtenu en prenant la différence des signaux enregistrés par la composante Nord-sud des stations OGH6 et OGH4, ou bien la différence entre les signaux de la composante Est-ouest des stations OGH6 et OGH5, soit :

$$s_{Torsion}(NS) = \frac{s_{OGH6}(NS) - s_{OGH4}(NS)}{T} \quad (4.5)$$

T est la distance inter-capteurs dans le sens transversal, elle est égale à 10 m.

$$s_{Torsion}(EW) = \frac{s_{OGH6}(EW) - s_{OGH5}(EW)}{L} \quad (4.6)$$

L est la la distance inter-capteurs dans le sens longitudinal, elle est égale à 40 m.

Le signal obtenu doit être le même dans les deux cas (Eq. 4.5 et 4.6), s'il s'agit bien de la torsion et sous condition que la dalle soit suffisamment rigide. En appliquant la méthode du décrément aléatoire sur les signaux résultants des deux équations, on obtient les fréquences et les amortissements de la torsion dans chaque direction. La figure (4.20) illustre la corrélation entre les valeurs obtenues en utilisant les signaux de l'équation 4.6 en fonction des valeurs obtenues en utilisant l'équation 4.5, ceci afin de comparer les valeurs de fréquence et d'amortissement mesurées dans les deux directions. Les résultats sont parfaitement corrélés, avec un coefficient de corrélation de 1 pour les fréquences et de 0.99 pour les amortissements. Ceci valide l'hypothèse de la dalle rigide et que l'on mesure bien la torsion.

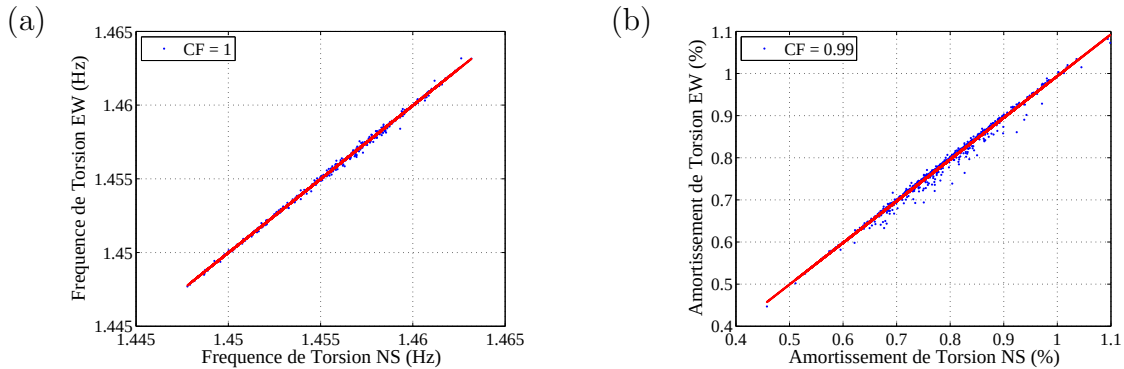


Figure 4.20 – Comparaison entre la torsion longitudinale (EW) et transversale (NS) (a) Fréquence, (b) Amortissement

C'est pourquoi, seuls la fréquence et l'amortissement du premier cas (Eq. 4.5), sont présentés sur la figure(4.21) pour montrer les variations de la torsion.

La fréquence moyenne annuelle de la torsion est de 1.453 Hz avec un écart-type de 0.008 Hz, très proche de la valeur de 1.45 Hz observée par Michel (2007). On observe également des variations à long terme : une baisse de fréquence pendant l'été et une

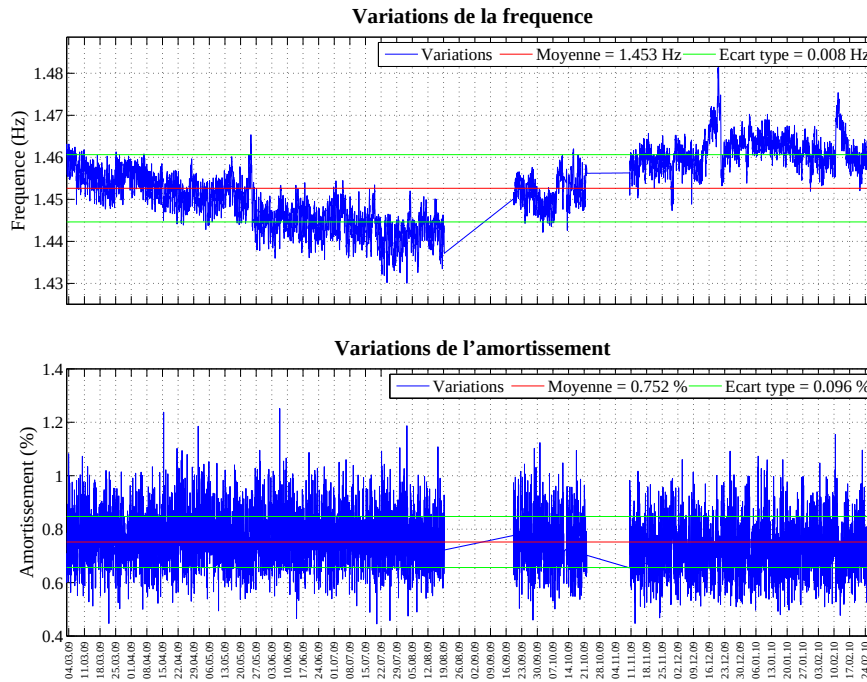


Figure 4.21 – Fluctuations temporelles de la fréquence et de l'amortissement de la torsion de l'Hôtel de Ville avec leurs moyennes et écart types, calculés par le décrément aléatoire sur un an de suivi, de mars 2009 au février 2010, calculés sur la composante Nord-sud de la pair (OGH6, OGH4)

augmentation pendant l'hiver, avec des variations brusques notamment durant l'hiver, en décembre 2009 et février 2010. La fréquence de torsion a connu des variations de l'ordre de 3.7% de sa valeur moyenne tout au long de l'année. Au bout d'un an, elle regagne à peu près la valeur initiale d'environ 1.455 Hz mesurée sur le mois de mars : un changement de fréquence de cet ordre de grandeur reste dans les limites des fluctuations naturelles de fréquence.

Quant à l'amortissement, il ne présente pas de variations visibles. Il est stable autour de sa valeur moyenne avec un faible écart type de 0.096 %. Michel (2007) avait observé un amortissement de 0.9 % pour la torsion.

4.3.4 Flexion apparente, Drift pur et rocking

Dans ce paragraphe, on étudie les autres composantes du système, à savoir :

- A. La flexion apparente : qui correspond au mouvement relatif entre le haut et le bas. Les signaux correspondant à la flexion transversale s'expriment ainsi :

$$s_{flexion}(EW) = s_{OGH4}(EW) - s_{OGH1}(EW)$$

$$s_{flexion}(EW) = s_{OGH5}(EW) - s_{OGH2}(EW)$$

$$s_{flexion}(EW) = s_{OGH6}(EW) - s_{OGH3}(EW) \quad (4.7)$$

Seule la dernière équation est retenue pour étudier ce mouvement. Comme les deux stations se trouvent au coin Sud-est du bâtiment, nous pourrions comparer avec le mouvement global et le mouvement de drift.

La flexion dans la direction longitudinale s'exprime tel que :

$$s_{flexion}(NS) = s_{OGH4}(NS) - s_{OGH1}(NS)$$

$$s_{flexion}(NS) = s_{OGH5}(NS) - s_{OGH2}(NS)$$

$$s_{flexion}(NS) = s_{OGH6}(NS) - s_{OGH3}(NS) \quad (4.8)$$

Comme pour la direction transversale, seule la dernière équation est retenue pour représenter ce mouvement.

- B. Le mouvement de rocking (bascule) que l'on peut calculer grâce aux composantes verticales Z des stations du bas :

$$s_{rocking}(EW) = \frac{(s_{OGH3}(Z) - s_{OGH1}(Z)) \times H}{T} \quad (4.9)$$

$$s_{rocking}(NS) = \frac{(s_{OGH3}(Z) - s_{OGH2}(Z)) \times H}{L} \quad (4.10)$$

où L, T et H sont les distances inter-capteurs dans les directions longitudinale, transversale et verticale, respectivement.

- C. Le drift (flexion pure), représentant le mouvement de la déformation interne. On obtient les signaux correspondant en enlevant le mouvement de rocking des mouvements de flexion apparente, c'est-à-dire :

$$s_{drift}(NS) = s_{flexion}(NS) - s_{rocking}(NS) \quad (4.11)$$

$$s_{drift}(EW) = s_{flexion}(EW) - s_{rocking}(EW) \quad (4.12)$$

On a donc besoin d'enlever le rocking à la base, et pour cela on utilise les stations (OGH3, OGH1) dans la direction transversale et les stations (OGH3, OGH2) dans la direction longitudinale. La station OGH3 est en commun, elle se trouve au coin Sud-est du bâtiment. C'est pourquoi on a choisi les stations de ce coin pour mesurer les différentes composantes de mouvement de la structure. On a donc, OGH6 pour étudier le mouvement global du système, OGH6 et OGH3 pour étudier la flexion apparente et le drift avec les composantes verticales des stations OGH3 et OGH1 dans la direction transversale et les stations OGH3 et OGH2 dans la direction longitudinale.

L'objet de ce paragraphe est de mesurer la fréquence et l'amortissement correspondants à chaque mode de déformation interne, (flexion apparente et drift), et les comparer avec le mouvement global mesuré uniquement en haut de la structure. Les valeurs moyennes annuelles mesurées par la méthode du décréement aléatoire sont résumées dans le tableau suivant 4.4 :

Mouvement	Composante EW (Hz)	Composante NS (Hz)
Global	1.225	1.162
Flexion apparente	1.225	1.162
Drift pur	1.225	1.162

Table 4.4 – Moyennes des valeurs de fréquence mesurées de mars 2009 au février 2010

La figure 4.22 représente les variations des trois fréquences et amortissements (global, flexion apparente et drift) sur le mois de janvier 2010. A noter, la similitude des valeurs, même en termes de variation.

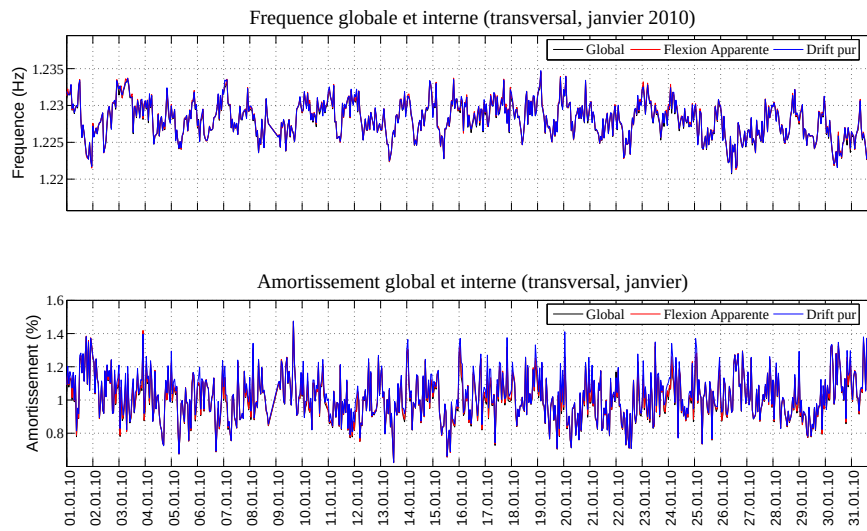


Figure 4.22 – Comparaison entre la fréquence et l'amortissement du mouvement global, de la flexion apparente et du drift pur mesurés par le décrément aléatoire sur le mois de janvier 2010 sur la composante transversale de l'Hôtel de Ville

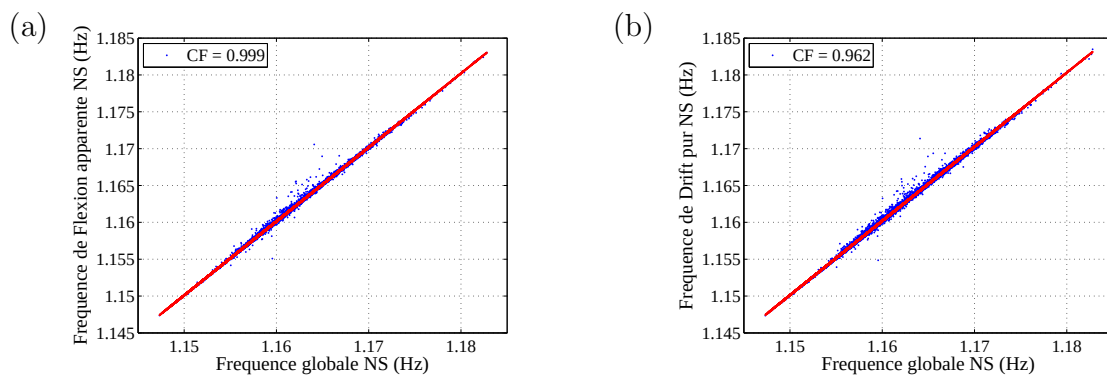


Figure 4.23 – Comparaison entre la fréquence globale du système et : (a) La flexion apparente, (b) Le drift pur. De mars 2009 au février 2010

Sur la figure 4.23, on compare les fréquences en traçant la fréquence de flexion apparente et de drift en fonction de la fréquence globale dans la direction longitudinale, sur un an, de mars 2009 jusqu'en février 2010. On observe une excellente corrélation entre les valeurs, avec un coefficient de corrélation de 1 entre la fréquence globale et la fréquence de flexion apparente, et un coefficient de 0.96 entre la fréquence globale et la fréquence de drift.

Si l'on compare ensuite la fréquence du drift pur avec la fréquence du rocking (Fig. 4.24), on trouve qu'elles sont parfaitement corrélées (coefficient de corrélation de 0.99) autour d'une valeur moyenne de 1.160 Hz pour le drift et 1.159 Hz pour le rocking dans la direction L, et une valeur moyenne de 1.222 Hz pour le drift et 1.223 Hz pour le rocking dans la direction T. Des différences de l'ordre de 10^{-3} dues à la précision des mesures sont observées. Cela signifie que la structure vibre à la fréquence du système global.

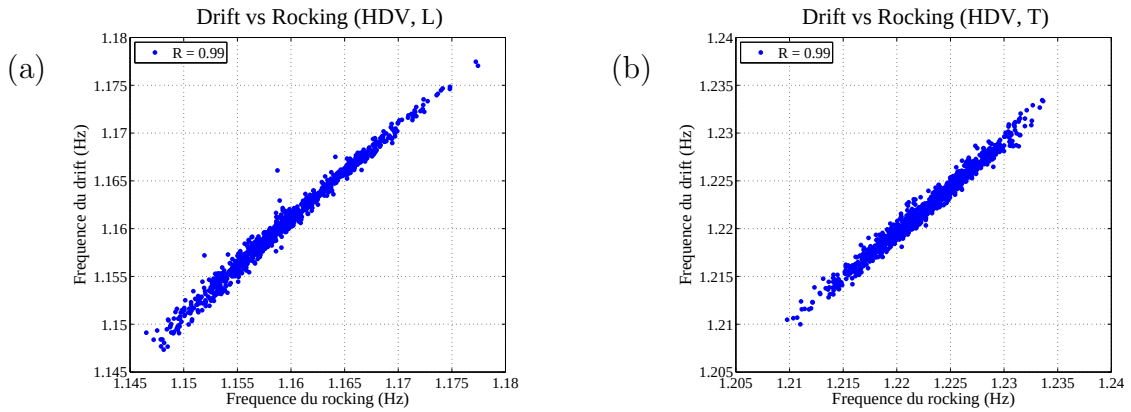


Figure 4.24 – Comparaison entre la fréquence du drift et du rocking : (a) Direction longitudinale, (b) Direction transversale

4.3.5 Interaction Sol-Structure

Dans la littérature, des études, (Luco *et al.* (1986), Trifunac *et al.* (2001b), Trifunac *et al.* (2001a), Todorovska (2009a)) ont montré que la fréquence mesurée avec un seul capteur, situé généralement au niveau du dernier étage, représente la fréquence du système global. Ce système comprend le drift pur de la structure et le mouvement du sol. D'après Gupta & Trifunac (1991), le système global a une fréquence plus faible que celle de la structure à base fixe (drift).

Todorovska (2009a) fait la distinction entre une fréquence dite apparente $f_{1,app}$ correspondant ici à la fréquence globale du système et la fréquence à base fixe f_1 correspondant ici à la fréquence de drift. Elle propose la formule suivante entre ces deux fréquences :

$$\frac{1}{f_{1,app}^2} \approx \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_R^2} \quad (4.13)$$

où f_R est la fréquence du rocking et f_1 est la fréquence de la structure à base fixe.

Contrairement à ces auteurs et à la formule 4.13, le tableau 4.4 et les figures 4.22 et 4.23 montrent qu'au niveau des vibrations ambiantes, la fréquence du mouvement global et la fréquence du drift sont identiques. Cela signifie qu'il n'est pas possible, sur la base de Vibrations Ambiantes, de distinguer une fréquence de rocking différente de celles du drift et du mouvement global.

Cela vient d'une confusion dans la littérature qui suppose implicitement que la mesure du drift, par soustraction de la composante de bascule (rocking) du mouvement relatif, permet de retrouver le mouvement du système à base fixe. Nos observations montrent que tout le système, y compris les composantes individuelles, vibre à la fréquence globale.

D'après une étude par Bard (1988), une cohérence élevée entre les signaux du rocking et les signaux du drift pur constitue un bon marqueur pour une interaction sol-structure significative. L'interaction sol-structure apporte plus de souplesse au système global et augmente ainsi la contribution du rocking à la réponse globale. Dans notre cas, et à ce niveau de sollicitation de vibrations ambiantes, les fréquences du mouvement global et du drift n'ont montré aucune différence (cf. paragraphe précédent).

Pour chercher des évidences sur l'existence de l'Interaction Sol-Structure, on a calculé la cohérence entre les signaux du rocking, $s_{rocking}$ et du drift pur s_{drift} , ainsi que leur proportion, de la manière suivante :

$$R_{rocking,drift}(f) = \frac{S_{rocking}(f)}{S_{drift}(f)} \quad (4.14)$$

où :

$R_{rocking,drift}(f)$ est le rapport spectral entre le rocking et le drift. Il permet de voir l'importance du rocking par rapport au drift à la même fréquence.

$S_{rocking}(f)$ est la transformée de Fourier du signal du rocking $s_{rocking}$

$S_{drift}(f)$ est la transformée de Fourier du signal du drift s_{drift}

$$C_{rocking,drift}(f) = \frac{|P_{rocking,drift}(f)|^2}{P_{rocking,rocking}(f) \times P_{drift,drift}(f)} \quad (4.15)$$

où :

$C_{rocking,drift}(f)$ est la cohérence entre le rocking et le drift

$P_{rocking,rocking}(f)$ est la densité spectrale du rocking

$P_{drift,drift}(f)$ est la densité spectrale du drift

$P_{rocking,drift}(f)$ est la densité spectrale croisée

Le calcul se fait dans le domaine fréquentiel, puisqu'on s'intéresse uniquement au rapport (4.14) et à la cohérence (4.15) correspondant à la fréquence du système. Un lissage des spectres est toujours nécessaire pour améliorer la qualité des résultats. On prend donc une fenêtre glissante de 16384 points de données avec un chevauchement de 8192 points. Les spectres des fenêtres obtenus sur une heure d'enregistrement sont stackés et ensuite moyennés avant d'appliquer les formules sur les spectres moyens.

Les figures 4.25) et (4.26) présentent les résultats des calculs du rapport rocking sur drift et de la cohérence entre le rocking et le drift, sur un an de suivi temporel sur les deux directions, de mars 2009 à février 2010. Une bonne cohérence, supérieure à 95 %, représente la preuve de l'existence de l'Interaction Sol-Structure, malgré le fait que ses effets n'ont pas été constatés sur les différentes fréquences du système. Michel *et al.* (2010a) avait aussi mis en évidence l'existence de l'Interaction sol structure pour le bâtiment de l'Hôtel de Ville de Grenoble en utilisant des signaux sismiques.

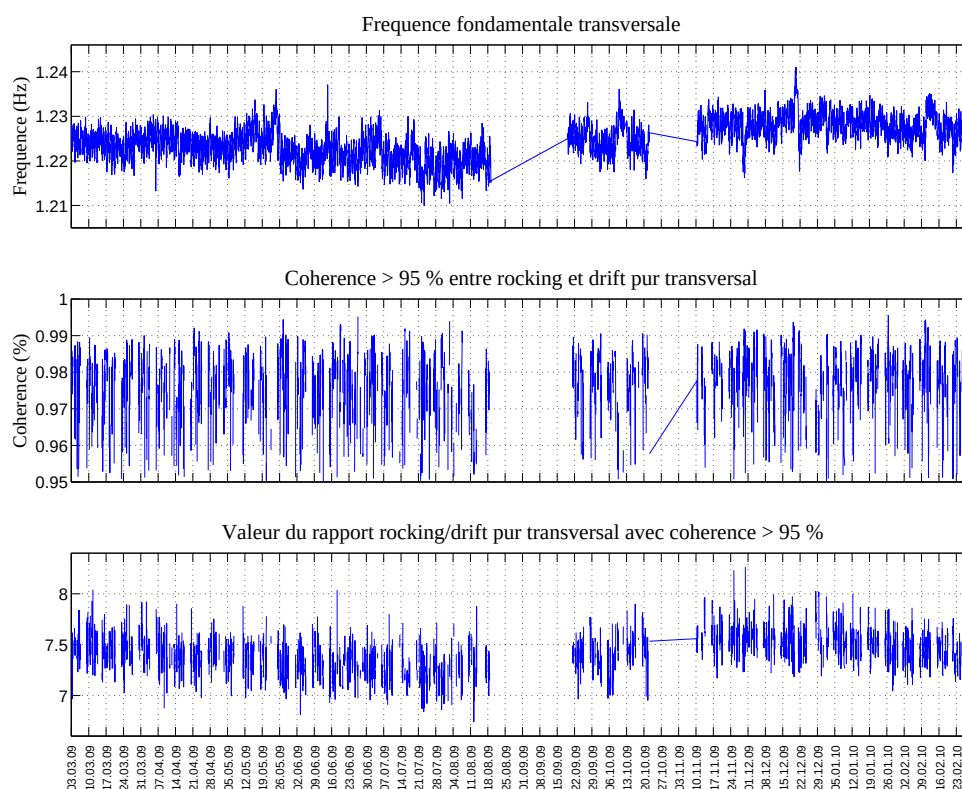


Figure 4.25 – Fluctuations temporelles de la fréquence globale de l'Hôtel de Ville, composante transversale (Est-ouest), sur un an de suivi temporel, de mars 2009 au février 2010 (haut). Cohérence correspondante à cette fréquence entre le rocking et le drift pur transversal, seulement à partir de 95% faisant preuve de l'existence significative de l'ISS (milieu). Le rapport entre le rocking et le drift pur correspond également à cette fréquence (bas)

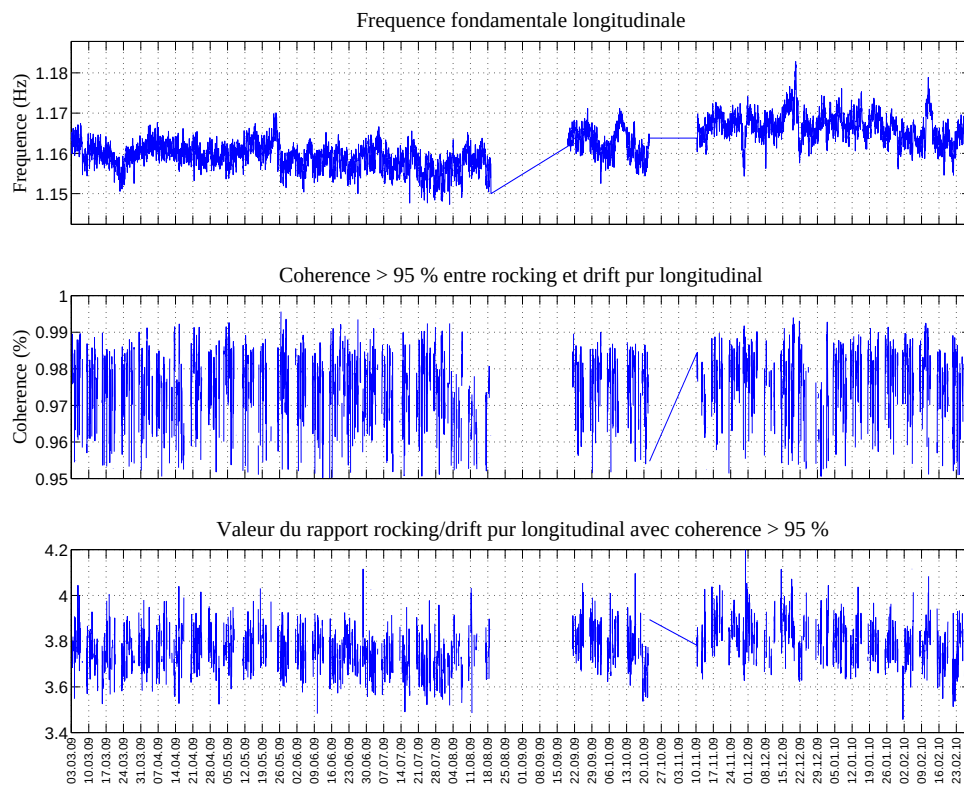


Figure 4.26 – Fluctuations temporelles de la fréquence globale de l'Hôtel de Ville, composante longitudinale (Nord-sud), de mars 2009 au février 2010 (haut). Cohérence correspondante à cette fréquence entre le rocking et le drift pur longitudinal, seulement à partir de 95% faisant preuve de l'existence significative de l'ISS (milieu), le rapport entre le rocking et le drift pur correspondant également à cette fréquence (bas)

A l'échelle d'un an, on ne peut pas voir la bonne cohérence entre le rocking et le drift qui est uniquement diurne (niveau d'excitation suffisant). Pendant la nuit, les mesures de rocking sont à la limite de résolution (trop peu d'énergie). La figure 4.27 illustre la forme de la cohérence entre les signaux temporels du rocking et du drift pendant le jour et la nuit.

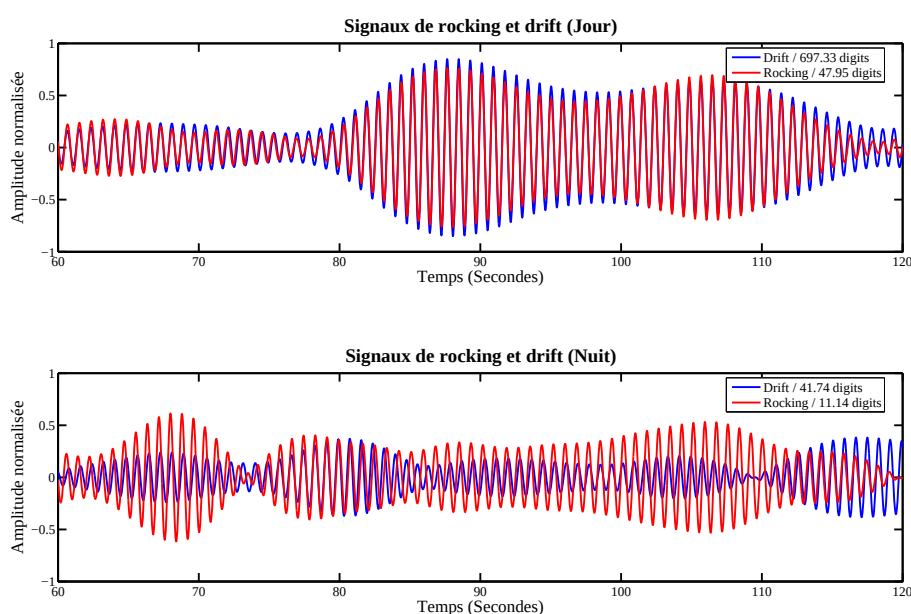


Figure 4.27 – haut) Cohérence entre le rocking et le drift pendant le jour, bas) Différenciation de signaux faibles, cohérence difficile à étudier pendant la nuit à ce niveau de sollicitation

Cependant, on peut observer la baisse du rapport rocking sur drift au cours de l'été qui ressemble à la baisse de fréquence. De même, une augmentation du rapport pendant l'hiver est observée.

Une autre manière de représenter les résultats, (Fig. 4.28) permet de voir que le rapport rocking/drift est autour de 6.3 % dans la direction transversale, tandis qu'il est autour de 3.7 % dans la direction longitudinale. Vu la géométrie du bâtiment, cela semble cohérent, car la structure a tendance à basculer davantage du côté transversal qui est le plus court.

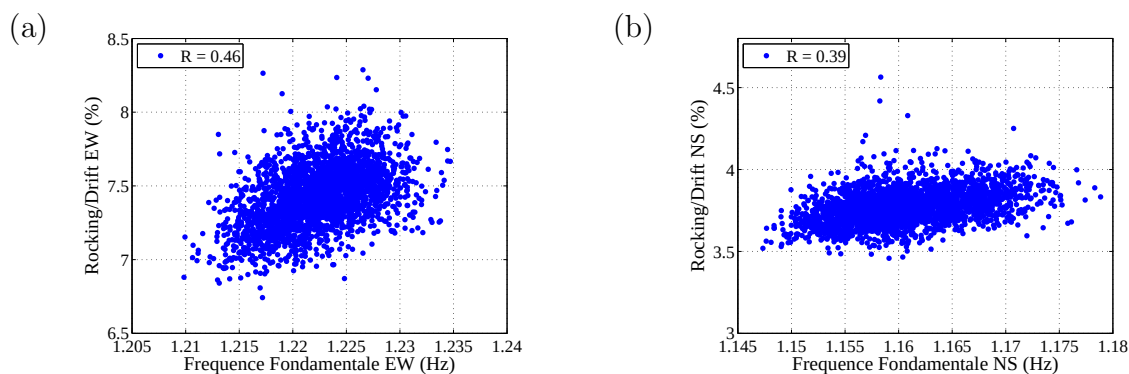


Figure 4.28 – Comparaison entre la fréquence globale du système et le rapport Rocking/drift : (a) Composante transversale, (b) Composante longitudinale. De mars 2009 au février 2010

Lorsque le rapport Rocking/Drift augmente, cela signifie une forte présence de l'Interaction Sol-Structure. L'ISS conduit, en principe, à une diminution de la fréquence globale du système, or, on constate que la fréquence a augmenté avec ce rapport, (Fig. 4.28).

En effet, entre l'hiver et l'été, deux facteurs environnementaux principaux peuvent affecter la réponse de la structure. Le premier étant la température, dont l'effet sur les valeurs de fréquence sera étudié plus en détails dans le paragraphe 4.4. Le deuxième étant la précipitation agissant sur la teneur en eau du sol. Le fait d'avoir des étés assez secs dans la région de Grenoble et des hivers pluvieux suggère un effet de la pluie sur la réponse à long terme de la structure. Cette possibilité a été observée par [Clinton *et al.* \(2006\)](#) sur le bâtiment de Millikan Library (Californie). Suite à une forte précipitation de pluie, la fréquence du mode fondamental et du mode de torsion dans la direction Est-ouest a augmenté de 3 % pendant quelques heures. L'effet de la pluie a été ensuite étudié par [Todorovska & Al Rjoub \(2006\)](#), sur un modèle théorique. Le modèle a montré que la saturation du sol augmente la fréquence de 1 à 2 %. Dans notre cas, l'augmentation de l'ISS en hiver par rapport à l'été, et la baisse en fréquence, ne correspond pas à cette hypothèse en ce qui concerne les variations saisonnières.

Pour poursuivre cette analyse, nous allons étudier l'effet de l'ISS et la capacité à détecter les différents modes à l'aide d'une modélisation, sous vibrations ambiantes.

4.3.6 Modélisation

Le même traitement que celui réalisé sur les données réelles a été appliqué à des données synthétiques d'un modèle théorique prenant en compte l'Interaction Sol-Structure. Le modèle est celui utilisé par [Guéguen \(2000\)](#). Il consiste à représenter la structure par un oscillateur simple à un degré de liberté, (Fig. 4.29). La masse m_1 représente la masse totale de la structure, J_1 représente son moment d'inertie massique. La masse est connectée au sol via un élément de raideur sans masse, indéformable dans le sens vertical et flexible dans le sens horizontal. Il est caractérisé par une constante de rappel élastique k_1 et un amortissement visqueux c_1 .

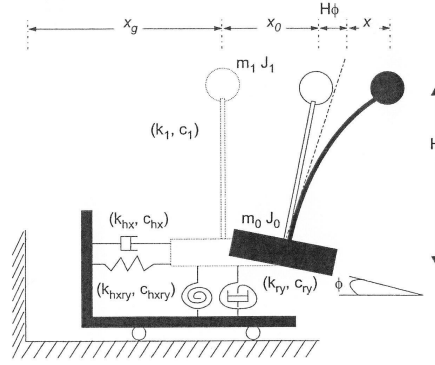


Figure 4.29 – Modélisation du système sol-fondation-structure, ses caractéristiques et mouvements : x est la flexion pure de la structure (drift), x_0 est le déplacement relatif de la fondation par rapport au sol, ϕ est la rotation de la fondation, x_g est le mouvement du sol. $x_T = x_0 + x + H\phi + x_g$. (Source : Guéguen (2000))

La fondation est représentée par une masse m_0 et un moment d'inertie massique J_0 . Le sol est caractérisé par sa masse volumique ρ_s , sa vitesse d'onde de cisaillement β_s son coefficient de poisson ν_s et ses coefficients d'amortissement.

L'équation d'équilibre du système sous forme matricielle s'écrit comme suit :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\{\hat{m}\}\ddot{x}_g \quad (4.16)$$

Où :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & Hm_1 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & J_0 \end{bmatrix} \text{ est la matrice de la masse du système}$$

$$[K_t] = [K] + i\omega[C] = \begin{bmatrix} k_1 + i\omega c_1 & 0 & 0 \\ -k_1 - i\omega c_1 & \tilde{k}_{hx} + i\tilde{c}_{hx} & \tilde{k}_{hxy} + i\tilde{c}_{hxy} \\ -H(k_1 + i\omega c_1) & \tilde{k}_{ryhx} + i\tilde{c}_{ryhx} & \tilde{k}_{ry} + i\tilde{c}_{ry} \end{bmatrix}$$

la matrice de rigidité complexe du système, avec $\tilde{k}$ et $\tilde{c}$, les rigidité et amortissement du sol respectivement, exprimés sous forme de fonctions d'impédance (Sieffert & Cevaer, 1992).

$$\{\hat{m}\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ le vecteur des masses où s'appliquent les efforts d'inertie}$$

La solution de l'équation 4.16 dans le domaine fréquentiel fournit le vecteur des mouvements de la structure $\{X\}(\omega)$:

$$\{X\}(\omega) = -([K_t] - [M]\omega^2)^{-1}(\{\tilde{m}\}X_g(\omega)\omega^2) \quad (4.17)$$

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} X \\ X_0 \\ \Phi \end{Bmatrix} \text{ le vecteur des transformées de Fourier des déplacement de la struc-}$$

ture : x , la flexion pure de la structure (drift), x_0 le déplacement relatif de la fondation par rapport au sol et ϕ la rotation de la fondation.

Les fonctions de transfert ont été calculées pour différentes vitesses V_s du sol : 100, 200, 300, 400, 500, 800, et 1000 m/s (figure 4.30). L'interaction Sol-Structure étant prise en compte par les fonctions d'impédance (Sieffert & Cevaer, 1992). Les autres propriétés du sol (demi espace infini) sont un amortissement nul et la masse volumique $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$

Les propriétés de la structure à base fixe sont : $m_1 = 5.97 \times 10^6 \text{ kg}$, la hauteur $h = 31.4 \text{ m}$, la période propre $T = 1 \text{ seconde}$, soit une fréquence propre de 1 Hz et l'amortissement $\xi = 1 \%$. La fondation est rectangulaire avec $20 \times 40 \text{ m}$ comme dimensions et $m_0 = 1.18 \times 10^6 \text{ kg}$, $J_0 = 6.54 \times 10^8 \text{ kg.m}^2$.

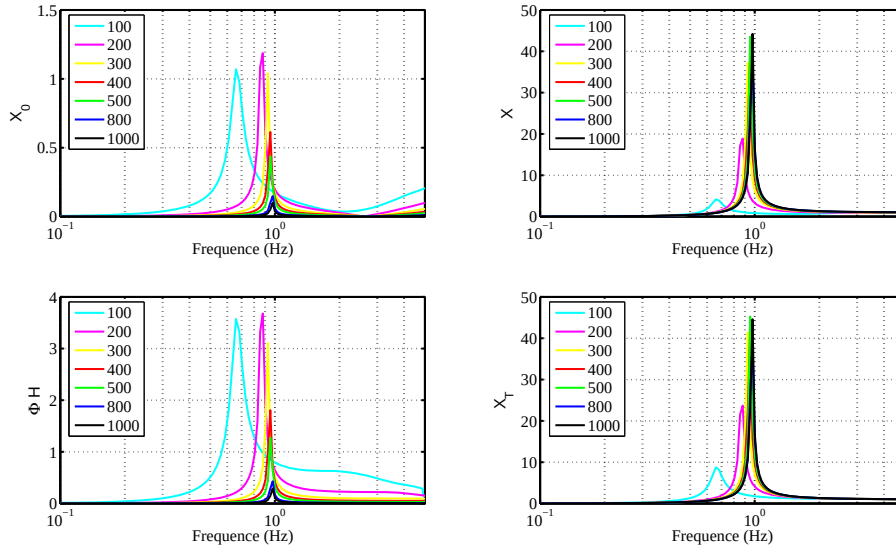


Figure 4.30 – Les fonctions de transfert de la flexion pure X , du déplacement relatif de la fondation par rapport au sol X_0 , du rocking ΦH et du déplacement total X_T .

Une fois la fonction de transfert calculée, on calcule la réponse du système Sol-Structure en convoluant la réponse impulsionnelle par un signal d'entrée, i.e. $\ddot{x}_g$. Nos signaux synthétiques obtenus seront analysés de la même façon que précédemment sur le bâtiment de l'Hôtel de Ville.

Le signal d'entrée x_g est un signal horaire enregistré par la composante Est-ouest de la station OGH1, se trouvant au niveau du sous-sol de l'Hôtel de Ville. Pour obtenir les signaux synthétiques du modèle, x_0 , x , ϕH et x_T , on passe au domaine fréquentiel, car la convolution dans le domaine temporel équivaut à la multiplication dans le domaine fréquentiel. On prend d'abord une fenêtre de 65536 points, soit environ 9 minutes, et en multipliant sa transformée de Fourier par les différentes fonctions de transfert du modèle correspondant à une vitesse donnée des ondes S dans le sol, on obtient les transformées de

Fourier de différents mouvements, x_0 , x , ϕH et x_T . Ensuite, on applique la Transformée de Fourier Inverse pour obtenir une première fenêtre de 65536 points des signaux temporels synthétiques nécessaires pour appliquer la méthode du décrétement aléatoire.

Ce même processus sera appliqué sur les 65536 points suivants du signal, et sans chevauchement. Il sera ensuite répété sur toutes les fenêtres. En rassemblant les fenêtres résultantes, on obtient un signal suffisamment long pour pouvoir appliquer le décrétement aléatoire, soit environ 52 minutes. Les résultats du calcul de fréquence et d'amortissement en fonction de la vitesse au sol sont illustrés dans les figures 4.31 et 4.32.

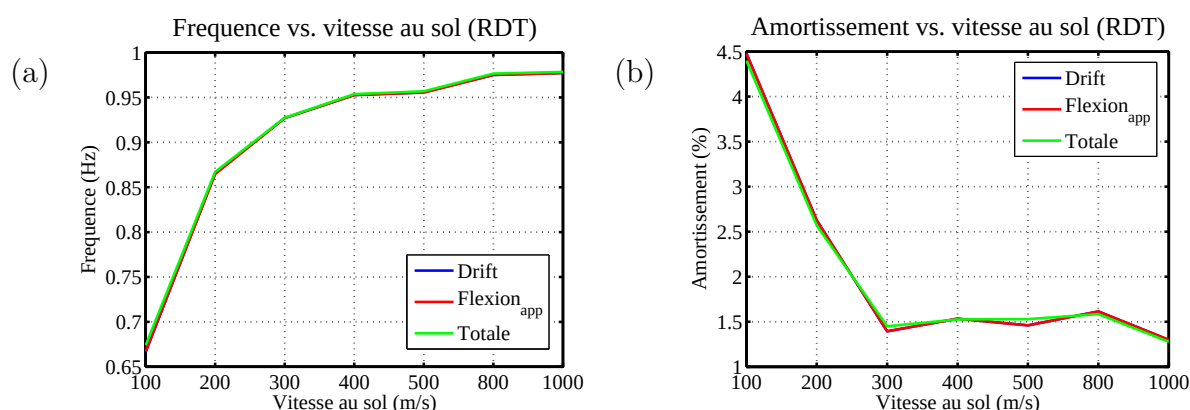


Figure 4.31 – (a) Fréquence, (b) Amortissement, mesurés par décrétement aléatoire appliqué sur les signaux résultant du modèle ISS

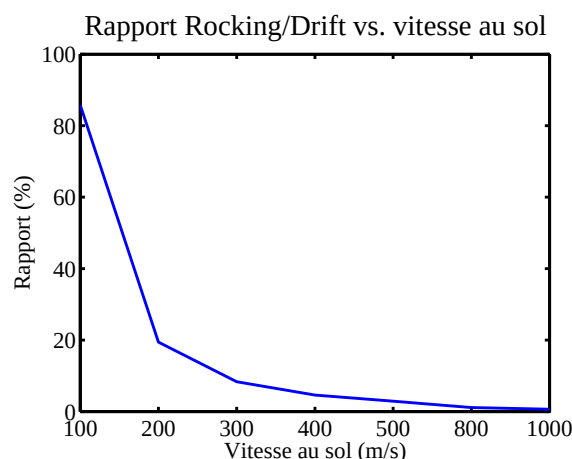


Figure 4.32 – Rapport (rocking / drift) en fonction de la vitesse au sol

On observe ainsi que plus la vitesse des ondes S dans le sol augmente, plus la fréquence du système augmente, tandis que la participation du rocking diminue. C'est le comportement classique d'un système incluant l'ISS : la souplesse du sol favorise l'ISS et l'ensemble sol et structure est plus souple. A l'inverse, l'ISS favorise la dissipation de l'énergie de

vibration dans le sol et augmente ainsi l'amortissement mesuré. L'amortissement diminue ainsi rapidement quand la vitesse du sol augmente. L'amortissement résiduel pour $V_s > 300 \text{ m/s}$ correspond à l'amortissement de la structure à base fixe et la fréquence à celle de la structure à base fixe.

D'autre part, les résultats de la modélisation sont en accord avec les observations : les fréquences et les amortissements du mouvement global, de la flexion apparente et de du drift pur sont identiques. Ces résultats confirment ceux observés sur l'Hôtel de Ville de Grenoble et s'opposent à ce qui est avancé dans la littérature (Trifunac *et al.* (2001b), Trifunac *et al.* (2001a), Todorovska (2009a)).

4.4 Comparaison avec les conditions climatiques

Dans un premier temps, seules les données horaires de la température ont été récupérées, elles sont mesurées dans une station météorologique se trouvant à une quinzaine de kilomètres du bâtiment. La figure 4.39 (voir fin de chapitre) illustre les variations de la fréquence sur les différents mouvements avec les variations de la température. La figure 4.40 (voir fin de chapitre) représente les variations de la température et de l'amortissement.

Les figures montrent comment la fréquence diminue pendant l'été et augmente en hiver. Elle devient sensible aux changements brusques de température pendant l'hiver. Des changements brusques sont constatés à deux reprises, en décembre 2009 et en février 2010. Dans les deux cas, la fréquence augmente rapidement lorsque la température chute (aux alentours de zéro et en dessous de zéro).

Concernant l'amortissement, il n'y a pas de variations significatives avec la température. Il est stable autour de sa valeur moyenne, soit 1.034 % et 1.027 % pour les composantes T et L respectivement.

Pour mieux montrer la corrélation entre ces paramètres et la température, les figures 4.33 montre bien l'anti-corrélation entre la fréquence et la température, avec un coefficient de corrélation allant jusqu'à -0.6.

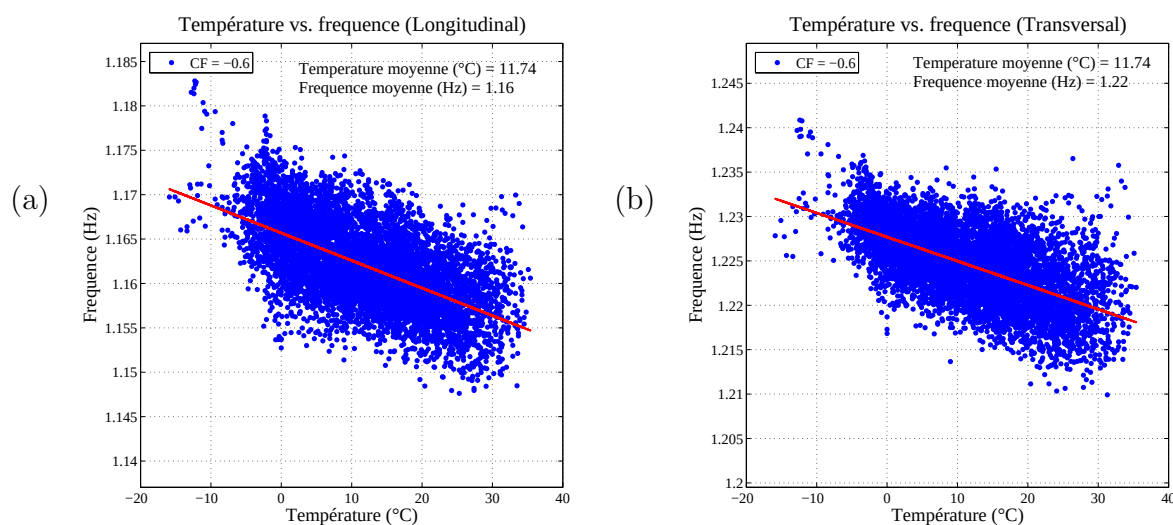


Figure 4.33 – Corrélation entre fréquence et température : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

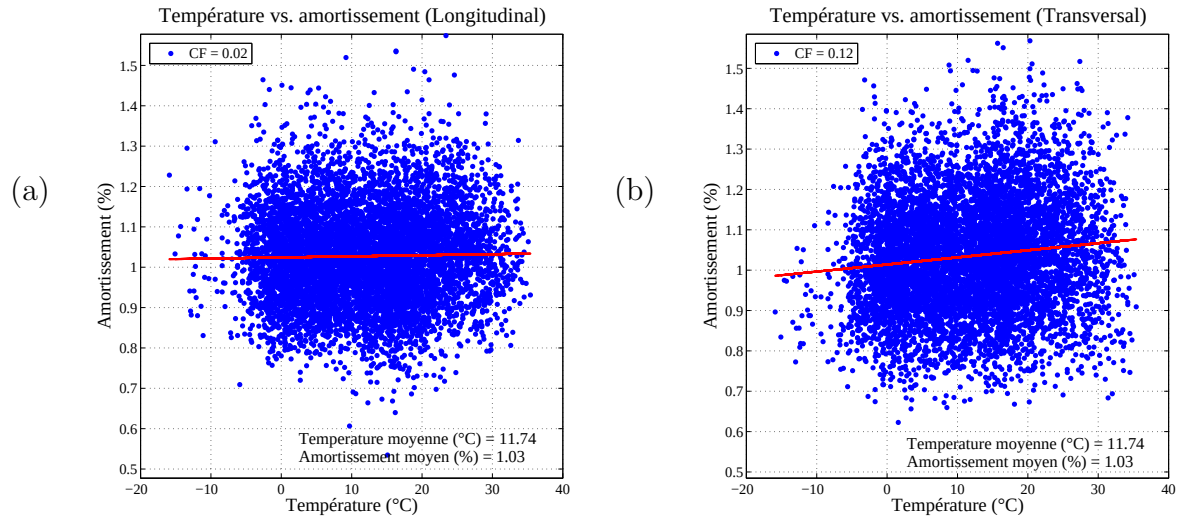


Figure 4.34 – Corrélation entre amortissement et température : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

A l'échelle de l'année, on ne peut pas voir les variations journalières, mais on peut les montrer en faisant la Transformée de Fourier des fluctuations de l'amortissement et de la fréquence du premier mode transversal, et de la température, (figure 4.35).

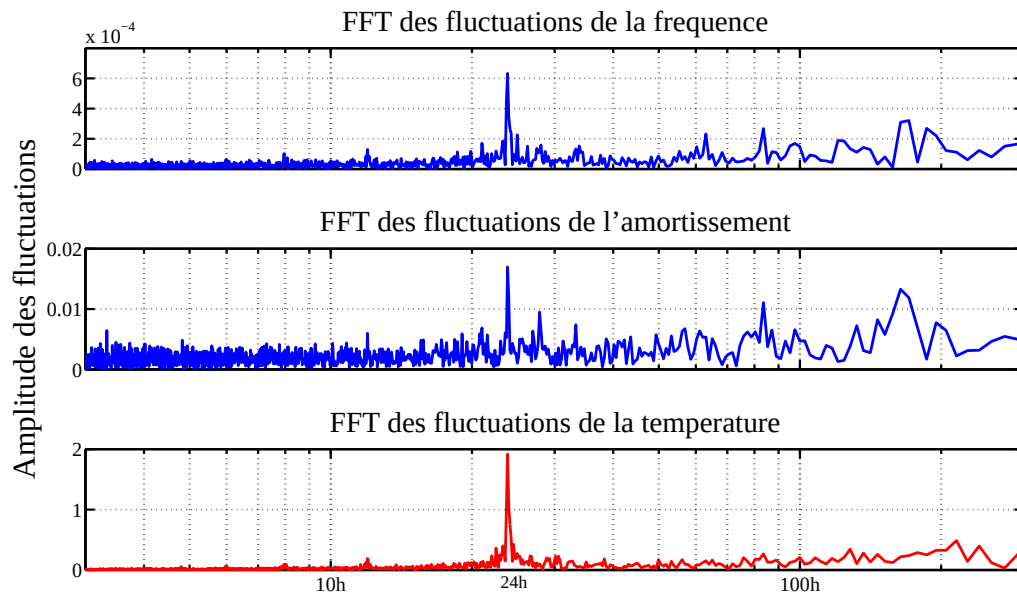


Figure 4.35 – Transformée de Fourier des fluctuations de fréquence, amortissement et température, Hôtel de Ville (composante transversale).

On note un pic important dans le spectre à 24 heures sur les trois paramètres. Il est

important de remarquer que même l'amortissement a des variations journalières qui ont été bruitées et difficiles à montrer sans passer par la transformée de Fourier. On peut également identifier des pics à 6, 8, 12 et 34 heures sur les variations de fréquence. Ils sollicitent des questions sur les phénomènes ayant cette périodicité et pouvant affecter la fréquence de la structure.

Pour étudier l'effet de la température, on compare les variations de fréquence observées sur l'Hôtel de ville à celles de la fréquence propre d'un modèle simple à un seul degré de liberté, avec une masse m , une raideur k et sans amortissement. Si on considère que l'élément de raideur est une poutre en console d'une hauteur h , sa rigidité peut être exprimée par la formule :

$$k = \frac{3EI}{h^3} \quad (4.18)$$

où E est le module d'Young et I le moment d'Inertie.

Si on considère un changement de température $\Delta T = T_2 - T_1$, seule la hauteur h change par effet de la dilatation thermique :

$$\Delta h = h_2 - h_1 = \alpha \Delta T h_1 \Rightarrow h_2 = h_1(1 + \alpha \Delta T) \quad (4.19)$$

où α est le coefficient de dilatation thermique de la poutre.

De ce fait, la fréquence propre change de f_1 à f_2 . Compte tenu des équations 2.8, 2.9, 4.18 et 4.19, on peut écrire :

$$\frac{f_2}{f_1} = \frac{\sqrt{k_2/m}}{\sqrt{k_1/m}} = \sqrt{\frac{h_1^3}{h_2^3}} = \frac{1}{(1 + \alpha \Delta T)^{\frac{3}{2}}} \quad (4.20)$$

Pour pouvoir comparer l'ordre de grandeur des variations, on considère que le modèle est sujet aux mêmes variations de température que l'Hôtel de Ville. On prend comme exemple la fréquence de la composante longitudinale de 1.162 Hz, et un coefficient de dilatation thermique de $1 \times 10^{-5} K^{-1}$ pour le béton armé¹ (Fig. 4.36).

On observe la même tendance d'anti-corrélation à la fois sur le modèle et sur les observations. Mais la différence se voit au niveau de l'ordre de grandeur des variations, elles sont beaucoup plus significatives sur l'Hôtel de ville, de l'ordre de $3.6 \times 10^{-2} Hz$ contre $8.96 \times 10^{-4} Hz$ dans le modèle.

1. http://www.ac-reims.fr/datice/math-sciences/ftp/doc_phys/chaleur/dilatation.doc

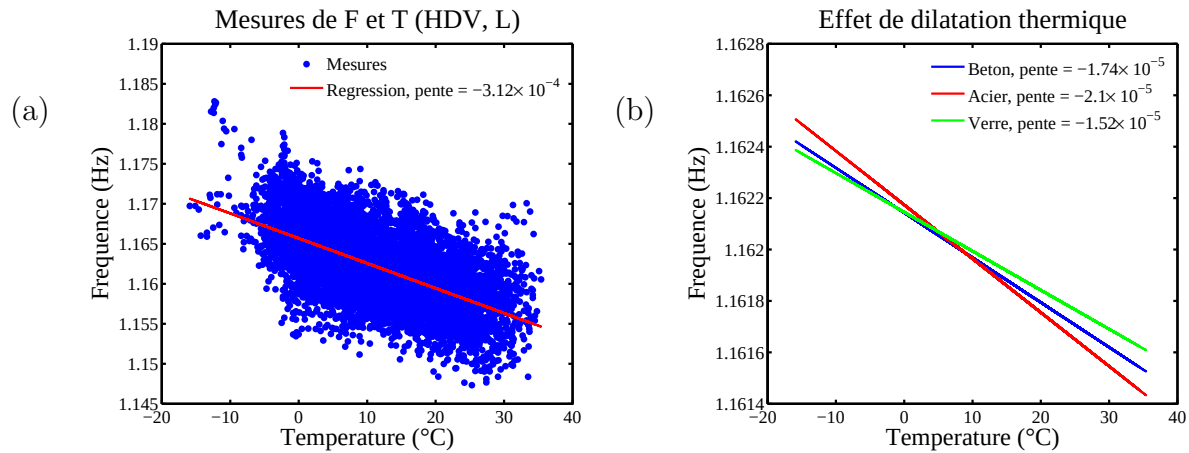


Figure 4.36 – Corrélation entre fréquence et température : a) Composante Longitudinale de l'Hôtel de Ville, b) Modèle simple à seul degré de liberté

Le même processus a été appliqué en considérant l'acier et le verre comme élément de raideur, puisque le bâtiment comporte des façades vitrées. Le coefficient de dilatation thermique est de $12 \times 10^{-6} K^{-1}$ pour l'acier, et de $8.7 \times 10^{-6} K^{-1}$ pour le verre. Pour les trois matières, on observe une différence sur la pente de la relation entre la fréquence et la température. Or, les pentes sont nettement inférieures à la pente de la régression linéaire proposée entre la température et la fréquence transversale. L'effet de la température n'explique pas, à elle seule, toutes les variations observées. Certes, le modèle est très simplifié et des effets sur le module d'Young pourraient être envisagés. Cette partie n'a pas été plus approfondie dans ce travail, mais des perspectives sont envisagées pour un travail futur.

Nous étudions maintenant l'effet de la température sur le rapport Rocking/drift représentant la participation du rocking dans la réponse du système (Fig. 4.37), et cela uniquement pour les valeurs de cohérence entre rocking et drift supérieures à 95 % considérées comme un bon indicateur de l'Interaction Sol-Structure (Bard, 1988).

On observe que le rapport rocking/drift est plus élevé lorsque la température est basse en hiver, la saison où la nappe est plus haute dans cette partie de Grenoble, autrefois des anciens marais. La figure 4.28 montre que la fréquence augmente avec le rapport, alors que l'effet de l'Interaction Sol-Structure conduit à une baisse de la fréquence globale du système. Vu que la fréquence de ce bâtiment augmente lorsque la température est basse (Fig. 4.39), l'effet de la température semble être plus important que celui de l'Interaction Sol-Structure.

Pour enlever cet effet, on considère que la relation entre les variations de la température et celles de la fréquence et le rapport rocking/drift est une régression linéaire :

$$\begin{aligned}\hat{f}_i &= f_0 + \alpha_f (T_i) \\ \hat{r}_i &= r_0 + \alpha_r (T_i)\end{aligned}\tag{4.21}$$

où f_0 et α_f sont les constantes de la régression linéaire entre la fréquence et la tempé-

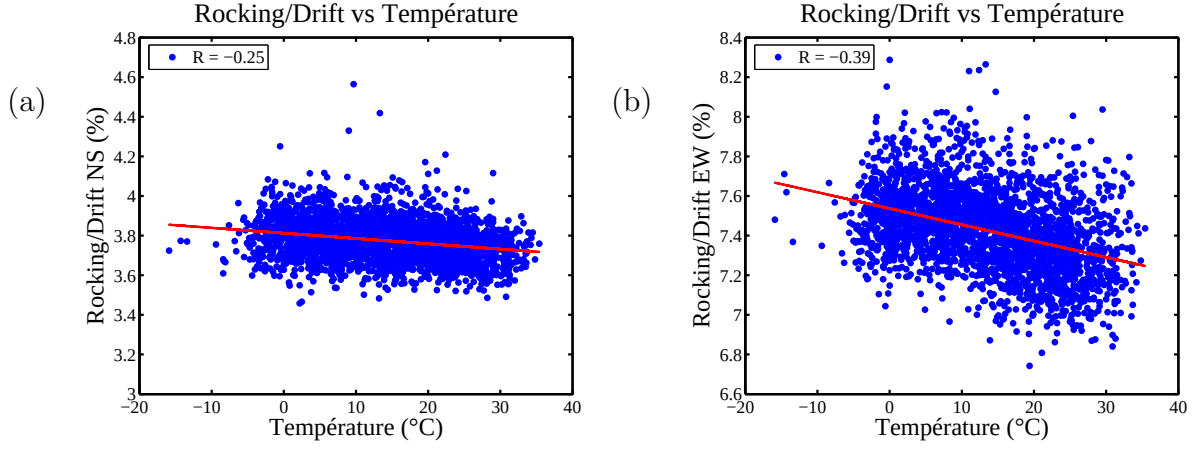


Figure 4.37 – Corrélation entre le rapport rocking/drift et la température : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale, pour les valeurs de cohérence entre rocking et drift supérieures à 95 %

rature, f_0 étant l'ordonnée et α_f la pente de la ligne de la régression ;

r_0 et α_r sont les constantes de la régression linéaire entre le rapport rocking/drift et la température ;

T_i est la température mesurée.

Ensuite, par soustraction de cette régression aux valeurs mesurées de fréquence et du rapport rocking/drift, on obtient les résidus :

$$\begin{aligned} f_{residu} &= f_i - \hat{f}_i \\ r_{residu} &= r_i - \hat{r}_i \end{aligned} \quad (4.22)$$

où f_i est la fréquence mesurée et f_{residu} est le résidu de la fréquence après soustraction de l'effet de la température ;

r_i est le rapport rocking/drift mesuré et r_{residu} est le résidu du rapport après soustraction de l'effet de la température ;

La figure 4.38 illustre la relation entre ces résidus. La corrélation entre les résidus est moins importante que sur les valeurs (Fig. 4.28), mais la tendance est toujours observée dans les résidus, notamment sur L. Cela signifie à nouveau que l'effet de la température n'explique pas les variations observées.

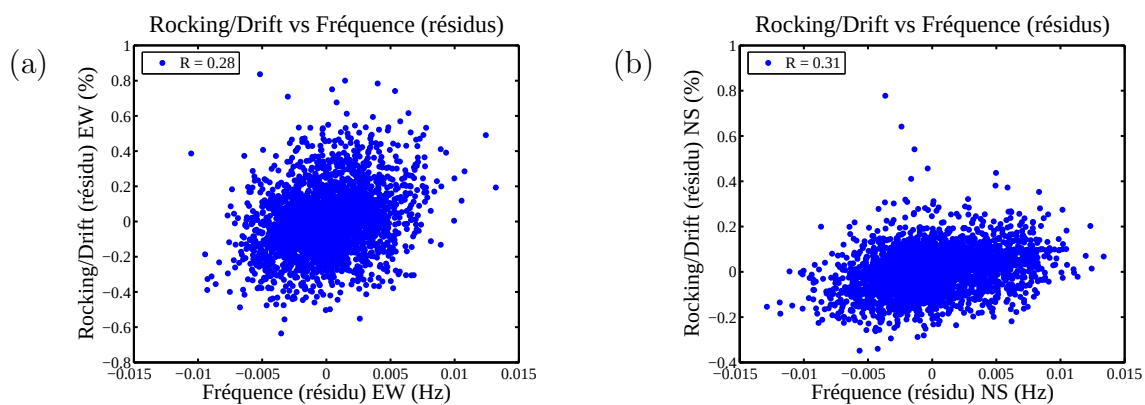


Figure 4.38 – Comparaison entre le résidu de la fréquence globale de l'Hôtel de Ville et le résidu du rapport Rocking/drift après avoir enlevé l'effet de la température : (a) Composante transversale, (b) Composante longitudinale. De mars 2009 au février 2010

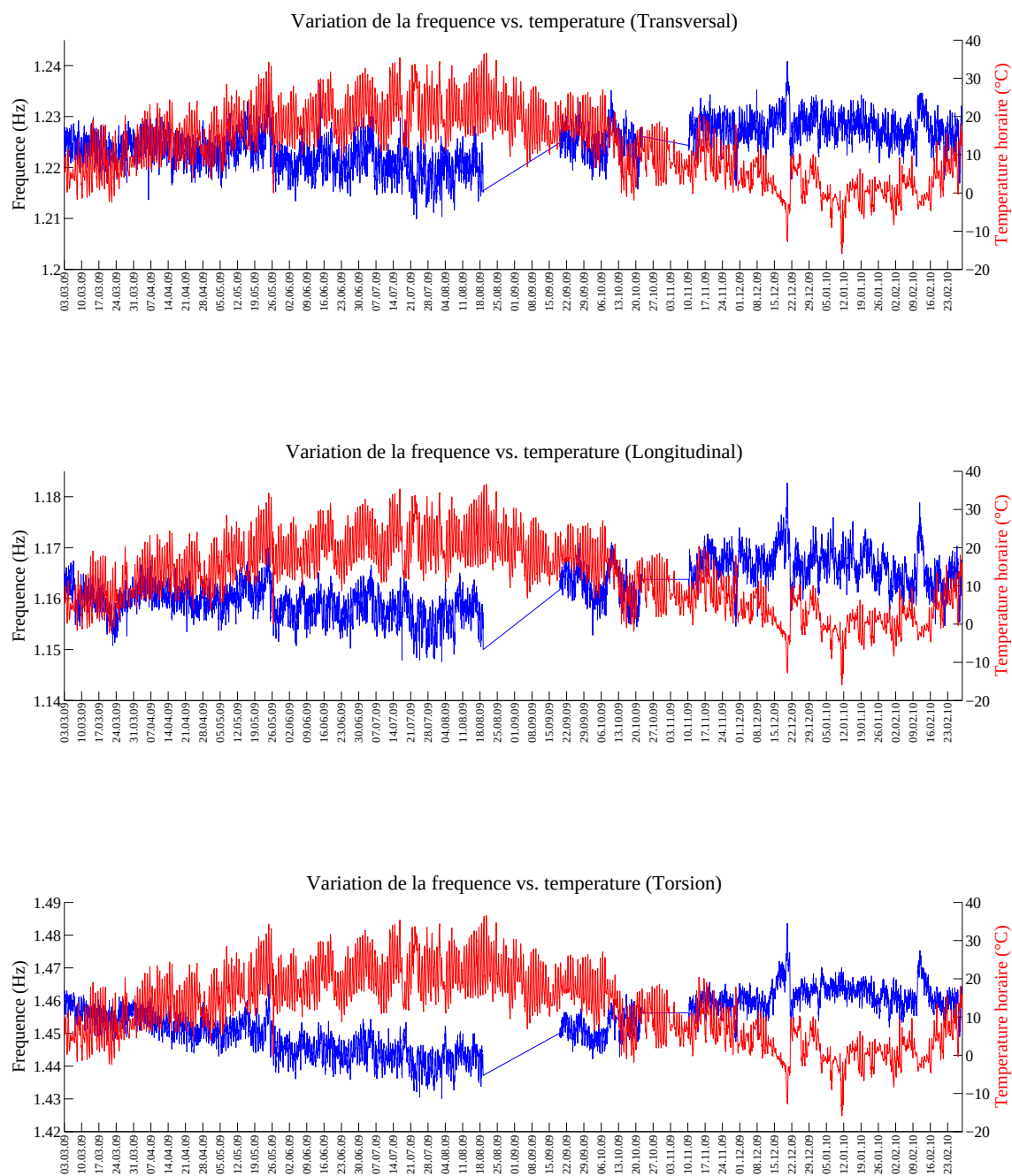


Figure 4.39 – Comparaison entre la fréquence et la température ambiante : haut) composante transversale (EW), milieu) composante longitudinale (NS), bas) Torsion, du début de mars 2009 à la fin de février 2010, les lignes droites remplacent les interruptions de données au cours de l'étude

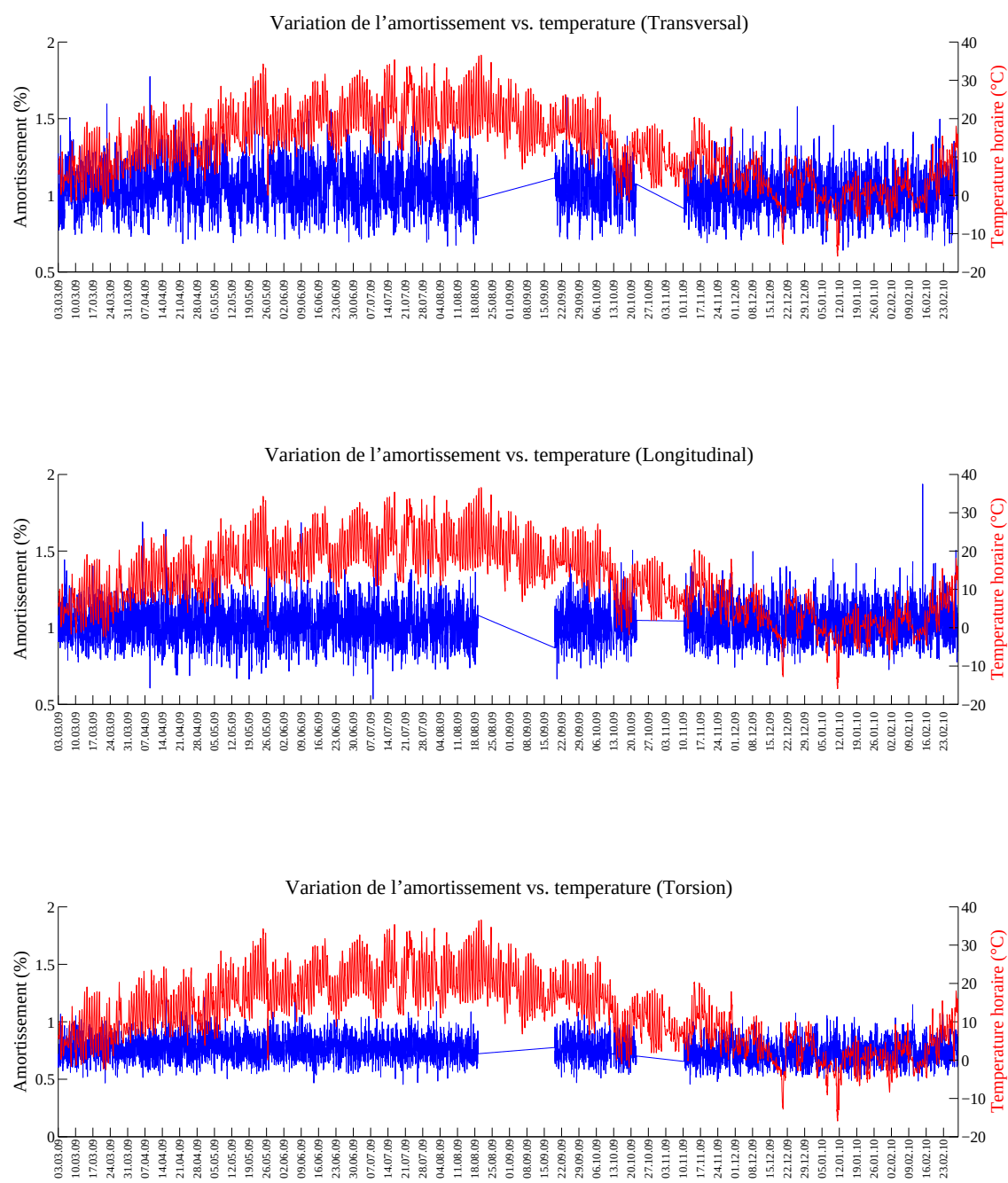


Figure 4.40 – Comparaison entre l'amortissement et la température ambiante : haut) composante transversale (EW), milieu) composante longitudinale (NS), bas) Torsion, du début de mars 2009 à la fin de février 2010, les lignes droites remplacent les interruptions de données au cours de l'étude

4.5 Conclusions

La disposition de l'instrumentation de la tour de l'Hôtel de Ville à Grenoble a permis d'étudier les variations de la fréquence et l'amortissement du mode fondamental, sous forme d'un suivi continu pendant un an. Elle a également permis d'étudier les différents types de mouvement, notamment le "rocking" (bascule à la base) et la torsion. Une synchronisation parfaite des enregistrements est nécessaire pour réaliser l'étude des différents types de mouvement, et quantifier leur importance relative.

Au cours de l'année, les variations de fréquences des premiers modes de vibration de la structure montrent une très forte anti-corrélation avec la température mesurée à une quinzaine de kilomètres du site. Comme pour les tours de l'Ile Verte, ces fluctuations sont réelles et physiques, la méthode du RDT permettant une précision de l'ordre du 10^{-3} sur la mesure de fréquence. La fréquence fondamentale du système global varie de 2.5 % et 3 % respectivement dans les directions T et L, et de 3.7 % en torsion. Aucune variation permanente n'a été observée, les fréquences retrouvant leur valeur d'origine à la fin du cycle annuel. La même périodicité jour/nuit est observée, traduisant l'effet direct des fluctuations de température. Lors de deux épisodes de changement brusque de température (en décembre 2009 et en février 2010), on constate une réactivité rapide de la structure, la fréquence augmentant lorsque la température diminue. On observe également une tendance saisonnière similaire, qui montre une diminution de la fréquence en été, lorsque la température augmente, et une augmentation de fréquence lorsque la température diminue, en hiver. Même si la durée d'observation était moins longue pour l'Ile Verte, cette fluctuation semble différente de celle observée dans le chapitre précédent. Là encore, cette tendance est liée soit à des changements de propriétés physiques de la structure, soit à des modifications des conditions aux limites, conditionnant le niveau de l'Interaction Sol-Structure (ISS).

Une modélisation très simplifiée de la dilatation du bâtiment avec la température conduit à des résultats qualitativement similaires aux observations : la dilatation du bâtiment fait diminuer la fréquence du bâtiment. Néanmoins, les variations observées sont sensiblement supérieures aux prédictions obtenues avec de tels modèles, et il faut aussi rechercher d'autres explications physiques pour les fluctuations saisonnières. L'une d'entre elles, comme pour les tours de l'Ile Verte, peut être liée aux conditions aux limites dans le sol, et à leur contribution majeure à la mobilisation de l'ISS. L'existence d'une Interaction Sol-Structure est attestée sur cette structure par la cohérence entre les mouvements de "rocking" et de drift pur, qui reste toute l'année supérieure à 95 % pendant la journée. Même si la contribution des mouvements de rocking au mouvement d'ensemble reste faible (4 à 7 % suivant les composantes L ou T), on peut donc envisager que les fluctuations saisonnières de fréquence puissent ainsi être contrôlées par les variations des conditions de sol au niveau de la fondation. Clinton *et al.* (2006) et Todorovska & Al Rjoub (2009) ont d'ailleurs obtenu des résultats similaires en Californie, qu'ils ont interprétés comme liés à l'effet des précipitations sur la modification de l'ISS. Dans notre cas, aucune mesure de précipitations à proximité de la structure n'est disponible. On note cependant qu'une maximale proportion du rocking se produit durant l'hiver, lorsque le niveau de la nappe est le plus haut, notamment dans cette partie de la ville, anciens marais, gorgée d'eau. Cet effet peut aussi venir du changement des propriétés des sols avec une baisse des tempéra-

tures. Si le sol gèle, sa rigidité augmente, entraînant une augmentation de la fréquence du système global. Ces observations doivent être confirmées mais les conditions aux limites sont source de fluctuations.

L'amortissement mesuré sur l'année par RDT ne montre pas de fluctuations visibles (c'est-à-dire sortant du bruit de mesure) dans le domaine temporel. Cependant, là encore, une périodicité de 24 h est mise en évidence par une analyse de Fourier de ces séries temporelles. L'analyse des types de mouvement de la structure (c'est-à-dire le "rocking", la translation relative, et le "drift" pur) montre que ces trois composantes du mouvement oscillent à exactement la même fréquence et suivent les mêmes variations saisonnières et diurnes. Ceci semble en contradiction avec la plupart des publications scientifiques traitant des fréquences mesurées dans les bâtiments, qui considère souvent que l'individualisation des différentes composantes devrait permettre d'identifier les différentes fréquences des différents types de mouvement (le "drift" pur étant associé au mouvement en "base fixe", et le "rocking" au mode de rotation d'axe horizontal de la fondation). Un modèle simple de réponse d'une structure à un degré de liberté, incluant l'interaction sol-structure au moyen de fonctions d'impédance, a donc été mis en œuvre, dont les résultats ont confirmé les observations faites sur l'Hôtel de Ville : l'individualisation des composantes ne permet pas de remonter aux fréquences des modes "purs", seule la fréquence du mode global d'ensemble est accessible

Chapitre 5

Suivi des Paramètres Modaux d'un Bâtiment : Application au Bâtiment d'Ophite, Lourdes

La tour Ophite de Lourdes analysée dans cette partie possède un réseau de capteurs distribués selon la hauteur du bâtiment. De ce fait, il sera possible d'analyser les variations des formes modales au cours d'un an, en parallèle à celles des fréquences et des amortissements. La tour Ophite est un bâtiment suivi de façon continu par le RAP. Contrairement aux autres, il est situé dans une région où les conditions de températures sont plus variables au cours de l'année. Le même processus que pour l'Hôtel de ville sera conduit, la configuration du réseau permettant l'analyse des modes de vibrations (rocking, drift, flexion apparente et torsion). L'avantage de cette structure est la mesure des températures directement sur la structure et non plus à 15 km comme dans le cas des structures précédentes. Par ailleurs, les conditions de site sont différentes par rapport à l'hôtel de ville de Grenoble. A Lourdes, au droit de cette structure, le sol est peu épais et la roche (du nom de la tour, Ophite) est proche. L'effet de l'ISS sera donc particulièrement analysé. D'autre part, et contrairement à l'Hôtel de Ville, les modes supérieurs de cette tour sont facilement identifiables, permettant leur analyse.

5.1 Description et instrumentation du bâtiment

Situé sur le boulevard d'Espagne à Lourdes, dans le Sud-ouest de la France, le bâtiment Ophite (BO) est un bâtiment d'habitation collective. Achievé en 1972, son système porteur est en murs et voiles en béton armé, sa section est relativement symétrique dans les directions longitudinale et transversale. Il est composé de 18 étages en plus d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée. Il fait 50 m de hauteur, 19 m de largeur et 24 m de longueur. Il est régulier en plan et en élévation et lié à un bâtiment voisin de 10 étages (Fig. 5.1 et 5.2).

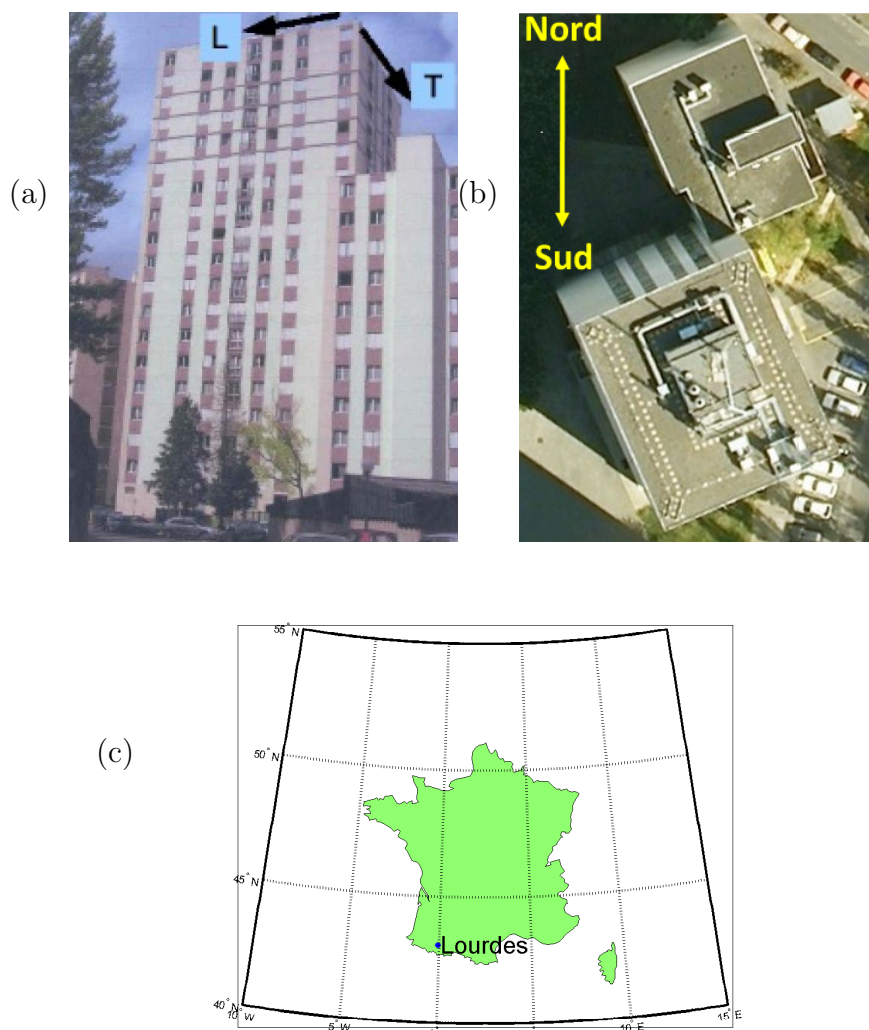


Figure 5.1 – a) Le Bâtiment de l'Ophite, b) vue aérienne et orientation, c) Localisation de Lourdes en France

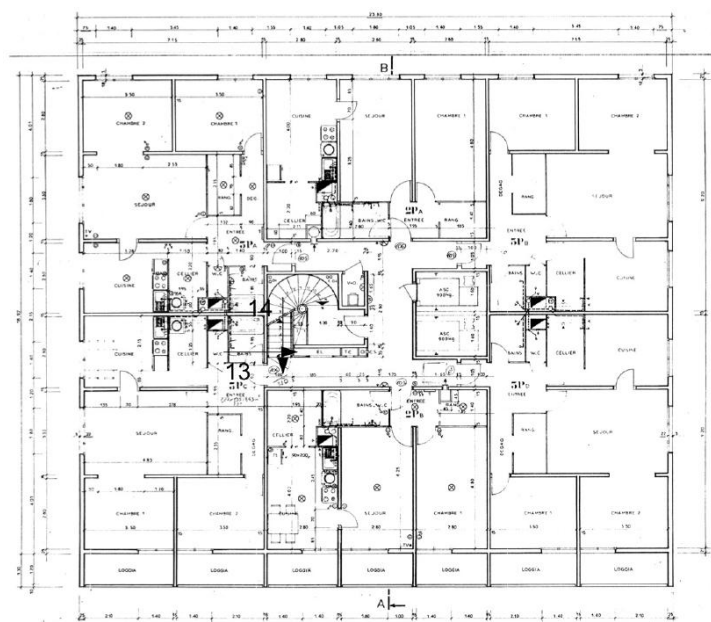


Figure 5.2 – Section transversale d'un étage courant du bâtiment de l'Ophite, système porteur en voiles en béton armé. La section est relativement symétrique dans les directions transversale et longitudinale (Guéguen, 2008)

La ville de Lourdes se trouve dans une des zones les plus sismiques de la France métropolitaine. La figure (5.3) illustre la sismicité de la région Sud de France en termes de PGA (Peak Ground Accélération). Pour une période de retour de 475 ans, les valeurs d'accélération sont autour de 0.2g sur la ville de Lourdes.

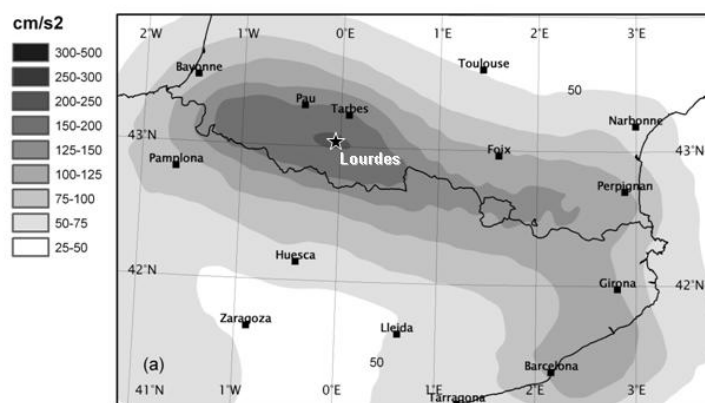


Figure 5.3 – Aléa sismique probabiliste sur la région pyrénéenne, PGA médian pour une période de retour de 475 ans (Secanell *et al.*, 2008)

La ville se situe sur des formations calcaires et marneuses du Jurassique et du Crétacé (Bernardie *et al.*, 2006). Ces formations anciennes représentent un substratum pour des formations récentes composées principalement des trois types suivants :

- les molasses, formations du Miocène et du Pliocène, au Nord-ouest de la ville. Il s'agit de lambeaux de faible épaisseur. Elles ont une composition argileuse qui les rend stables sauf si elles sont gorgées d'eau. Il n'y a pas de constructions sur ce type de formation ;
- les moraines, dans la zone d'intérêt (Boulevard d'Espagne), correspondent à des accumulations de matériaux très hétérogènes résultant de l'action des glaciers qui ont recouvert cette région à différentes époques du Quaternaire. Elles sont globalement grossières, cependant, la présence de matériaux fins (sables et graviers), d'une épaisseur variant de 30 à 45 m, superposés aux blocs et galets est observée. Leur granulométrie est proche de celle des alluvions, ils correspondraient à des dépôts torrentiels et lacustres ;
- les alluvions, correspondent elles aussi à des accumulations, mais déposées par les cours d'eau. Elles sont donc plus fines (argiles, sables, graviers, galets) et moins hétérogènes.

Le bâtiment de l'Ophite se trouve à proximité d'un affleurement rocheux, ce qui laisse supposer qu'une formation rocheuse se trouve à faible profondeur. Les tableaux (5.1 et 5.2) récapitulent la composition de la zone du centre ville de Lourdes, les épaisseurs des couches et la vitesse d'onde de cisaillement.

Formation	Epaisseur (m)	Vs (m/s)
Alluvions	8	220
Tourbes	10	159
Sables fins avec graviers	22	386
Substratum	-	-

Table 5.1 – Epaisseurs et vitesse d'onde de cisaillement dans la zone du centre ville de Lourdes (source : Bernardie *et al.* (2006))

Formation	Epaisseur (m)	Vs (m/s)
Alluvions	8	212
Limons	32	341
Substratum	-	-

Table 5.2 – Epaisseurs et vitesse d'onde de cisaillement dans la zone du centre ville de Lourdes (source : Bernardie *et al.* (2006))

Des rapports spectraux d'enregistrements de bruit de fond (méthode H/V), réalisés sur le sol autour de la structure (Fig. 5.4a), donnent une fréquence de résonance du sol autour de 10 Hz sur le côté Ouest du bâtiment (Fig. 5.4b), et autour de 2 Hz sur le côté Est (Fig. 5.4c) (Guéguen, 2008).

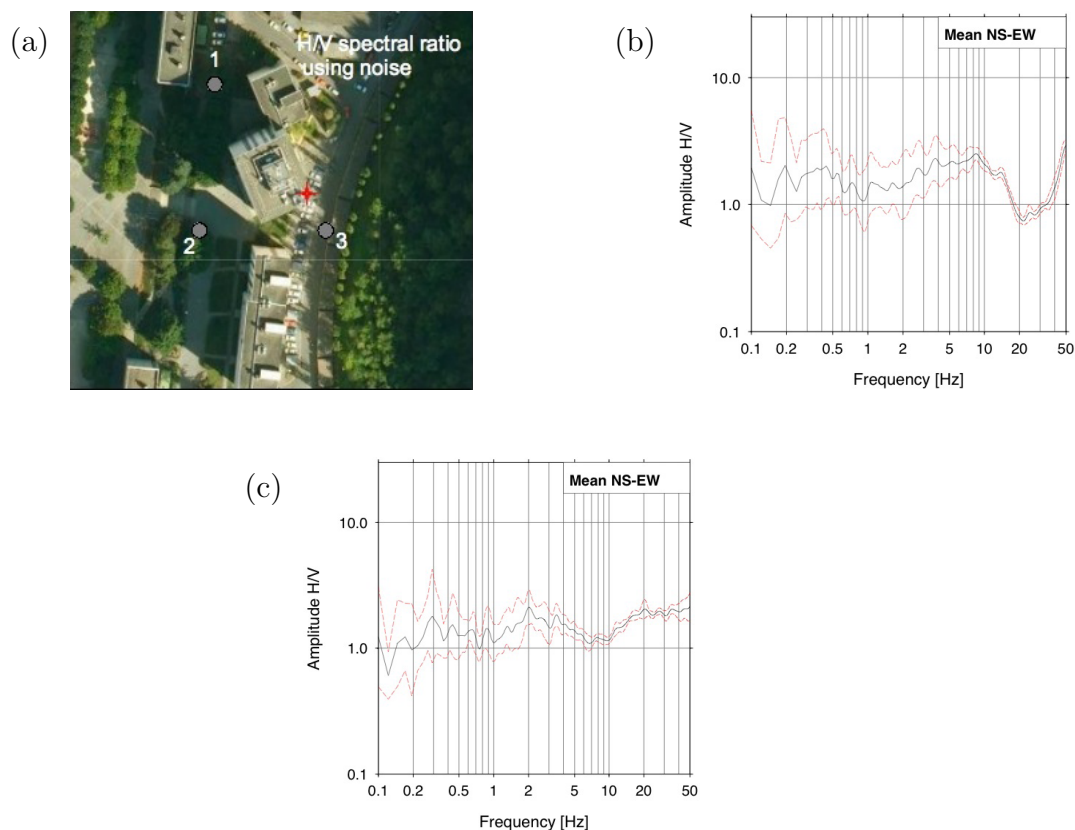


Figure 5.4 – Rapports H/V bruit de fond autour de la structure : a) points de mesure, (b) Fréquence de résonance au point 1 (Ouest), (c) Fréquence de résonance au point 3 (Est) (source : (Guéguen, 2008))

Le bâtiment a été instrumenté par le réseau RAP en 2008. Le dispositif comprend 24 voies d'acquisition, réparties entre 18 capteurs Episensor mono-composantes de type ES-U et 2 capteurs Episensor 3-composantes de type EST, fabriqués par Kinemetrics.

Le schéma de l'instrumentation est illustré sur la figure (5.5). Sur la terrasse, niveau 20, il y a 4 capteurs ES-U : deux capteurs dans la direction transversale et deux dans la direction longitudinale, placés aux deux coins opposés. Ils permettront d'étudier le mouvement de torsion au sommet et les mouvements de translation horizontale dans les directions L et T. Ces capteurs sont protégés par des boîtiers en béton fixés sur le dispositif d'isolation de la terrasse (figure 5.6a)

Dans les étages courants, niveaux 17, 14, 10, 06 et 02, les capteurs ES-U sont placés sous les dalles et dans les vides sanitaires, par mesures de sécurité et pour le passage des câbles. Le capteur se trouve à l'étage n pour mesurer le mouvement de l'étage supérieur $n+1$ (figure 5.6b). A raison de deux capteurs par étage, un dans la direction longitudinale et un dans la direction transversale, ils permettent d'évaluer la flexion dans les deux directions et participent à l'estimation des formes modales. Au niveau 10, deux capteurs ES-U supplémentaires sont placés dans le couloir, afin d'étudier la torsion à un niveau intermédiaire (figure 5.6c).

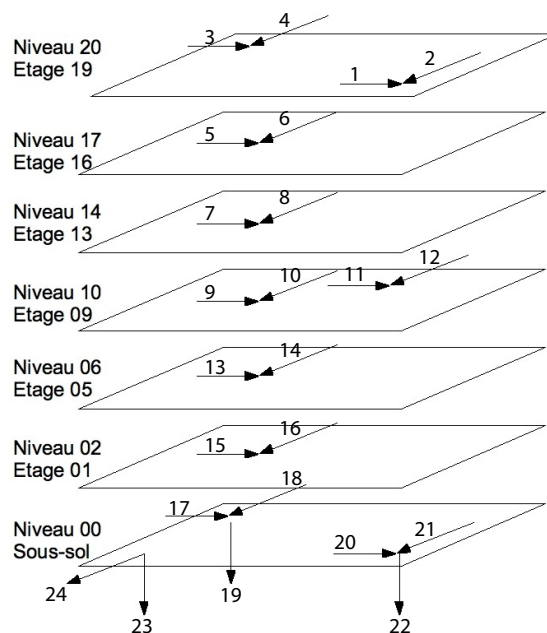


Figure 5.5 – schéma d'instrumentation (Guéguen, 2008)

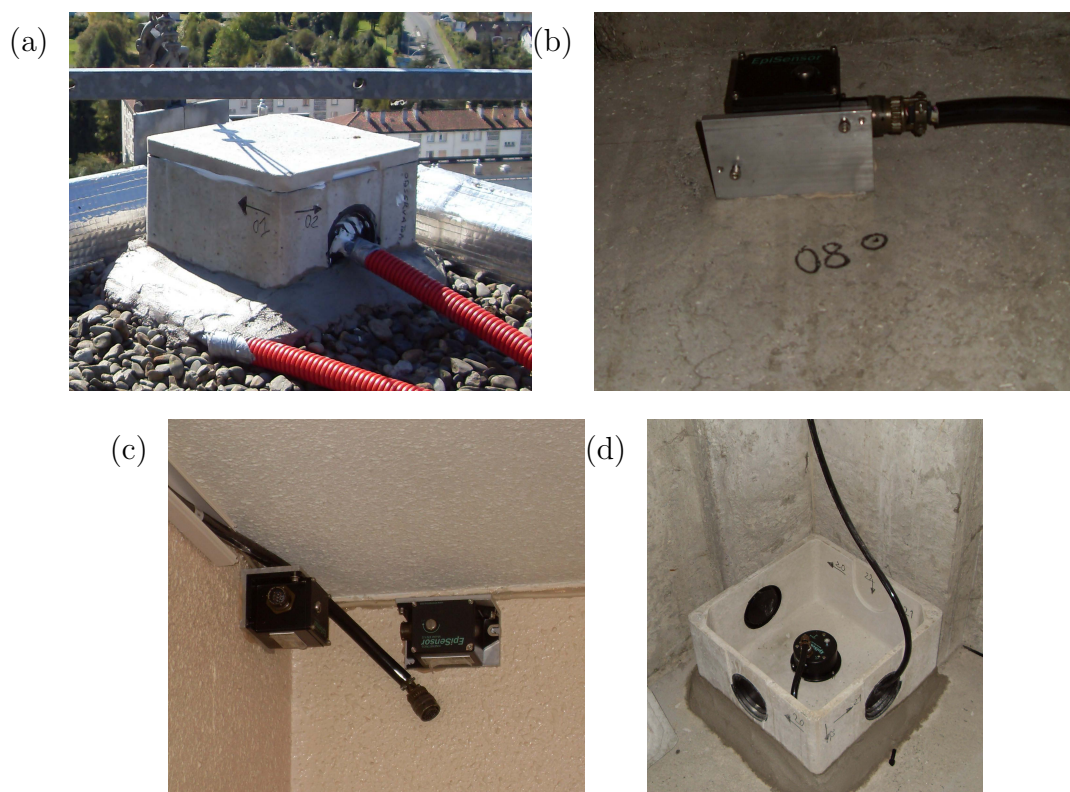


Figure 5.6 – Installation des capteurs. a) Capteurs ES-U en terrasse. b) Capteur ES-U en étage courant. c) Capteurs ES-U au couloir du niveau 10. d) Capteur EST 3-composantes en sous-sol, (Guéguen, 2008).

Finalement, au niveau du sous-sol, deux capteurs 3-composantes EST sont placés à l'aplomb des capteurs de la terrasse. Ils enregistrent les mouvements dans les trois directions : longitudinale, transversale et verticale. Deux capteurs ES-U supplémentaires sont placés au niveau du sous-sol dans la direction transversale et verticale (figure 5.6d). Cette disposition au sous-sol permettra d'étudier la torsion à la base, la déformation de la structure dans les directions L et T ainsi que le rocking dans les deux directions L et T.

Tous les capteurs sont connectés à une station Kephren 24 voies par liaison filaire. Elle se trouve au sous-sol protégée par une armoire. Les enregistrements des voies sont synchronisés directement sur la station au moment de la numérisation, en concordance avec le temps TU assuré par une antenne GPS située sur la terrasse. Avec une fréquence d'échantillonnage de 125 Hz, les enregistrements sont continus et les données sont récupérables au format Titan2 via une ligne ADSL connectée à la station. D'autre part, une sonde de température a été installée au sommet du bâtiment, qui transmet par ADSL la valeur de la température toutes les heures. Les instruments n'ont pas fonctionné sur des périodes de plusieurs jours en février, août, septembre, octobre et novembre 2009.

5.2 Étude des mouvements structuraux

5.2.1 Identification des modes de vibration

Dans un premier temps, l'identification des modes propres est réalisée par la Transformée de Fourier des signaux enregistrés pendant un mois. Le processus de lissage (c.f. chapitre 2.3) est utilisé ici pour améliorer la qualité des spectres obtenus. Le mois choisi est le mois de Janvier 2009, au début des enregistrements. Les enregistrements des deux voies se trouvant à l'étage 16 sont utilisés pour calculer les spectres de Fourier, c'est-à-dire les voies 6 pour la composante transversale T et 5 pour la composante longitudinale L (Fig 5.5). L'étage 16 a été choisi plutôt que la terrasse afin d'assurer que le rayonnement solaire et les variations de température sur les stations ne perturbent pas éventuellement les mesures. La longueur de la fenêtre glissante est de 16384 points, soit 2.2 minutes d'enregistrement. La description des analyses et des processus est donnée dans le chapitre (2.3).

La figure (5.7) illustre les spectres résultants pour les deux composantes, longitudinale et transversale. On peut distinguer quatre modes de vibrations de translation et trois modes de torsion. Les fréquences du premier mode de translation sont à 1.73 Hz et 1.74 Hz pour les composantes T et L respectivement, et un premier mode de torsion à 2.25 Hz . Un deuxième mode de translation à 6.13 Hz et 5.82 Hz pour T et L respectivement, et à 7.03 Hz pour la torsion sont également visibles sur cet exemple. On note également sur les spectres des composantes T et L des bruits à fréquences régulières, provenant de la numérisation. On retrouve ces pics en fréquence sur tous les numériseurs avec plus ou moins d'amplitude.

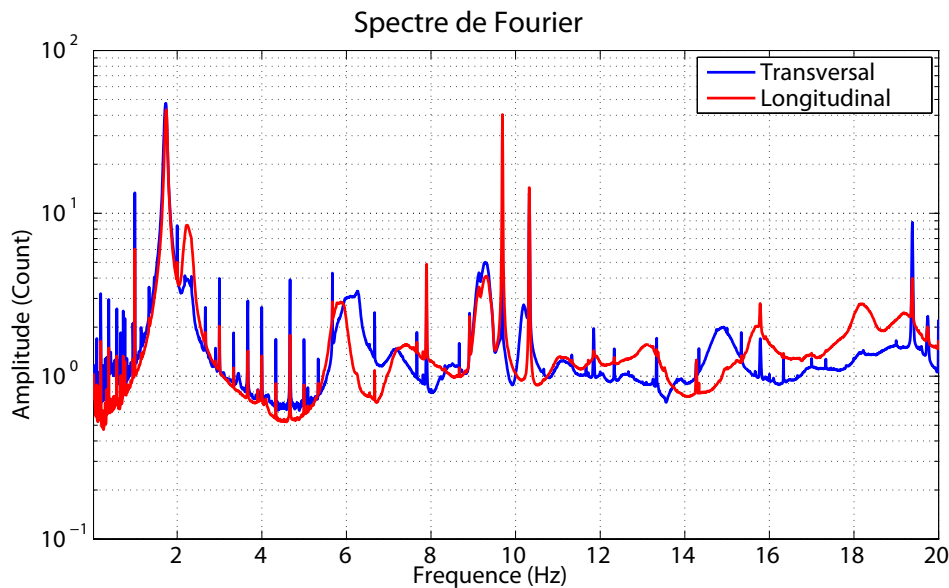


Figure 5.7 – Identification des modes propres de vibration du bâtiment de l'Ophite à l'aide de la transformée de Fourier, voies 6 pour T et 5 pour L

Un troisième mode de translation est visible à 9.29 Hz dans les deux directions et un mode de torsion à 10.89 Hz . Finalement, les quatrièmes modes de translation à 14.9 Hz et 15.62 Hz pour T et L respectivement, sont visibles sur les spectres de Fourier.

A l'aide des voies situées au niveau de la terrasse, niveau 20, on peut également calculer les modes de torsion en effectuant le calcul suivant :

$$\begin{aligned} Torsion(transversal) &= \frac{Voie(2)-Voie(4)}{T} \\ Torsion(longitudinal) &= \frac{Voie(1)-Voie(3)}{L} \end{aligned} \quad (5.1)$$

où L et T étant les distances inter-capteurs dans le sens longitudinal et transversal respectivement. Dans l'hypothèse d'une dalle rigide, ces deux évaluations de la torsion doivent être similaires.

Les spectres de la torsion dans les deux directions sont donnés figure (5.8). Les spectres sont similaires dans les deux directions, avec des pics importants d'énergie pour les fréquences de translation et de torsion mentionnées ci-dessus. Cela signifie que la torsion mesurée n'est certainement pas un mode de torsion pure mais couplé avec les modes de flexion horizontale.

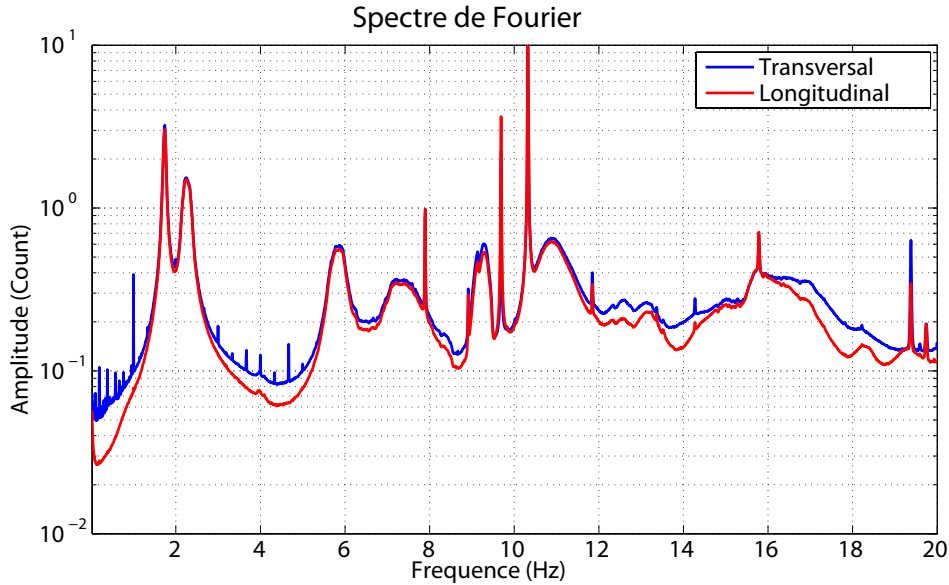


Figure 5.8 – Transformée de Fourier des signaux de torsion dans les deux directions

Les rapports des valeurs de fréquence des modes supérieurs par rapport au premier mode sont $f_2/f_1 = 3.3$, $f_3/f_1 = 5.4$, $f_4/f_1 = 8.6$ dans la direction T et $f_2/f_1 = 3.3$, $f_3/f_1 = 5.3$, $f_4/f_1 = 8.9$ dans la direction L. Ils sont proches des valeurs théoriques correspondant à une poutre se déformant en cisaillement : $f_2/f_1 = 3$, $f_3/f_1 = 5$, $f_4/f_1 = 7$ (voir section 2.1.5).

5.2.2 Mouvement horizontal global

Premier mode propre

Le mouvement horizontal global peut être mesuré par les capteurs situés au niveau de la terrasse. Cependant, ils se trouvent aux deux extrémités de la terrasse (Fig. 5.5), et les deux composantes horizontales ont des fréquences de résonance très proches. Ceci implique des difficultés au niveau de l'application de la méthode du décrément aléatoire, car les deux fréquences se retrouvent sur les spectres d'un seul capteur par effet de couplage. Ce problème peut être expliqué à l'aide de la figure (5.9) illustrant les spectres dans différents étages, autour des fréquences du premier mode uniquement, sur les capteurs orientés dans les directions transversale et longitudinale.

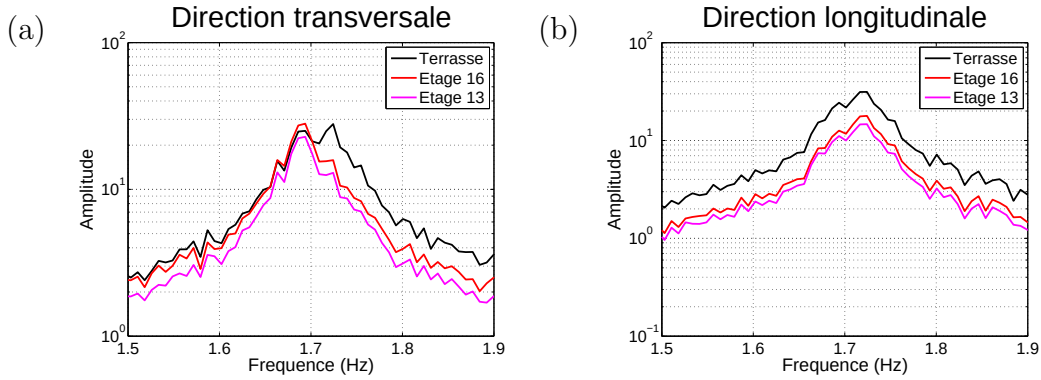


Figure 5.9 – Spectres de Fourier des signaux enregistrés à plusieurs niveaux, (a) Direction Transversale (Terrasse : voie 4, étage 16 : voie 6 et étage 13 : voie 8), (b) Direction Longitudinale (Terrasse : voie 1, étage 16 : voie 5 et étage 13 : voie 7)

On peut voir (Fig. 5.9a) les deux pics correspondant aux deux composantes L et T sur le spectre de la voie 4 située sur la terrasse et orientée dans la direction Transversale. L'application du décrément aléatoire dans cette direction transversale va détecter la fréquence longitudinale, ayant le plus d'énergie sur les enregistrements de cette voie (4). Sur les enregistrements des niveaux 16 et 13, on retrouve bien une fréquence par capteur dans les deux directions. Pour éviter l'effet du couplage L et T, ce sont les enregistrements des voies 5 et 6 se trouvant au niveau 16 qui seront utilisés pour étudier les différents mouvements de la structure. On peut également voir qu'il n'y a pas d'effet dû au rayonnement solaire pouvant modifier la réponse du capteur.

Dans un premier temps, les résultats des deux méthodes, i.e. décrément aléatoire et demi-largeur, seront comparés au niveau du mouvement global. Les tableaux (5.3, 5.4) résumant les valeurs moyennes et les écarts-types des fréquences et amortissements mesurés pendant 14 mois d'enregistrement : du 1^{er} janvier 2009 à la fin février 2010.

Pour le décrément aléatoire, les signaux ont été d'abord filtrés avec un filtre passe-bande de Butterworth du troisième ordre, la bande passante étant $[1.63, 1.85]$ Hz pour les deux composantes T et L. Ensuite, les fenêtres d'une durée de 10 secondes, soit environ 18 fois la période du mode, sont prélevées pour les conditions initiales de déplacement nul et de pente positive, (c.f. section 2.2).

La demi-largeur est appliquée sur les spectres de Fourier moyens sur une heure. Chaque enregistrement d'une heure est divisé en 27 fenêtres de 16384 points. Les fenêtres ne sont pas en chevauchement, et la transformée de Fourier est prise sur le même nombre de points, (c.f. section 2.3).

Fréquence du premier mode (Hz)				
Méthode	Composante T		Composante L	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Décroement aléatoire	1.741	0.022	1.747	0.013
Demi-largeur	1.740	0.023	1.746	0.014

Table 5.3 – Moyennes et écarts-types des valeurs de fréquence mesurée par deux méthodes du premier janvier 2009 au 28 février 2010 au bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Amortissement du premier mode (%)				
Méthode	Composante T		Composante L	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Décroement aléatoire	0.827	0.132	0.880	0.216
Demi-largeur	0.909	0.226	1.008	0.287

Table 5.4 – Moyennes et écart-types des valeurs d'amortissement mesuré par deux méthodes du premier janvier 2009 au 28 février 2010 au bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Concernant la fréquence du premier mode, et avec le décroement aléatoire, les valeurs moyennes de la fréquence sont respectivement de 1.741 Hz et 1.747 Hz , avec un écart type de 0.022 Hz et 0.013 Hz pour T et L. La différence entre les deux méthodes est de 0.001 Hz , les valeurs mesurées par la demi-largeur étant les plus petites. Les écarts-types sont également similaires et assez petits par rapport aux valeurs moyennes.

Les amortissements du premier mode, mesurés avec le décroement aléatoire, sont respectivement de 0.827 % et 0.880 %, avec un écart type de 0.132 % et 0.216 % pour T et L. Quant à la demi-largeur, elle donne des valeurs d'amortissement plus grandes sur les deux composantes avec des écarts-types plus importants, mais ils restent relativement petits par rapport aux valeurs moyennes.

Seule la méthode du décroement aléatoire est utilisée pour le suivi continu. Les figures (5.10, 5.11) illustrent les variations de fréquence et d'amortissement du premier mode propre par rapport à leurs valeurs moyennes, pendant 14 mois de suivi, du premier janvier 2009 au 28 février 2010.

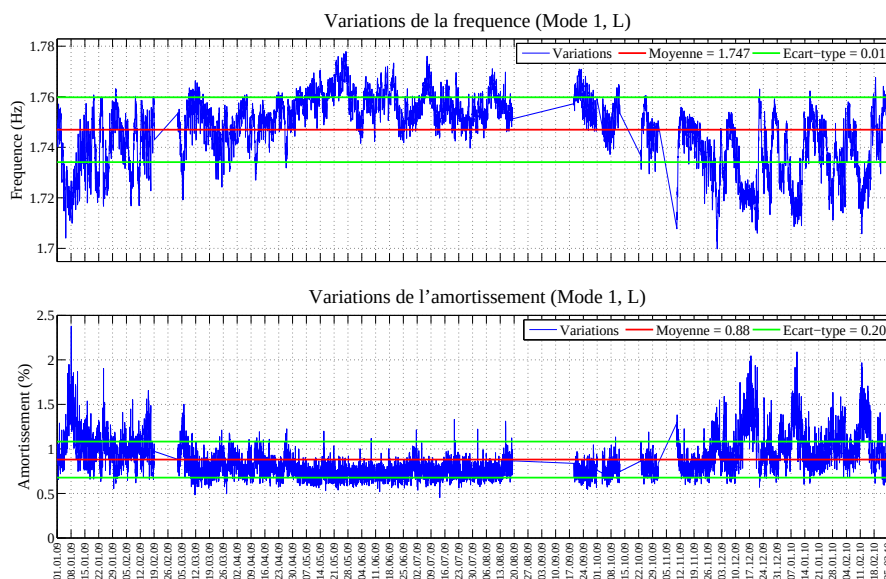


Figure 5.10 – Variations de la fréquence et l'amortissement du premier mode propre du mouvement global, mesurées par le décrément aléatoire, du premier janvier 2009 au 28 février 2010, composante longitudinale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes. Les lignes droites correspondent à un manque de données pendant la durée qu'elles délimitent.

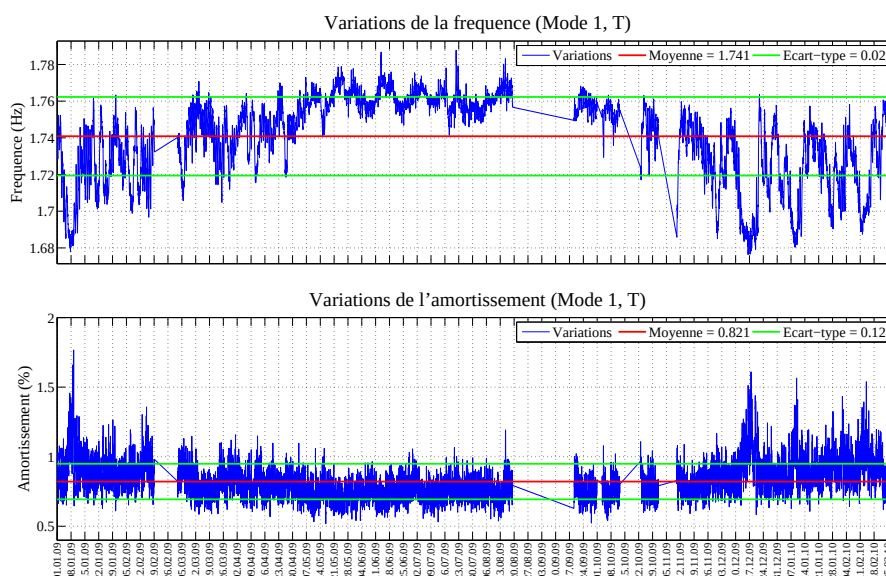


Figure 5.11 – Variations de la fréquence et l'amortissement du premier mode propre du mouvement global, mesurées par le décrément aléatoire, du premier janvier 2009 au 28 février 2010, composante transversale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes. Les lignes droites correspondent à un manque de données pendant la durée qu'elles délimitent.

On constate que la fréquence et l'amortissement varient de manière plus ou moins significative au cours de l'année. Des variations importantes sont observées de novembre à avril, c'est-à-dire durant les mois les plus froids et humides de l'année en France. Par contre, de mai à octobre, période estivale, les fréquences et les amortissements mesurés présentent moins de variations. L'effet de la température ambiante sera étudié ultérieurement (c.f. section 5.2.5). Contrairement aux exemples de l'Hôtel de Ville et des Tours l'Île verte, (c.f. chapitres 4 et 3), on observe des variations transitoires nettes dans les valeurs d'amortissement. On constate par ailleurs une augmentation systématique de l'amortissement lorsque les fréquences diminuent confirmant que le même processus physique est à l'origine des variations observées.

La fréquence fondamentale de la composante L varie entre 1.778 Hz et 1.729 Hz pendant la période estivale, soit 2.8 % de la valeur moyenne sur cette période, et entre 1.768 Hz et 1.700 Hz pendant la période hivernale, soit 3.4 % de la valeur moyenne sur cette période. De même, la fréquence fondamentale de la composante T varie entre 1.788 Hz et 1.717 Hz pendant la période estivale, soit 4 % de la valeur moyenne sur cette période, et entre 1.771 Hz et 1.676 Hz pendant la période hivernale, soit 5.5 % de la valeur moyenne sur cette période. Le tableau (5.5) résume les valeurs moyennes ainsi que les écarts-types par période.

Fréquence du premier mode				
Composante	Transversale (T)		Longitudinale (L)	
Période	Estivale	Hivernale	Estivale	Hivernale
Moyenne (Hz)	1.760	1.729	1.757	1.741
Ecart type (Hz)	0.008	0.020	0.007	0.013
$(f_{max} - f_{min})/f_m$ (%)	4	5.5	2.8	3.4

Table 5.5 – Moyennes et écarts-types des valeurs de la fréquence fondamentale par période, estivale et hivernale, du premier janvier 2009 au 28 février 2010 au bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Le fait d'avoir des fréquences proches des composantes horizontales, et que la différence soit de l'ordre de l'écart-type des variations, peut mener à penser que la structure vibre à la même fréquence dans les deux directions, ou que le couplage ne permet pas de les distinguer. Si l'on trace la corrélation entre la fréquence de la composante T et celle de la composante L (Fig. 5.12a), on constate qu'il s'agit bien de deux fréquences distinctes, parce que la pente de leur corrélation est différente de 45° .

On constate également (Fig. 5.12a) que les variations observées sur les deux composantes de fréquence sont très corrélées, avec un coefficient de corrélation de 0.92. Cette forte corrélation des variations de la fréquence fondamentale observées sur les deux composantes horizontales confirme l'origine externe de ces variations. Sur l'amortissement (Fig. 5.12b), on observe aussi des variations, qui sont moins corrélées entre les deux composantes L et T avec un coefficient de 0.63, suffisant cependant pour conclure que les variations de l'amortissement de ce bâtiment ne sont pas aléatoires et que la méthode du décrétement aléatoire utilisée pour mesurer l'amortissement est bien capable de détecter ces variations.

La séparation des mesures en deux périodes aux conditions météorologiques différentes, nous permet d'un côté, d'obtenir une bonne corrélation pendant la période hivernale et, sur laquelle le coefficient de corrélation entre les composantes s'élève à 0.94 contre 0.49 pendant la période estivale, et d'un autre côté, d'observer des différences dans l'amplitude des variations selon la période.

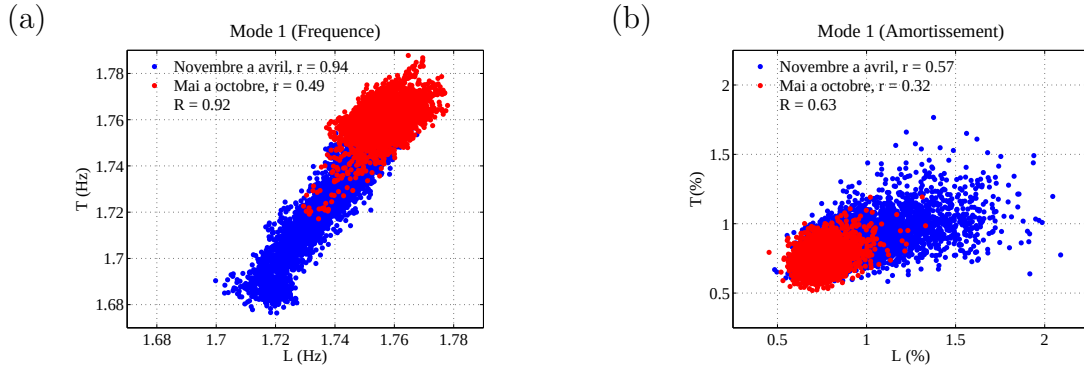


Figure 5.12 – Comparaisons entre les composantes T et L, mode fondamental : a) Fréquence, b) Amortissement.

Lorsqu'on compare la fréquence et l'amortissement du premier mode (Fig. 5.13), on voit que l'amortissement baisse lorsque la fréquence augmente. Cette tendance est claire sur la composante transversale pendant la période hivernale, caractérisée par une température ambiante basse, une humidité élevée et un sol saturé.

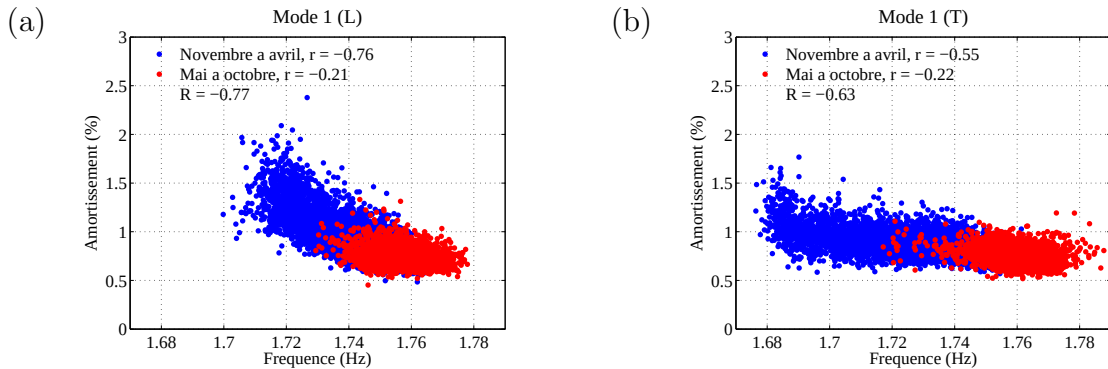


Figure 5.13 – Comparaisons entre la fréquence et l'amortissement du mode fondamental : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

Sur des mesures effectuées sur plusieurs bâtiments, l'amortissement a tendance à augmenter avec la fréquence (Satake *et al.* (2003), Dunand (2005)). Dans notre cas, et à ce niveau de déformation, c'est l'inverse qui est observé par une mesure continue d'amortissement d'un seul bâtiment, c'est-à-dire, la même géométrie, le même sol et mêmes conditions de mesure. Le niveau de sollicitation dans notre cas est faible. Cependant, on peut relier

l'augmentation de la fréquence à la fermeture des fissures, qui fait baisser l'amortissement ((Jeary, 1997), Frizzarin *et al.* (2008)).

La relation entre la fréquence et l'amortissement est exponentielle (Fig. 5.14). On peut proposer une formule exponentielle pour chaque composante :

$$\xi_{théorique\ T} = e^{(7.31 - 4.32 \times f_{0\ T})} \quad (5.2)$$

$$\xi_{théorique\ L} = e^{(22.33 - 12.87 \times f_{0\ L})} \quad (5.3)$$

Comme l'expression est linéaire avec les logarithmes d'amortissement, l'erreur peut être calculée à l'échelle logarithmique aussi avec l'écart-type de la différence entre $\ln(\xi_{mesuré})$ et $\ln(\xi_{théorique})$, soit (Dunand, 2005) :

$$\sigma = exp \left[\sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \{\ln(\xi_{théorique\ i}) - \ln(\xi_{mesuré\ i})\}^2} \right] \quad (5.4)$$

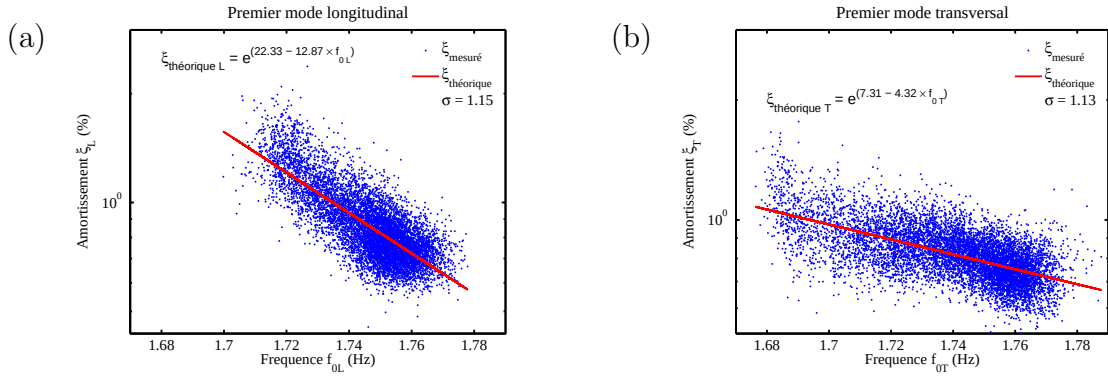


Figure 5.14 – Comparaisons entre la fréquence et l'amortissement mesuré et théorique (échelle logarithmique) : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

Deuxième mode propre

Le deuxième mode propre contient assez d'énergie pour appliquer le décrétement aléatoire. Pour cela, les signaux sont filtrés par un filtre passe-bande de Butterworth, de troisième ordre, de $[5.7 \text{ } 6.5] \text{ Hz}$ et $[5.4 \text{ } 6.2] \text{ Hz}$ pour les composantes T et L respectivement. La longueur des fenêtres prélevées est de 2.5 secondes, soit environ 15 fois la période du deuxième mode. Le tableau 5.6 récapitule les valeurs moyennes et leurs écarts-types sur toute la période du 1^{er} janvier 2009 jusqu'au 28 février 2010. La demi-largeur n'a pas donné de valeurs stables d'amortissement, c'est pourquoi elles ne seront pas présentées dans le tableau.

Fréquence du deuxième mode (Hz)				
Méthode	Composante T		Composante L	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Décrément aléatoire	6.198	0.146	5.889	0.098
Demi-largeur	6.195	0.139	5.888	0.100
Amortissement du deuxième mode (%)				
Décrément aléatoire	1.315	0.437	1.014	0.192

Table 5.6 – Moyennes et écarts-types des valeurs de fréquence et d'amortissement mesurées par deux méthodes du premier janvier 2009 au 18 février 2010 au bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Comme pour les premiers modes, on constate des valeurs très stables de fréquence (à 10^{-3} près) avec des écarts-types faibles par rapport aux valeurs moyennes. Cependant, on constate des écarts-types plus élevés sur la composante T, en fréquence et en amortissement, nous laissant supposer des fluctuations plus importantes sur une année.

Les figures 5.15 et 5.16 illustrent les variations de fréquence et d'amortissement du deuxième mode propre par rapport à leurs valeurs moyennes, pendant 14 mois de suivi, du premier janvier 2009 au 28 février 2010. On constate que la fréquence prend des valeurs plus élevée en été qu'en hiver. L'amplitude des variations est plus importante que celle du premier mode. Le deuxième mode semble être plus sensible aux conditions aux limites. Les mesures d'amortissement sont moins stables notamment sur la période de mai à octobre avec des valeurs nettement supérieures à la valeur moyenne, ce qui peut être dû à la précision de mesures. On peut observer pourtant une légère baisse d'amortissement longitudinal pendant l'été, contre une légère hausse d'amortissement transversal pendant l'été.

Pour ce mode aussi, la séparation en deux périodes, estivale et hivernale, permet d'améliorer la corrélation entre les fréquences de L et T (le coefficient de corrélation devient 0.97 pendant la période hivernale contre 0.48 pendant la période estivale). Les amplitudes de variations sont plus importantes que sur le mode fondamental, la fréquence de la composante L varie entre 6.024 Hz et 5.774 Hz pendant la période estivale, soit 4.2 % de la valeur moyenne sur cette période, et entre 6.043 Hz et 5.601 Hz pendant la période hivernale, soit 7.6 % de la valeur moyenne sur cette période. La fréquence de la composante T varie entre 6.432 Hz et 6.038 Hz pendant la période estivale, soit 6.3 % de la valeur moyenne sur cette période, et entre 6.397 Hz et 5.779 Hz pendant la période

hivernale, soit 10.1 % de la valeur moyenne sur cette période. Le tableau 5.7 résume les valeurs moyennes ainsi que les écarts-types par période.

Fréquence du deuxième mode				
Composante	Transversale (T)		Longitudinale (L)	
Période	Estivale	Hivernale	Estivale	Hivernale
Moyenne (Hz)	6.313	6.125	5.950	5.850
Ecart type (Hz)	0.053	0.140	0.029	0.106
$(f_{max} - f_{min})/f_m$ (%)	6.3	10.1	4.2	7.6

Table 5.7 – Moyennes et écarts-types des valeurs de la fréquence du deuxième par période, estivale et hivernale, du premier janvier 2009 au 28 février 2010 au bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

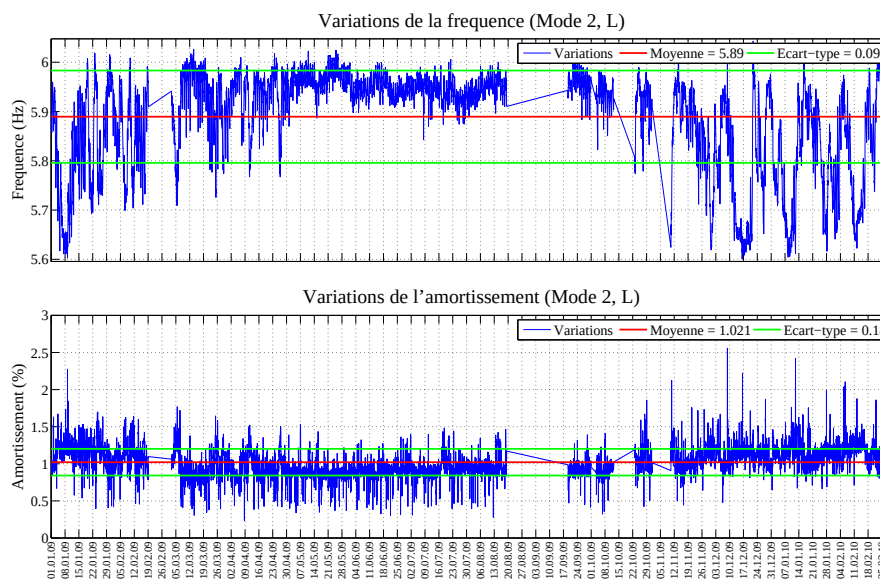


Figure 5.15 – Variations de la fréquence et l'amortissement du deuxième mode propre du mouvement global, mesurés par le décrément aléatoire, du premier janvier 2009 au 28 février 2010, composante longitudinale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes. Les lignes droites correspondent à un manque de données pendant la durée qu'elles délimitent.

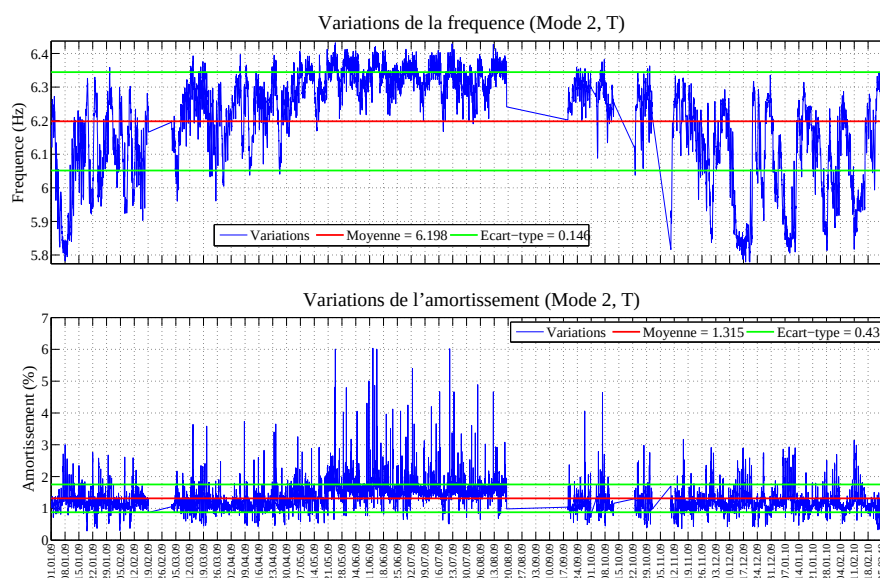


Figure 5.16 – Variations de la fréquence et l'amortissement du deuxième mode propre du mouvement global, mesurés par le décrément aléatoire, du premier janvier 2009 au 28 février 2010, composante transversale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes. Les lignes droites correspondent à un manque de données pendant la durée qu'elles délimitent.

En faisant la corrélation entre les valeurs de fréquence et d'amortissement des deux composantes horizontales (Fig. 5.17), on trouve une forte corrélation entre les fréquence des T et L (un coefficient de 0.94). Les amortissements sont anti-corrélés (un coefficient de -0.38), sachant que les mesures d'amortissement de ce mode étaient moins précises (Fig. 5.15 , 5.16).

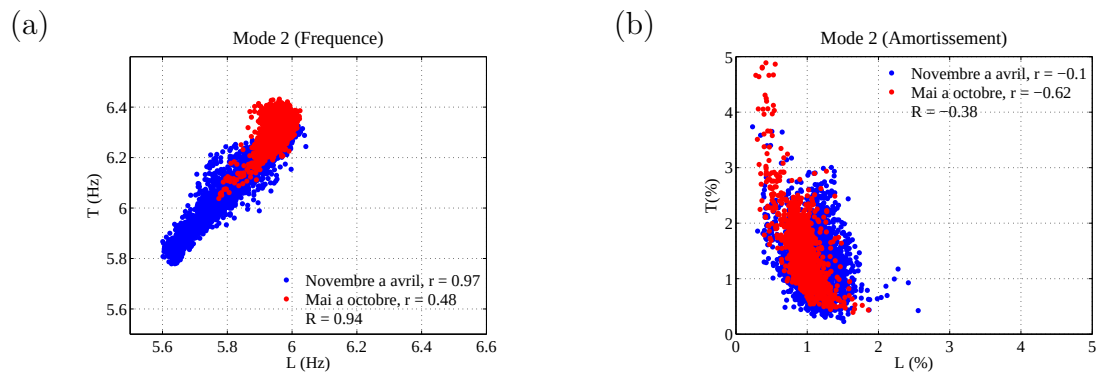


Figure 5.17 – Comparaisons entre les composantes T et L, deuxième mode : a) Fréquence, b) Amortissement

Comparaison entre les modes

Lorsqu'on compare les deux premiers modes en termes de fréquence et d'amortissements (Fig. 5.18), on observe une excellente corrélation entre les variations de fréquence de deux modes, notamment sur la composante T (coefficient de 0.98 pour T et 0.93 pour L). En période hivernale, les variations sont très corrélées (coefficient de 0.98 pour T et 0.96 pour L). La comparaison est moins bonne en ce qui concerne l'amortissement, en particulier pour la composante T.

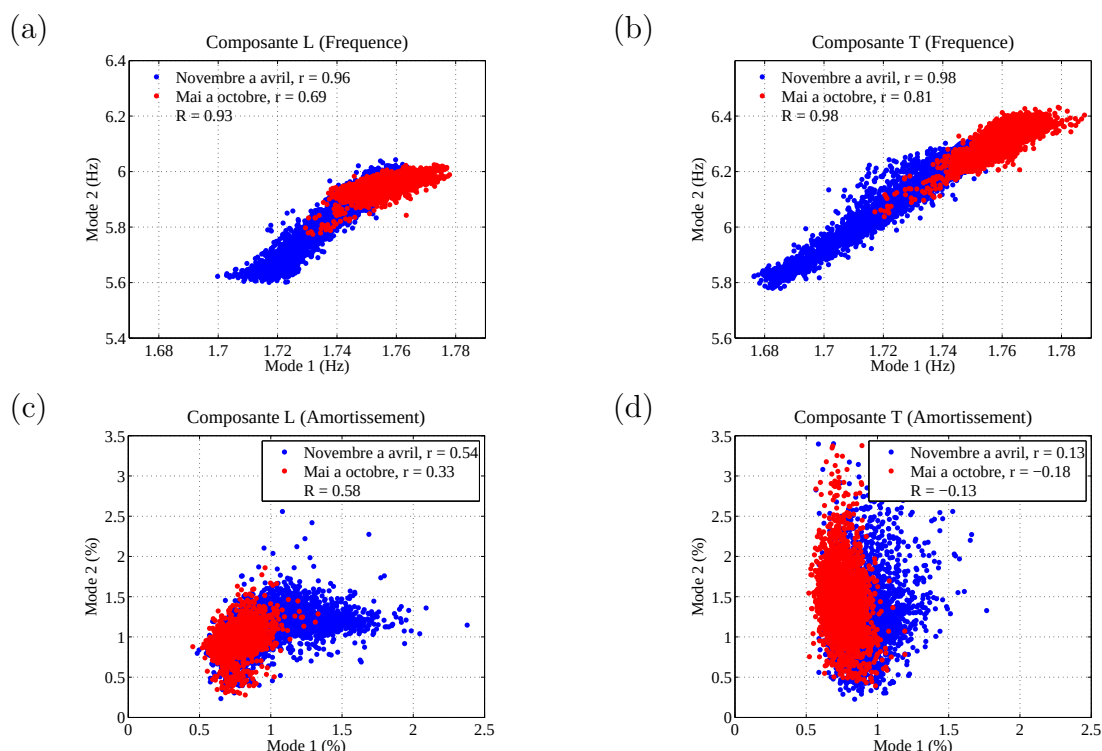


Figure 5.18 – Comparaisons entre les deux premiers modes : a) Fréquence de la composante Longitudinale, b) Fréquence de la composante Transversale, c) Amortissement de la composante Longitudinale, d) Amortissement de la composante Transversale.

Cette observation nous permet de confirmer que les processus physiques liés aux variations de fréquence semblent être similaires, tandis que ceux liés aux amortissements peuvent différer d'un mode à l'autre.

5.2.3 Torsion

Pour mesurer le mouvement de Torsion, on utilise les équations 5.1. Puisqu'elles donnent les mêmes spectres de Fourier (Fig. 5.8) notamment au niveau des fréquences de torsion, on va considérer uniquement la première équation, dans la direction transversale, pour mesurer les fréquences et les amortissements de la torsion. La méthode utilisée est le décrément aléatoire, et les résultats sur 14 mois de suivi sont illustrés figure (5.19). Pour l'application de cette méthode, la bande passante autour de laquelle les signaux de torsion ont été filtrés est $[2.1 \ 2.5] \text{ Hz}$, et la longueur de la fenêtre est de 8 secondes, soit environ 18 fois la période de ce mouvement.

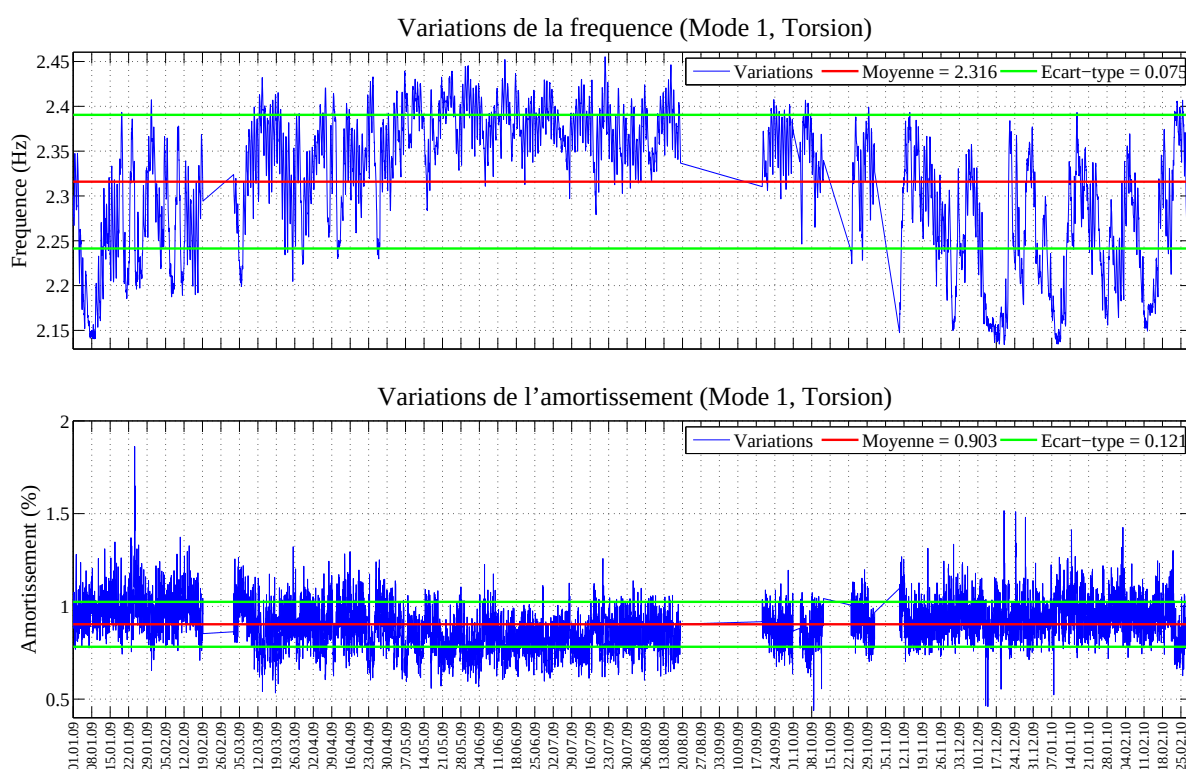


Figure 5.19 – Variations de la fréquence et de l'amortissement du premier mode de torsion, mesurés par le décrément aléatoire, du premier janvier 2009 au 28 février 2010. Bâtiment de l'Ophite, Lourdes. Les lignes droites correspondent à un manque de données pendant la durée qu'elles délimitent.

On retrouve également des variations importantes sur les fréquences pendant la période hivernale. Durant l'hiver, la fréquence a connu un changement de 2.433 Hz à 2.134 Hz , soit 13.1 % de la valeur moyenne sur cette période. Durant l'été, elle varie entre 2.224 Hz et 2.455 Hz , soit 9.7 % de la valeur moyenne sur cette période. Mais on observe moins de variations sur l'amortissement de la torsion que sur l'amortissement des compostantes horizontales. Si on compare l'amortissement avec la fréquence, tout en faisant la séparation saisonnière (Fig. 5.20), on trouve quand même une tendance anti-corrélée en été avec un coefficient de -59.

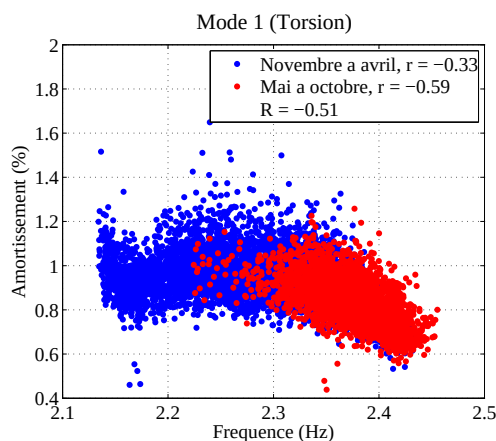


Figure 5.20 – Comparaisons entre la fréquence et l'amortissement de la torsion du premier mode.

L'instrumentation du bâtiment de l'Ophite (Fig. 5.5) nous permet d'étudier la torsion à un niveau intermédiaire. On utilise les voies 11 et 9 se trouvant à l'étage 9 pour mesurer la torsion transversale intermédiaire et on la compare avec la torsion mesurée sur la terrasse, voies 1 et 3. Cette comparaison se fait par les valeurs de fréquence et d'amortissement mesurées par la méthode du décrément aléatoire. Les résultats sont illustrés sur la figure (5.21) pour un mois d'enregistrement, janvier 2009.

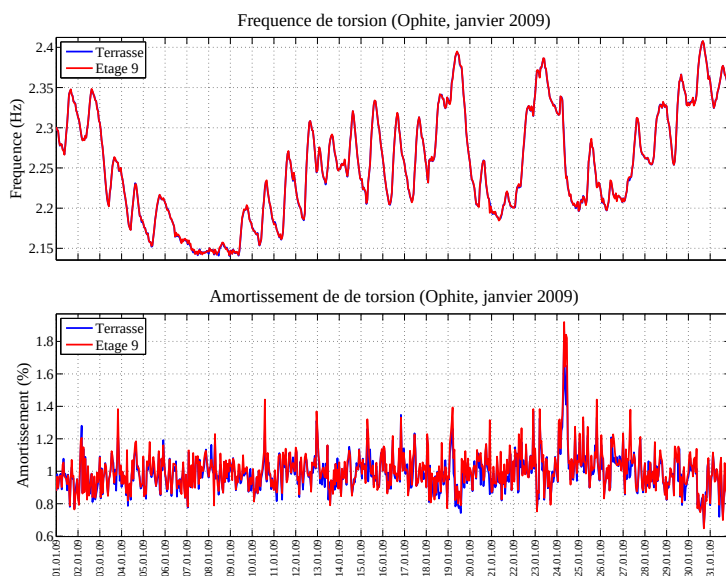


Figure 5.21 – Variations de la fréquence et de l'amortissement de la torsion, mesurées par la méthode du décrément aléatoire sur la terrasse et à l'étage 9. Mois de janvier 2009, bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Les fréquences de torsion sont identiques sur les deux niveaux, l'amortissement présente quelques légères différences. La figure (5.22) confirme cette observation, la corrélation entre les fréquences de la torsion mesurées sur la terrasse et celle mesurée à l'étage 9 est parfaite

avec un coefficient de corrélation de 1. Quant à l'amortissement, la corrélation est assez bonne, avec un coefficient de 0.95, pour conclure que l'on mesure le même amortissement. Cette différence est probablement due à la précision de la méthode en ce qui concerne l'amortissement.

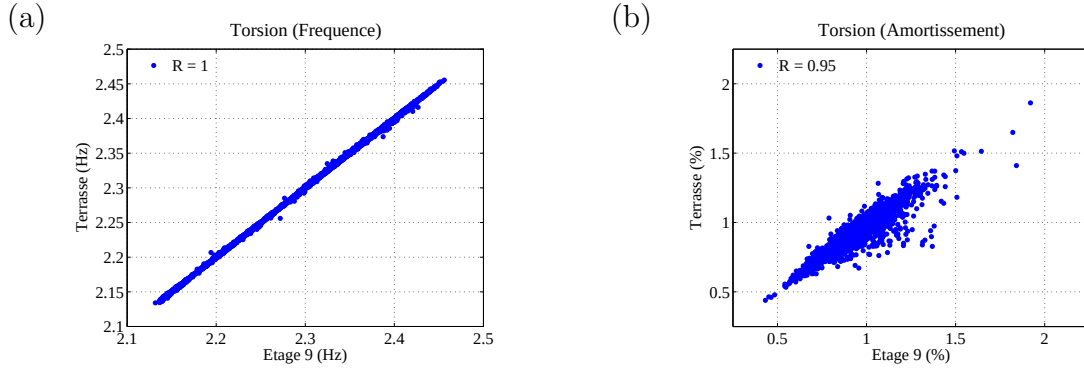


Figure 5.22 – Comparaison entre la torsion mesurée sur la terrasse et l'étage 9 : a) Fréquence, b) Amortissement.

La mesure de fréquence et d'amortissement par décrément aléatoire au niveau du sous-sol n'est pas stable. Les signaux obtenus n'ont pas suffisamment d'énergie.

5.2.4 Flexion apparente et Drift

La disposition des voies nous permet aussi d'étudier le mouvement structural pur, en enlevant le mouvement de translation de base pour obtenir la flexion apparente (équations 5.5), puis en enlevant le rocking des fondations pour obtenir le drift pur (équations 5.6, 5.7), soit :

$$\begin{aligned} Flexion\ apparente(transversal) &= Voie(6) - Voie(18) \\ Flexion\ apparente(longitudinal) &= Voie(5) - Voie(20) \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} Rocking(transversal) &= \frac{(Voie(19) - Voie(23)) \times H}{T} \\ Rocking(longitudinal) &= \frac{(Voie(22) - Voie(23)) \times H}{L} \end{aligned} \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} Drift\ pur(transversal) &= Voie(6) - Voie(18) - Rocking(transversal) \\ Drift\ pur(longitudinal) &= Voie(5) - Voie(20) - Rocking(longitudinal) \end{aligned} \quad (5.7)$$

où T, L et H sont les distance inter-capteurs dans les direction transversale, longitudinale et horizontale respectivement.

Les fréquences et amortissements ont été obtenus indépendamment pour chacun des deux mouvements, flexion apparente et drift pur, leur comparaison avec le mouvement global (Fig. 5.23) ne montre aucune différence.

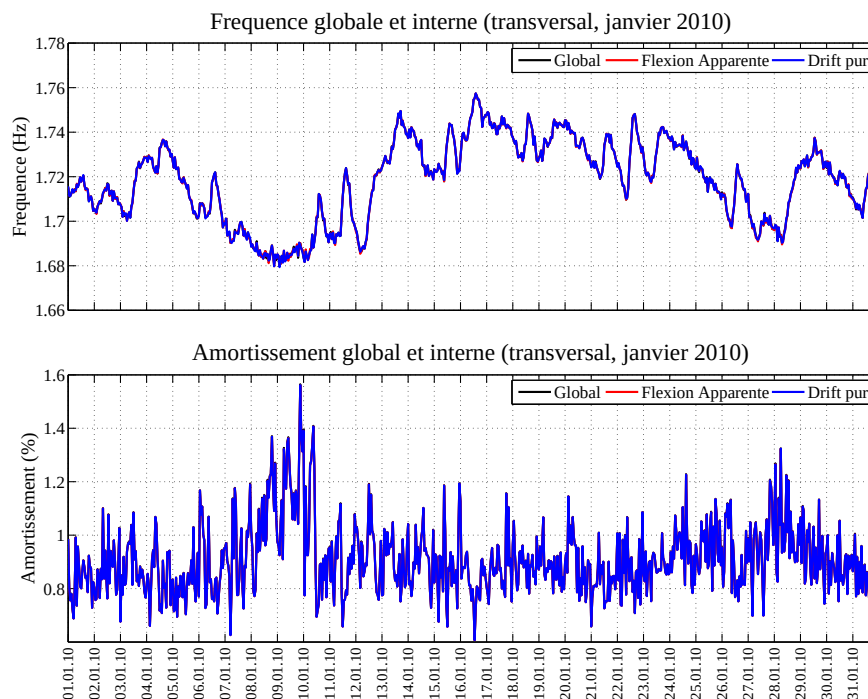


Figure 5.23 – Comparaison entre la fréquence et l’amortissement du mouvement global, de la flexion apparente et du drift pur mesurés par le décrément aléatoire sur le mois de janvier 2010 sur la composante transversale du bâtiment de l’Ophite, Lourdes.

La figure (5.23) montre la fluctuation des fréquences des modes de flexion et de drift pur sur la période d’un mois. On constate, comme précédemment sur l’Hôtel de Ville (c.f. section 4.3.4), que les valeurs des fréquences sont identiques. Cela confirme que le mouvement de la structure, à ce niveau de sollicitation, est dominé par la réponse globale de la structure.

Pour étudier l’effet de l’interaction Sol-Structure, un traitement similaire à ce qui a été fait à l’Hôtel de Ville (c.f. section 4.3.5) a été réalisé ici. Le traitement consiste à calculer le rapport spectral entre les signaux rocking et de drift pur, uniquement pour la fréquence fondamentale, et à les comparer avec leur cohérence (Fig. 5.24).

La cohérence entre les signaux de rocking et les signaux de Drift pur supérieure à 95 % sont un bon indicateur de l’existence de l’interaction Sol-Structure (Bard, 1988). Mais pour ce bâtiment la cohérence est inférieure à 90 % tout au long de l’année, à l’exception de très rares cas, seulement six fois, dans la direction transversale. Ce comportement est observé en été comme en hiver. La participation du rocking, exprimé par le rapport (Rocking/drift) est en effet faible lorsque la cohérence est importante. Cela peut être dû à la proximité du bâtiment d’un affleurement rocheux. L’interaction Sol-Structure n’explique donc pas les variations observées sur les mesures de fréquence et d’amortissement.

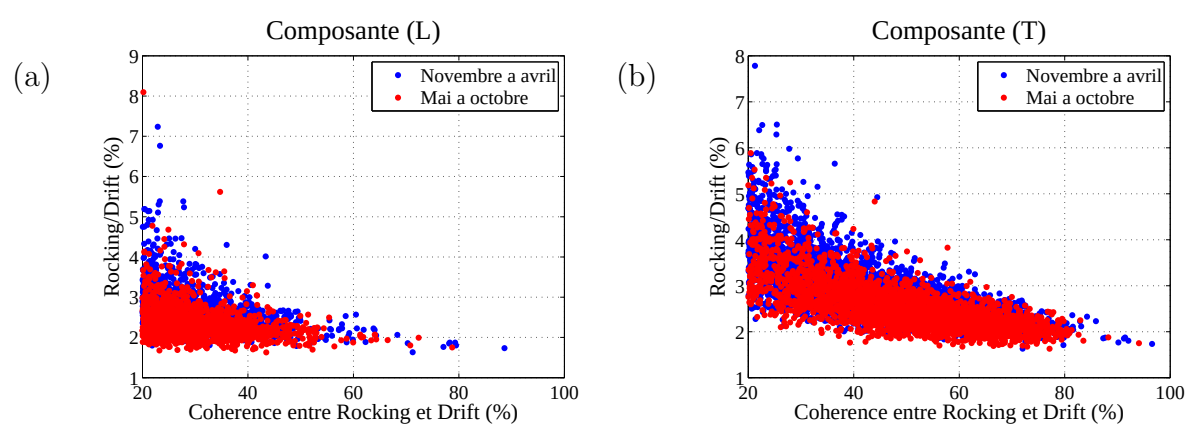


Figure 5.24 – Comparaisons entre la cohérence et le rapport rocking/drift du mode fondamental : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale. Uniquement pour la cohérence supérieure à 20 % du premier janvier 2009 au 28 février 2010.

5.2.5 Comparaison avec la température ambiante

Vu la différence observée entre les mois froids et humides, de novembre à avril, et les mois chauds, de mai à octobre, les conditions saisonnières semblent être à l'origine de ces variations. Les mesures de température externe sont faites sur la terrasse du bâtiment toutes les heures. Les figures 5.25 et 5.26 montrent les variations de la fréquence et l'amortissement du mode fondamental de la composante transversale au cours du temps.

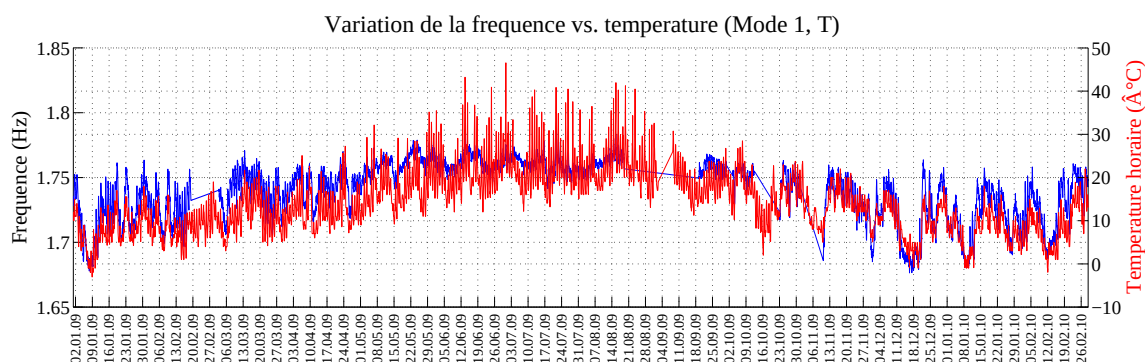


Figure 5.25 – Variations de la fréquence fondamentale avec la température ambiante, du premier janvier 2009 au 28 février 2010. Bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

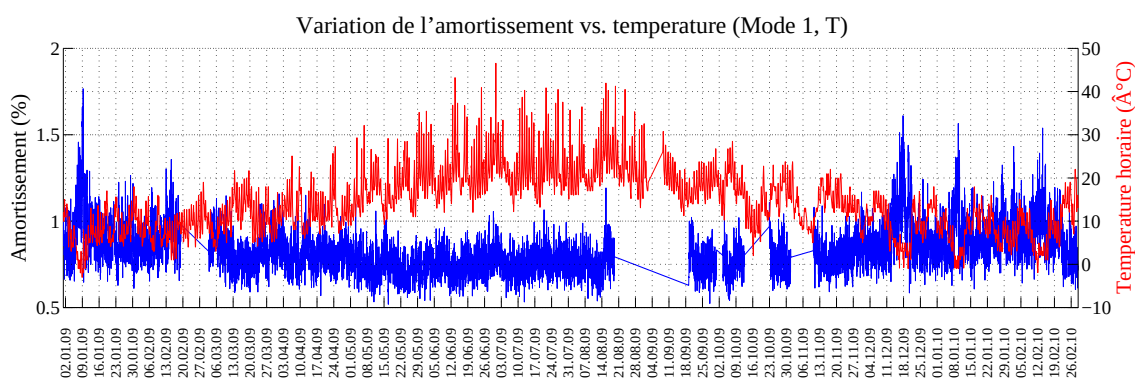


Figure 5.26 – Variations de l'amortissement du mode fondamental avec la température ambiante, du premier janvier 2009 au 28 février 2010. Bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Les figures 5.27 et 5.28 illustrent la corrélation entre fréquence et amortissement et température ambiante.

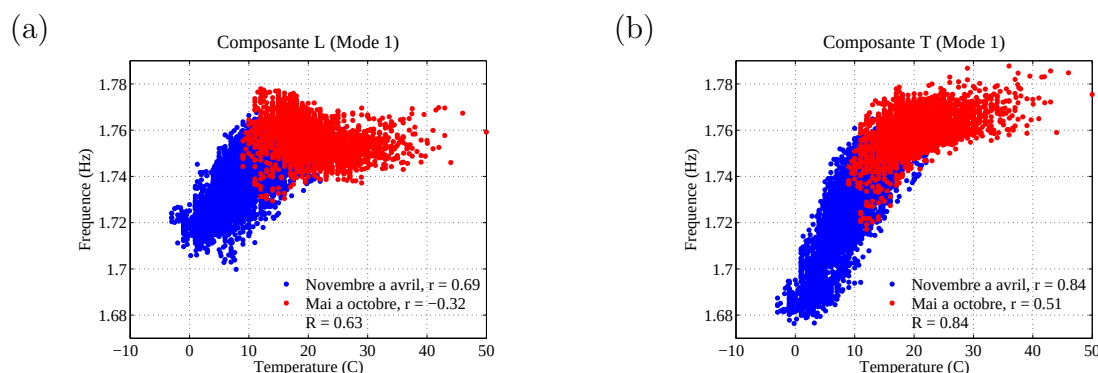


Figure 5.27 – Comparaisons entre la température la fréquence du mode fondamental : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

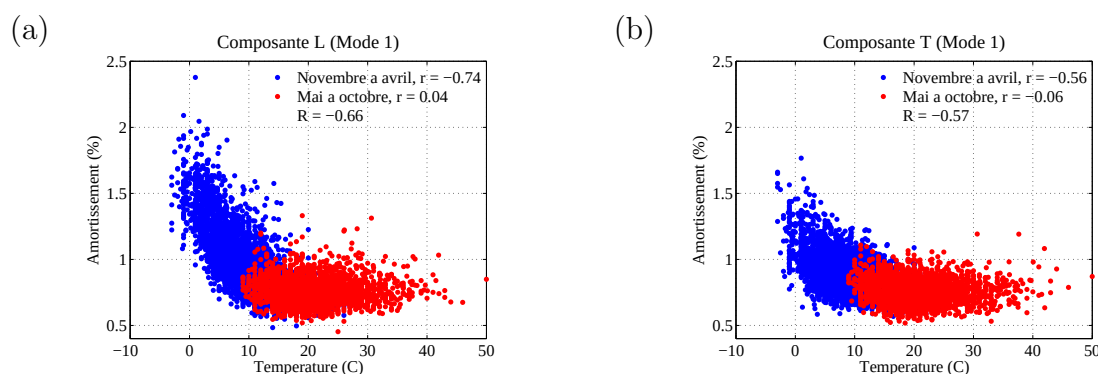


Figure 5.28 – Comparaisons entre la température et l'amortissement du mode fondamental : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

De façon générale, la fréquence est assez corrélée avec la température (un coefficient de 0.84 et 0.63 pour les composantes T et L respectivement). Si on regarde maintenant cette relation sur la période hivernale, les coefficients de corrélation s'élèvent à 0.84 et 0.63 pour T et L. Pendant la période estivale, la fréquence reste corrélée avec la température (un coefficient de 0.51) dans la direction T, mais elle devient anti-corrélée (un coefficient de -0.32) dans la direction L. Quant à l'amortissement, il ne montre aucune corrélation avec la température en été, mais il est en anti-corrélation en hiver (coefficients de -0.56 et -0.74 pour T et L respectivement).

Les fréquences du deuxième mode propre sont en bonne corrélation avec la température notamment la composante T en hiver (Fig. 5.29), (un coefficient de 0.83 pour T et 0.78 pour L). Les mesures de fréquence effectuée en été sont moins corrélées pour T (coefficient de 0.62) et elles ne sont pas corrélées avec la température pour L (coefficient de -0.07).

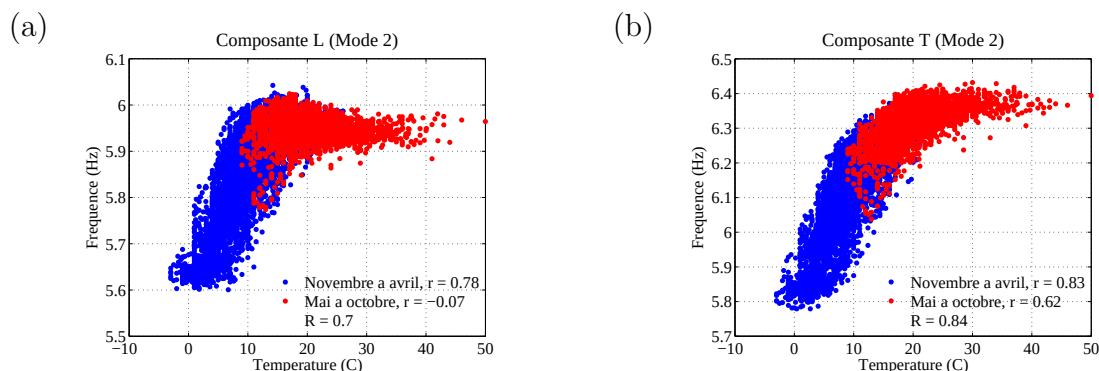


Figure 5.29 – Comparaisons entre la température et la fréquence du deuxième mode : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

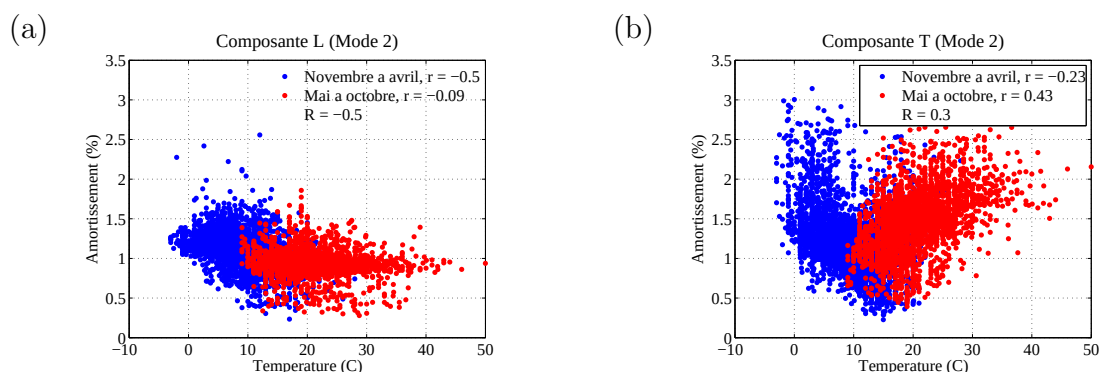


Figure 5.30 – Comparaisons entre la température et l'amortissement du deuxième mode : a) Composante Longitudinale, b) Composante Transversale.

Malgré la faible précision de mesure pour ce mode, l'amortissement montre une faible anti-corrélation avec la température en hiver (Fig. 5.30) (un coefficient de -0.5 pour L et -0.23 pour T), soit un comportement similaire à ce qui a été observé sur le premier mode. En été, on observe seulement une faible corrélation avec la température pour T (coefficient de 0.43).

Outre la séparation en périodes estivale et hivernale, on observe (Fig. 5.27, 5.28, 5.29, 5.30) un seuil de température de 15°C au-delà duquel la relation avec la température change. La fréquence et l'amortissement deviennent nettement moins corrélés avec la température.

5.3 Analyse Modale

La disposition des voies (Fig. 5.5) nous a permis d'étudier la déformée modale du bâtiment. Les formes modales sont sensibles à l'endommagement (Pandey *et al.*, 1991), nous voudrions voir si elles varient lorsque la fréquence varie. Pour calculer cette déformée, on utilise les spectres de Fourier de chaque signal enregistré par les voies mentionnées dans le tableau 5.8, l'amplitude de chaque étage étant l'amplitude maximal du spectre correspondant à la fréquence du mode en question. Les spectres utilisés sont des spectres moyens des fenêtres de 16384 points, soit 2.15 minutes d'enregistrement. Le nombre de fenêtres trouvées dans chaque signal horaire est environ 27 fenêtres. Le processus de lissage des spectres est le même utilisé avant l'application de la méthode de demi-largeur, (c.f. section 2.3).

Etage	Voies (T)	Voies (L)
Sous-sol	18	17
Etage 1	16	15
Etage 5	14	13
Etage 9	10	09
Etage 13	8	07
Etage 16	6	05
Terrasse	$(4+2)/2$	$(3+1)/2$

Table 5.8 – Les voies utilisées pour étudier la déformée modale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Les déformées modales obtenues sont illustrées sur la figure (5.31) pour le premier mode propre, et sur la figure (5.32) pour le deuxième mode. Ces déformées sont calculées pour la première heure d'enregistrement du mois de janvier 2009, entre minuit et une heure du matin. Les amplitudes calculées à chaque niveau ont été normalisées par rapport à l'amplitude de la terrasse. Ces formes sont typiques d'un comportement de poutre en cisaillement, comme les rapports de fréquences nous l'ont montré (c.f. section 2.1.5).

Les déformées des deux modes montrent l'effet de l'encastrement au niveau du sous-sol, puisqu'il se trouve à 3.05 m sous le niveau du sol. Il est donc plus rigide que le reste du bâtiment.

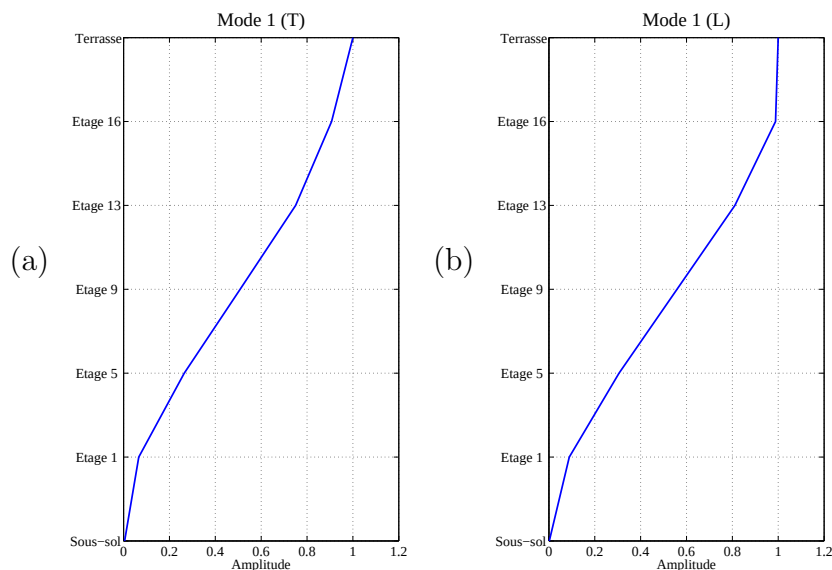


Figure 5.31 – Déformée modale du premier mode propre, (a) Direction Transversale, (b) Direction Longitudinale. 1^{er} janvier 2009 à minuit, bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

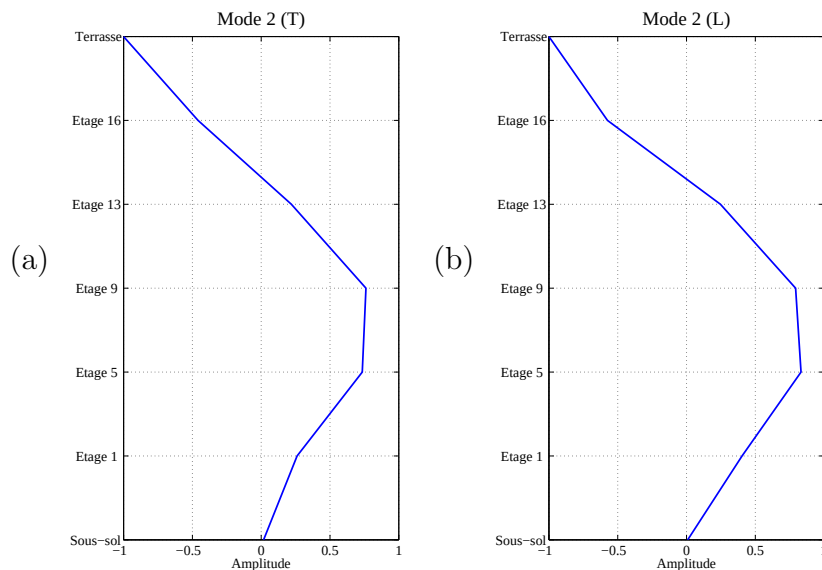


Figure 5.32 – Déformée modale du deuxième mode propre, (a) Direction Transversale, (b) Direction Longitudinale. 1^{er} janvier 2009 à minuit, bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

L'intérêt d'étudier la déformée modale ici vient du fait que la fréquence et l'amortissement ont connu des variations qualifiées de naturelles et dues aux fluctuations des conditions saisonnières. En suivant la déformée modale au cours des 14 mois, du 1^{er} janvier 2009 au 28 février 2010, on peut montrer s'il s'agit bien des variations naturelles. Le critère utilisé pour ce suivi est la corrélation entre une déformée de référence et les

déformées calculée tout au long de la période d'étude. Ce critère est appelé MAC Value (Modal Assurance Criterion) ([Allemang & Brown, 1982](#)) et s'exprime par :

$$MAC(\Phi_{ref}, \Phi_i) = \frac{|\Phi_{ref}^T \Phi_i|^2}{[\Phi_{ref}^T \Phi_{ref}][\Phi_i^T \Phi_i]} \quad (5.8)$$

La MAC value peut être utilisée pour détecter l'endommagement structural ([Pandey et al., 1991](#)). C'est un critère de corrélation, il est à 0 lorsqu'on compare deux déformées complètement différentes, et à 1 (ou à 100 %) lorsqu'on compare deux déformées identiques. Pour notre cas, la MAC value nous informe si la déformée modale a changé au cours de l'année, et cela par rapport à une déformée de référence. Cette référence est la déformée obtenue entre minuit et une heure du matin, 1^{er} janvier 2009 (Fig. 5.31).

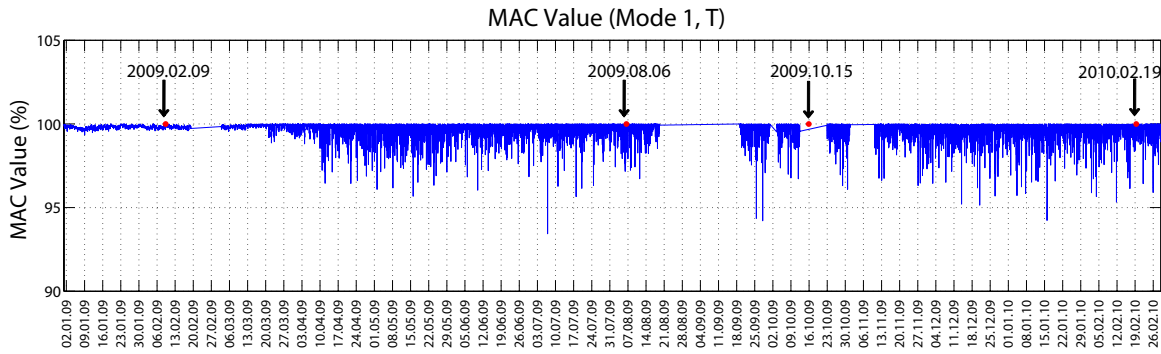


Figure 5.33 – Corrélation des déformées modales avec la déformée de la figure (5.31), MAC value, avec les dates des événements ayant eu lieu entre le premier janvier 2009 et le 28 février 2010, composante transversale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

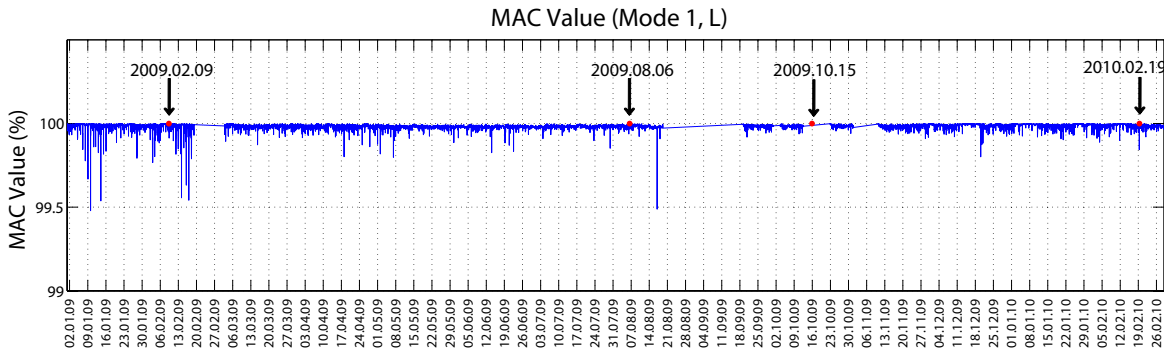


Figure 5.34 – Corrélation des déformées modales avec la déformée de la figure (5.31), MAC value, avec les dates des événements ayant eu lieu entre le premier janvier 2009 et le 28 février 2010, composante longitudinale du bâtiment de l'Ophite, Lourdes.

Les figures 5.33 et 5.34 montrent la variation de la MAC value au cours du temps. La MAC value est supérieur à 95 % pour la composante T et supérieur à 99 % pour la

composante L, dans les limites de la méthode utilisée pour calculer les amplitudes des étages. Ces valeurs proches de 100 % montrent que la déformée modale n'a pas changé au cours de l'année. Les séismes des 9 février, 6 août, 15 octobre 2009 et 19 février 2010, survenus pendant l'étude, n'ont pas provoqué de changements dans la déformée modale, la structure restant donc purement élastique.

Les variations significatives observées sur la fréquence et parfois l'amortissement, sont bien des variations naturelles et ne sont pas accompagnées de changement dans la structure.

5.4 Conclusions

Outre les types de mouvement, la disposition des capteurs dans le bâtiment de l'Ophite a permis d'étudier sa forme modale ainsi que la torsion à plusieurs niveaux. On a pu également étudier les fluctuations des paramètres modaux du deuxième mode, ayant suffisamment d'énergie spectrale.

On constate une fois encore que la fréquence et l'amortissement varient significativement au cours de l'année. Les variations les plus importantes sont observées de novembre à avril, c'est-à-dire durant les mois les plus froids et humides de l'année en France ; la période de mai à octobre présentant encore des variations, mais sensiblement moindres notamment le deuxième mode propre qui semble être plus sensible aux conditions aux limites. En outre, contrairement aux exemples de l'Hôtel de Ville et des Tours de l'Ile verte à Grenoble, on observe des variations transitoires nettes des valeurs d'amortissement, notamment pendant la période hivernale.

La fréquence fondamentale de la composante L varie en effet de 2.8 %, pendant la période estivale, alors que cette variation atteint 3.4 % pendant la période hivernale. On observe un comportement analogue sur la composante T : les variations de la fréquence fondamentale sont de 4 % et 5.5 %, respectivement, sur les périodes estivale et hivernale. Il est intéressant de noter qu'il y a une stabilisation/inversion du sens de variation autour d'une température "pivot" de 15-20 °C.

Pour le deuxième mode propre, les amplitudes des variations sont plus importantes que sur le mode fondamental : 4.2 % et 7.6 % respectivement, pour la fréquence du mode L2 pendant les périodes estivale et hivernale, 6.3 % et 10.1 % pour la fréquence du mode T2 sur les mêmes périodes. Malgré leur importance, ces variations restent complètement réversibles.

Sur la tour Ophite, la cohérence entre rocking et drift est faible, signe s'une ISS faible, et cela quelle que soit la température. La structure se comporte ainsi plus comme une structure à base fixe que comme une structure à base flexible. Dans ce cas là, les variations saisonnières des fréquences globales semblent plus directement corrélées à celles de la température. L'augmentation de la fréquence avec la température est plus probablement liée à des modifications physiques internes de la structure, et non aux conditions aux limites comme pour le cas de l'Hôtel de ville de Grenoble. La stabilisation/inversion de la sensibilité à la température vers 15-20 °C est difficile à expliquer en l'état actuel de nos mesures ; il ne faut sans doute pas attacher trop d'importance à la valeur de cette température pivot 'dans l'absolu', car la mesure est effectuée au sommet de la structure à un endroit où elle est influencée aussi par la température interne de la structure. Cette stabilisation s'observe sur les modes fondamentaux ainsi que sur les modes supérieurs, dans les deux directions. Elle s'observe également sur l'amortissement, même si la sensibilité est inversée : lorsque la température augmente, l'amortissement diminue, là encore jusqu'à une limite située autour de 15 °C. Cette observation est moins visible sur l'amortissement des modes supérieurs, d'autant que pour le deuxième mode T on observe une tendance inverse.

La relation entre fluctuation d'amortissement et température n'est pas forcément directe. C'est plutôt la relation entre fréquence et amortissement qui montre que pour une

structure, l'amortissement diminue lorsque la fréquence augmente. Cette tendance est apparemment contraire à ce qui est généralement rapporté dans la littérature ([Satake et al. \(2003\)](#), [Dunand \(2005\)](#)), mais cela concerne des bâtiments différents couvrant une gamme beaucoup plus large de fréquences et d'amortissements (typiquement, de 0.5 à 10 Hz en fréquence, et 0.5 à 10 % en amortissement) alors que le présent travail se focalise sur des fluctuations fines au cours du temps pour un bâtiment donné.

Dans notre cas, puisque la comparaison s'effectue sur une structure unique, on peut envisager de relier l'augmentation de la fréquence à des variations internes de la structure, en particulier la fermeture de fissures, qui dans ce cas là fait baisser l'amortissement. [Frizzarin et al. \(2008\)](#) ont montré en effet que dans le cas d'endommagement, l'amortissement produit par friction augmente, du fait de l'apparition de fissures. Cela confirme qu'une part importante de l'amortissement vient de la dissipation de l'énergie par friction. Sa mesure par RDT, puisque très précise et stable, nous permettrait ainsi d'avoir une idée de l'évolution des propriétés de la structure, pour un suivi fin de son intégrité au cours du temps.

Enfin, le suivi de la forme modale au cours de l'année a permis de confirmer que les variations significatives observées sur la fréquence sont bien naturelles : les valeurs "MAC" sont très proches de 100 % tout au long de l'année. Les séismes (modérés) survenus pendant la période d'étude les 9 février, 6 août, 15 octobre 2009 et 19 février 2010, n'ont pas provoqué de changements, ni transitoire ni permanent, dans la déformée modale, la structure restant donc purement élastique.

Conclusions et perspectives

L'utilisation du décrétement aléatoire, dans le domaine temporel, et de la demi-largeur dans le domaine fréquentiel, a permis de montrer leur efficacité à mesurer la fréquence et l'amortissement des bâtiments en utilisant des mesures de vibrations ambiantes. Sur une longue série continue d'enregistrement, elles présentent de faibles incertitudes de mesures et de faibles écart-types sur au moins un an de suivi temporel de la fréquence et de l'amortissement. Le décrétement aléatoire s'avère efficace et robuste, notamment pour mesurer l'amortissement, avec des précisions permettant l'analyse physique de fluctuations fines. La méthode est capable de détecter des variations significatives d'amortissement sur le bâtiment de l'Ophite.

Les fréquences et les amortissements des bâtiments étudiés ont présenté des variations diurnes observables et révélées également grâce à la transformée de Fourier de leurs fluctuations.

Les variations de fréquence observées sur les deux bâtiments de l'Hôtel de Ville de Grenoble et l'Ophite, pendant un an de suivi, étaient réversibles. Elles ont retrouvé à peu près la même valeur moyenne à la fin de l'année. L'amortissement et la fréquence ont présenté des variations fortement liées aux conditions environnementales, notamment la température ambiante. Sur le bâtiment de l'Ophite, outre les variations journalières, des fluctuations significatives ont été observées pendant les mois froids de l'année, entre novembre et avril. Par exemple, sur la composante transversale, la fréquence fondamentale a connu un changement réversible d'environ 5.5 % de sa valeur moyenne sur la période froide de l'année, alors que la fréquence du deuxième mode propre a varié jusqu'à 10 % de sa valeur moyenne sur la période froide de l'année. Les variations de cet ordre de grandeur sont donc naturelles et ne traduisent pas un endommagement ou un vieillissement. Les variations de la fréquence du deuxième mode propre sont fortement corrélées à celles du mode fondamental.

La relation entre les variations observées sur les bâtiments étudiés et la température ambiante varie d'un bâtiment à l'autre (Fig. 5.35). Une forte corrélation entre les variations journalières et à plus long terme de la fréquence fondamentale et la température ambiante a été observée sur les deux tours de l'Île Verte et sur le bâtiment de l'Ophite notamment entre octobre et mai. Dans le cas de l'Hôtel de Ville, c'est une relation d'anti corrélation qui a été observée, notamment pour les changements brusques de température en hiver, où la fréquence a augmenté lorsque la température est descendue en dessous de zéro. A une échelle saisonnière, la fréquence de ce bâtiment a tendance à augmenter en hiver et baisser en été. Il y a deux différences importantes entre les deux cas. La première différence est

la distribution des éléments structuraux : les façades à l'Hôtel de Ville sont vitrées et les éléments porteurs sont donc en grande partie à l'intérieur. A l'Ophite et à l'Ile verte, les éléments porteurs sont répartis entre l'intérieur et l'extérieur. La deuxième différence est l'usage des bâtiments : l'Hôtel de Ville est un bâtiment administratif et la climatisation intérieure, notamment le chauffage en hiver, ne fonctionne pas pendant la nuit. L'Ophite et les tours de l'Ile Verte sont des bâtiments d'habitation, leur climatisation pourrait éventuellement affecter l'effet de la température sur la structure.

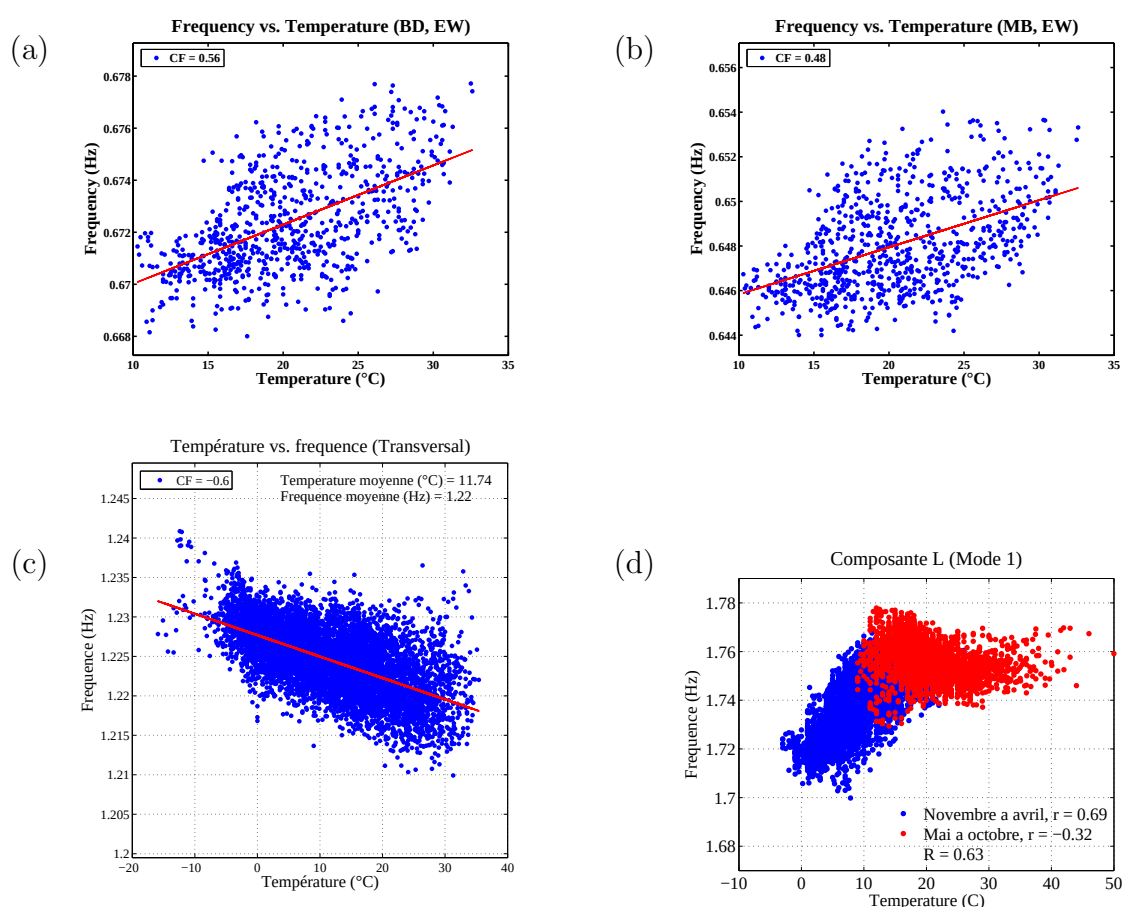


Figure 5.35 – Comparaisons entre la température et la fréquence fondamentale : a) Tour Belledonne (T), b) Tour Montblanc (T), c) Hôtel de ville (T), d) Bâtiment Ophite (L).

Seul l'amortissement de l'Ophite a connu des variations significatives (c'est-à-dire sortant du bruit de mesure, beaucoup plus important pour l'amortissement que pour la fréquence) en hiver, entre novembre et avril. Contrairement à la fréquence, il diminue lorsque la température augmente. Sa variation journalière est bruitée et ne peut pas être comparée à la température. Les mesures d'amortissement sur le bâtiment de l'Ophite ont permis d'observer une relation d'anti-corrélation entre l'amortissement et la fréquence du mode fondamental, notamment en période hivernale, entre novembre et avril. Contrairement à ce qui a été observé dans des études couvrant plusieurs bâtiments (*Satake et al. (2003)*, *Dunand (2005)*), et par conséquent des conditions de site et de géométrie différentes.

La disposition des stations à l'Hôtel de ville de Grenoble et du bâtiment de l'Ophite ont permis d'explorer plusieurs types de mouvements structuraux, notamment la torsion, la flexion pure (drift) et le rocking à la base. A ce niveau de sollicitation ambiante, la réponse globale de la structure mesurée au niveau du dernier étage semble dominer la flexion pure et le rocking, la proportion du mouvement de rocking restant très faible (maximum 7 %). Les fréquences et les amortissements de chaque type sont exactement identiques à ceux du mouvement global. Les résultats d'un modèle théorique à un degré de liberté prenant en compte l'effet de l'Interaction Sol-Structure ont confirmé cette observation. A l'Hôtel de Ville, la présence de l'Interaction Sol-Structure, prouvé par la forte cohérence entre le rocking des fondations et le drift, n'affecte pas significativement les fréquences mesurées des différents types de mouvements. Il est aussi intéressant de noter que la proportion de rocking fluctue au cours du temps, de façon assez bien corrélée avec les fluctuations de fréquence et de température, mais que le sens de variation est inverse de ce à quoi on s'attendrait si l'on recherchait à expliquer les variations de fréquence en termes d'effets ISS : la fréquence devrait diminuer quand l'ISS augmente, or c'est l'inverse qui est observé.

La disposition des capteurs au bâtiment de l'Ophite a permis le suivi de la "MAC value", caractérisant le changement de la forme modale au cours de temps par rapport à une déformée de référence. La MAC value est restée très proche de 1 pendant les 14 mois de suivi, dans lesquels plusieurs événements sismiques de faible magnitude se sont produits. Ce suivi confirme le fait que les fluctuations réversibles observées au cours de l'année sont naturelles et ne correspondent pas à un endommagement. Les événements survenus n'ont pas affecté la déformée modale du bâtiment.

Dans tous les bâtiments étudiés, l'amortissement est nettement inférieur à la valeur de 5 % recommandée par les règlements parasismiques.

Perspectives

Les résultats obtenus au cours de ce travail de thèse grâce à un suivi instrumental fin sur de longues durées des caractéristiques vibratoires de plusieurs bâtiments soulèvent un certain nombre de questions sur le comportement dynamique des structures sous vibrations ambiantes, notamment sur le mode d'influence de la température et le rôle de l'Interaction Sol-Structure à ce niveau de sollicitations.

Il est donc important d'élargir la gamme de bâtiments instrumentés, pour des périodes d'un an au minimum. Ceci permettra de savoir si ce que l'on a observé sur le bâtiment de Hôtel de Ville en termes d'Interaction sol-structure, et au bâtiment de l'Ophite en termes de relation entre fréquence et amortissement, est un comportement dynamique général, pouvant être extrapolé sur d'autres bâtiments. Le type de construction et les conditions du sol seront à prendre en compte dans le choix des bâtiments. Il est recommandé de prendre en compte l'importance d'avoir des modes de vibrations énergétiques afin de pouvoir appliquer la méthode du décrétement aléatoire avec une grande précision. Le choix des bâtiments à instrumenter peut être basé sur de courtes mesures fréquence et d'amortissement avant d'installer les stations de suivi continu.

Afin de mieux comprendre l'influence des conditions du sol, et ainsi l'éventuel effet de l'ISS, des études de propriétés du sol à proximité de la structure s'avèrent nécessaires. Dans l'idéal, il faudrait non seulement les mesurer précisément mais aussi assurer le suivi de leurs fluctuations, en vue de les mettre en relation avec les fluctuations des propriétés vibratoires des bâtiments, et des forçages externes tels que la température. Les techniques actuelles par inter-corrélation peuvent permettre de répondre à ces besoins. Un capteur de mesures de vibrations en champ proche, qui se trouve cependant assez loin de la structure étudiée pour ne pas être contaminé par réponse de la structure, est également nécessaire pour la prise en compte de l'Interaction Sol-Structure globale.

Vu la relation observée entre la température et la fréquence, et vue la différence de cette relation d'un bâtiment à l'autre et d'une saison à l'autre, la température ne peut pas expliquer les fluctuations observées sur la fréquence. Afin d'avoir une meilleure comparaison entre les variations observées sur la fréquence et l'amortissement mesurés avec les conditions climatiques, il est nécessaire d'avoir des mesures de température, vent, précipitation et éventuellement l'humidité à proximité des bâtiments étudiés. Cela permettrait de mieux comprendre les variations, notamment leurs changements brusques, observées sur les tours de l'Ile verte et l'Hôtel de Ville.

Afin de valider les observations in-situ, il est recommandé d'effectuer des expériences au laboratoire sur des éléments poutre, soumise à un environnement contrôlé, notamment pour étudier l'effet de la température ainsi que l'effet de l'endommagement afin de pouvoir les quantifier et les lier aux mesures de fréquence et d'amortissement.

Les codes de calcul d'amortissement, par décrétement aléatoire et demi-largeur, ont été améliorés pour optimiser le temps de calcul et permettre des suivis de longues durées en utilisant des données de vibrations ambiantes. Mise à part les corrections effectuées pour synchroniser les données de l'Hôtel de Ville, aucun traitement préalable n'a été utilisé sur les données. Le suivi des modes supérieurs et le problème des fréquences parasites dues à la numérisation a diminué la pertinence des méthodes. Un traitement préalable

des signaux serait nécessaire pour améliorer l'apport des méthodes notamment au niveau des modes supérieurs.

Bibliographie

- ALLEMANG, R. & BROWN, D. 1982 A correlation coefficient for modal vector analysis. *Proceedings of the international modal analysis conference & exhibit*, pp. 110–116.
- ASMUSSEN, J. 1997 Modal analysis based on the random decrement technique : application to civil engineering structures. PhD thesis, University of Aalborg, Denmark.
- BARD, P. 1988 The importance of rocking in building motion : an experimental evidence. *Proc. of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 2–9.
- BERNARDIE, S., DELPONT, G., DOMINIQUE, P., LE ROY, S., NEGULESCU, C. & ROULLÉ, A. 2006 Microzonage sismique de Lourdes. *Rapport technique BRGM/RP-53846-FR*, 234 pages .
- BONNEFOY-CLAUDET, S. 2004 Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site. PhD thesis, UJF, Grenoble, France, France.
- BONNEFOY-CLAUDET, S., COTTON, F. & BARD, P. 2006 The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies : A literature review. *Earth-Science Reviews* **79** (3–4), 205–227.
- BOUTIN, C., HANS, S., ERDIN, I. & LORIOT, M. 1999 Approche de la vulnérabilité sismique par l'étude du comportement de bâtiments réels. *Rapport de recherche ENTPE, Lyon, France* .
- BREUER, P., CHMIELEWSKI, T., GÓRSKI, P., KONOPKA, E. & TARCZYŃSKI, L. 2008 The Stuttgart TV Tower - displacement of the top caused by the effects of sun and wind. *Engineering Structures* **30** (10), 2771–2781.
- BRINCKER, R., ZHANG, L. & ANDERSEN, P. 2001 Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart Materials and Structures* **10**, 441–445.
- CARDER, D. 1936 Observed vibrations of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America* **26** (3), 245–277.
- CHATELAIN, J., GUEGUEN, P., GUILLIER, B., FRÉCHET, J., BONDOUX, F., SARRAULT, J., SULPICE, P. & NEUVILLE, J. 2000 CityShark : A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters* **71** (6), 698–703.
-

- CHOPRA, A. 2007 *Dynamics of structures*. Pearson Prentice Hall, New Jersey.
- CLINTON, J., BRADFORD, S., HEATON, T. & FAVELA, J. 2006 The observed wander of the natural frequencies in a structure. *Bulletin of the Seismological Society of America* **96** (1), 237–257.
- CLOUGH, R. & PENZIEN, J. 1993 *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, New York.
- COLE, H. 1973 On-line failure detection and damping measurement of aerospace structures by random decrement signatures. *NASA CR-2205*.
- COLEMAN, T. & LI, Y. 1992 *On the convergence of reflective Newton methods for large-scale nonlinear minimization subject to bounds*. Cornell University, USA.
- COLEMAN, T. & LI, Y. 1993 An interior trust region approach for nonlinear minimization subject to bounds. *Technical report, Cornell University, USA*.
- CRANDALL, S. 1970 The role of damping in vibration theory. *Journal of Sound and Vibration* **11** (1), 3–18.
- CREED, S. 1987 Assessment of large engineering structures using data collected during in-service loading. *Proceedings of structural assessment based on full and large scale testing*.
- CURADELLI, R., RIERA, J., AMBROSINI, D. & AMANI, M. 2008 Damage detection by means of structural damping identification. *Engineering Structures* **30** (12), 3497–3504.
- DUNAND, F. 2005 Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et à l'aide au diagnostic sismique. PhD thesis, UJF, Grenoble, France.
- DUNAND, F., GUÉGUEN, P., BARD, P.-Y., RODGERS, J. & CELEBI, M. 2006 In Situ Experiment and Modelling of RC-Structure using Ambient vibration and Timoshenko Beam. *Proceeding of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September*. SYMPORG SA.
- FARRAR, C., DOEBLING, S., CORNWELL, P. & STRASER, E. 1997 Variability of modal parameters measured on the Alamosa Canyon Bridge. *Proceeding - SPIE The International Society for Optical Engineering*, pp. 257–263. Citeseer.
- FARSI, M. 1996 Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponse vibratoire. Vulnérabilité du bâti existant. PhD thesis, UJF, Grenoble, France.
- FARSI, M. & BARD, P. 2004 Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble= Estimation of natural periods of buildings and vulnerability of existing frame structure in the urban area of Grenoble. *Revue française de génie civil* **8** (2-3), 149–179.
- FRIZZARIN, M., FENG, M., FRANCHETTI, P., SOYOZ, S. & MODENA, C. 2008 Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data. *Journal of Structural Control and Health Monitoring* **17** (4), 368–385.
-

- GANDOMZADEH, A. 2011 Interaction Dynamique Sol-Structure : Influence des Nonlinéarités de Comportement du Sol. PhD thesis, Université de Paris Est, France.
- GUÉGUEN, P. 2000 Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'Interaction Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville. PhD thesis, UJF, Grenoble, France.
- GUÉGUEN, P. & BARD, P. 2005 Soil-structure and soil-structure-soil interaction : experimental evidence at the Volvi test site. *Journal of Earthquake Engineering* **9** (5), 657–693.
- GUÉGUEN, P., CORNOU, C., GARAMBOIS, S. & BANTON, J. 2007 On the limitation of the H/V spectral ratio using seismic noise as an exploration tool : application to the Grenoble valley (France), a small apex ratio basin. *Pure and Applied Geophysics* **164** (1), 115–134.
- GUÉGUEN, P., GARAMBOIS, S., TADENUMA, S., LEBRUN, B. & COTTON, F. 2006 Geotechnical, geophysical and seismological data used for the estimate of the highest amplified frequency in the basin of Grenoble. *ESG 2006, Third Intl. Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, pp. 1628–4704. LCPC Editions, ISSN.
- GUÉGUEN, P. ET LANGLAIS, M. E. H. S. E. G. F. 2008 Instrumentation du Bâtiment Ophite, Lourdes (65) France. *Rapport technique, Réseau Accélérométrie Permanent (RAP)* .
- GUPTA, V. & TRIFUNAC, M. 1991 Seismic response of multistoried buildings including the effects of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **10** (8), 414–422.
- HANS, S. 2002 Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation - Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique. PhD thesis, ENTPE-INSA, Lyon, France.
- HART, G. & VASUDEVAN, R. 1975 Earthquake design of buildings : damping. *Journal of the Structural Division* **101** (1), 11–30.
- HERAK, M. & HERAK, D. 2010 Continuous monitoring of dynamic parameters of the DGFSM building (Zagreb, Croatia). *Bulletin of Earthquake Engineering* **8** (3), 657–669.
- IVANOVIC, S., TRIFUNAC, M. & TODOROVSKA, M. 2000 Ambient vibration tests of structures - a review. *ISET Journal of Earthquake Technology* **37** (4), 165–197.
- JACOBSEN, L. 1930 Steady forced vibration as influenced by damping. *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers* **52** (15), 169–181.
- JEARY, A. 1986 Damping in tall buildings, a mechanism and a predictor. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **14**, 733–750.
- JEARY, A. 1996 The description and measurement of nonlinear damping in structures. *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics* **59** (2-3), 103–114.
-

- JEARY, A. 1997 Damping in structures. *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics* **72**, 345–355.
- KNOPOFF, L. 1964 *Q. Rev. Geophys.* **2**(4), 625–660.
- LAGOMARSINO, S. 1993 Forecast models for damping and vibration periods of buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* **48** (2-3), 221–239.
- LEBRUN, B., HATZFELD, D. & BARD, P. 2001 Site effect study in urban area : experimental results in Grenoble (France). *Pure and Applied Geophysics* **158** (12), 2543–2557.
- LI, Q., LIU, D., FANG, J., JEARY, A. & WONG, C. 2000 Damping in buildings : its neural network model and AR model. *Engineering Structures* **22** (9), 1216–1223.
- LUCO, J., WONG, H. & TRIFUNAC, M. 1986 Soil-structure interaction effects on forced vibration tests. *University of Southern California, Department of Civil Engineering Report* pp. 86–05.
- MARUKAWA, H., KATO, N., FUJII, K. & TAMURA, Y. 1996 Experimental evaluation of aerodynamic damping of tall buildings. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics* **59** (2-3), 177–190.
- MICHEL, C. 2007 Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ-Application à Grenoble. PhD thesis, UJF, Grenoble, France.
- MICHEL, C. & GUÉGUEN, P. 2010 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.
- MICHEL, C., GUÉGUEN, P. & BARD, P. 2008 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.
- MICHEL, C., GUÉGUEN, P., EL AREM, S., MAZARS, J. & KOTRONIS, P. 2010a Full-scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **39** (4), 419–441.
- MICHEL, C., GUÉGUEN, P., LESTUZZI, P. & BARD, P. 2010b Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. *Bulletin of Earthquake Engineering* **8** (6), 1–13.
- MICHEL, C., HANS, S., GUÉGUEN, P. & BOUTIN, C. 2006 In Situ Experiment and Modelling of RC-Structure using Ambient vibration and Timoshenko Beam. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September*. SYMPORG SA.
- MODENA, C., SONDA, D. & ZONTA, D. 1999 Damage localization in reinforced concrete structures by using damping measurements. *Key engineering materials* **167**, 132–141.
-

- MUCCIARELLI, M., MASI, A., GALLIPOLI, M., HARABAGLIA, P., VONA, M., PONZO, F. & DOLCE, M. 2004 Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *Bulletin of the Seismological Society of America* **94** (5), 1943–1953.
- NICOUD, G., ROYER, G., CORBIN, J., LEMEILLE, F. & PAILLET, A. 2002 Glacial erosion and infilling of the Isère Valley during the recent Quaternary. *Géologie de la France* **4**, 39–49.
- PANDEY, A., BISWAS, M. & SAMMAN, M. 1991 Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of sound and vibration* **145** (2), 321–332.
- PEETERS, B. & DE ROECK, G. 2001 One-year monitoring of the Z24-Bridge : environmental effects versus damage events. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **30** (2), 149–171.
- PRESS, W., FLANNERY, B., TEUKOLSKY, S. & VETTERLING, W. 2007 *Numerical recipes : the art of scientific computing*, , vol. 3. Cambridge university press, Cambridge.
- ŞAFAK, E. 1999 Wave-propagation formulation of seismic response of multistory buildings. *Journal of Structural Engineering* **125** (4), 426–437.
- SALAWU, O. 1997 Detection of structural damage through changes in frequency : a review. *Engineering Structures* **19** (9), 718–723.
- SATAKE, N., SUDA, K., ARAKAWA, T., SASAKI, A. *et al.* 2003 Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan. *Journal of structural engineering* **129** (4), 470–477.
- SECANELL, R., BERTIL, D., MARTIN, C., GOULA, X., SUSAGNA, T., TAPIA, M., DOMINIQUE, P., CARBON, D. & FLETA, J. 2008 Probabilistic seismic hazard assessment of the Pyrenean region. *Journal of Seismology* **12** (3), 323–341.
- SIEFFERT, J. & CEVAER, F. 1992 *Handbook of impedance functions : Surface foundations*. Ouest Editions.
- SNIEDER, R. & ŞAFAK, E. 2006 Extracting the building response using seismic interferometry : theory and application to the Millikan Library in Pasadena, California. *Bulletin of the Seismological Society of America* **96** (2), 586–598.
- SOHN, H., DZWONCZYK, M., STRASER, E., KIREMIDJIAN, A., LAW, K. & MENG, T. 1999 An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **28** (8), 879–897.
- SOLARI, G. 1996 Evaluation and role of damping and periods for the calculation of structural response under wind loads. *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics* **59** (2-3), 191–210.
- TAMURA, Y. & SUGANUMA, S. 1996 Evaluation of amplitude-dependent damping and natural frequency of buildings during strong winds. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics* **59** (2-3), 115–130.
-

- TAMURA, Y., YAMADA, M. & YOKOTA, H. 1994 Estimation of structural damping of buildings. *Proceedings of Structures Congress XII*.
- TODOROVSKA, M. 2009a Seismic interferometry of a soil-structure interaction model with coupled horizontal and rocking response. *Bulletin of the Seismological Society of America* **99** (2A), 611–625.
- TODOROVSKA, M. 2009b Soil-structure system identification of Millikan Library North-South response during four earthquakes (1970-2002) : what caused the observed wandering of the system frequencies ? *Bulletin of the Seismological Society of America* **99** (2A), 626–635.
- TODOROVSKA, M. & AL RJOUB, Y. 2006 Effects of rainfall on soil-structure system frequency : examples based on poroelasticity and a comparison with full-scale measurements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **26** (6-7), 708–717.
- TODOROVSKA, M. & AL RJOUB, Y. 2009 Environmental effects on measured structural frequencies-model prediction of short-term shift during heavy rainfall and comparison with full-scale observations. *Structural Control and Health Monitoring* **16** (4), 406–424.
- TRIFUNAC, M. 1972 Comparisons between ambient and forced vibration experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **1** (2), 133–150.
- TRIFUNAC, M., IVANOVIC, S. & TODOROVSKA, M. 2001a Apparent periods of a building. I : Fourier analysis. *Journal of Structural Engineering* **127** (5), 517–526.
- TRIFUNAC, M., IVANOVIC, S. & TODOROVSKA, M. 2001b Apparent periods of a building. II : Time-frequency analysis. *Journal of Structural Engineering* **127** (5), 527–537.
- UDWADIA, F. & TRIFUNAC, M. 1973 Time and amplitude dependent response of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **2** (4), 359–378.
- VALLON, M. 1999 Estimation de l'épaisseur d'alluvions et sédiments quaternaires dans la région grenobloise par inversion des anomalies gravimétriques. *Unpublished IPSN/CNRS report*.
- VANDIVER, J., DUNWOODY, A., CAMPBELL, R. & COOK, M. 1982 A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique. *Journal of Mechanical Design* **104** (4), 307–313.
- WAHAB, M. & DE ROECK, G. 1997 Effect of temperature on dynamic system parameters of a highway bridge. *Structural Engineering International* **7** (4), 266–270.
- WOLF, J. 1994 *Foundation vibration analysis using simple physical models*. PTR Prentice Hall.
- YUEN, K. & KUOK, S. 2010 Ambient interference in long-term monitoring of buildings. *Engineering Structures* **32** (8), 2379–2386.
-