

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**ANALYSE NUMERIQUE ET
EXPERIMENTALE SOUS VIBRATIONS
AMBIANTES DE DEUX TOURS EN BETON
ARME**

Proposé par :

Dr. M.N.FARSI

Présenté par :

MEKSEN Amine

MECHID Abderaouf

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciements

On tient en premier lieu à remercier Monsieur *M.N.Farsi*, directeur de recherche au CGS de nous avoir encadré et fourni tous les moyens nécessaires à l'accomplissement de notre travail.

On remercie Madame *A.Bouchelouh*, attachée de recherche au CGS pour tous les temps et la patience qu'elle nous a accordée. Elle fut présente pour nous du premier au dernier jour que ce soit pour la manipulation du matériel ou pour le traitement des données.

Notre gratitude va également aux membres du CGS qui nous ont généreusement fait part de leurs connaissances en particulier Monsieur *A. Kibboua*.

On remercie Monsieur *B.Tahar* qui a toujours su trouver du temps pour nous orienter.

On rend hommage à tous ceux que nous avons eu comme professeurs tout au long de notre cursus et qui ont fait de nous les ingénieurs que nous sommes.

On remercie les employés du ministère du commerce qui nous ont autorisé à accéder à leurs locaux les jours d'expérimentation.

Sans oublier de remercier l'ingénieur *Sidi Moussa* qui nous a fourni les plans des tours étudiées.

On remercie également les membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

On remercie enfin nos parents pour leur patience et leurs encouragements constants et c'est à eux qu'on dédie ce travail.

Résumé

Ce travail consiste à déterminer expérimentalement sous vibrations ambiantes : Les fréquences propres, les déformées modales et les amortissements de deux tours. Un modèle tridimensionnel en éléments finis de ces structures est ensuite développé à l'aide d'un logiciel de calcul pour déterminer les fréquences et les formes propres associées. Une comparaison des fréquences mesurées avec celles calculées permet d'évaluer la fiabilité du modèle tridimensionnel.

La fiabilité des formules empiriques du RPA99/Version2003 est ensuite évaluée en comparant les fréquences données par ces formules aux fréquences mesurées expérimentalement.

On outre l'analyse expérimentale nous a permis d'observer l'effet du remplissage en maçonnerie sur les fréquences propres dans le cas des petites déformations ainsi que l'effet du vent sur les amplitudes des différentes déformées modales.

Mots clés : Vibrations ambiantes, fréquences propres, rigidité, maçonnerie.

Abstract

The purpose of this work is to experimentally identify the natural frequencies, mode shapes and the dampings of two towers using the ambient vibrations testing. A three-dimensional finite elements model of these structures is then developed using a calculation software to determine the frequencies and their associated modes shapes. A comparison of the measured frequencies with those calculated evaluates the three-dimensional model reliability.

The reliability of the RPA99/Version2003 empirical formulas is then evaluated by comparing the frequencies given by these formulas with the experimentally measured frequencies.

The experimental analysis also allowed the observation of the effect of the masonry on the natural frequencies in the case of small deformations and the effect of wind on the amplitudes of different modes shapes.

Keywords: ambient vibrations, natural frequencies, stiffness, masonry.

Table des matières

Remerciements.....	i
Résumé.....	ii
Table des matières.....	1
Liste des figures.....	4
Liste des tableaux.....	7
Chapitre I : Introduction générale.....	8
I.1. Introduction.....	8
I.2. Problématique.....	9
I.3. Objectifs.....	9
I.4. Présentation de l'étude.....	9
I.5. Analyse bibliographique.....	10
I.5.1. Historique de l'utilisation des vibrations ambiantes.....	10
I.5.2. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003.....	12
I.5.2.1. Classification des ouvrages selon leur importance.....	14
I.5.2.2. Classification des sites.....	14
I.5.2.3. Classification des systèmes de contreventement.....	14
I.5.2.4. Classification des ouvrages selon leur configuration.....	15
I.5.3. Caractéristiques dynamiques des structures selon le RPA99/Version 2003.....	16
Chapitre II : Notions théoriques.....	
II.1. Introduction.....	18
II.2. Première partie.....	18

II.2.1. Oscillateur à un degré de liberté (1DDL)	18
II.2.2. Oscillateur à plusieurs degrés de liberté (N DDL).....	19
II.2.3. Fréquences propres	20
II.2.4. Vecteurs propres de déformations	21
II.2.5. Propriétés des modes propres	21
II.2.5.1. Orthogonalité par rapport à [M].....	21
II.2.5.2. Orthogonalité par rapport à [k]	22
II.2.5.3. Orthogonalité par rapport à [C].....	22
II.3. Deuxième partie.....	22
II.3.1. Notion de vibrations aléatoires	23
II.3.1.1. Système vibratoire	23
II.3.1.2. Echantillonnage.....	23
II.3.1.3. Système stochastique	24
II.3.2. Analyse temps-fréquence.....	24
II.3.2.1. Transformée de Fourier	24
II.3.2.2. Transformée de Fourier discrète	25
II.3.2.3. Transformée de Fourier fenêtrée.....	26
Chapitre III : Modélisation et Analyse numérique.....	29
III.1. Introduction	29
III.2. Description des tours	29
III.3. Modélisation de la structure	35
III.4. Résultats de l'analyse modale	36
III.5. Conclusion	40
Chapitre IV : Analyse Expérimentale.....	41
IV.1. Introduction.....	41

IV.2. Analyse par la méthode de bruit de fond structure	42
IV.3. Principe d'acquisition des données par la méthode bruit de fond structure.....	43
IV.3.1. Description du matériel	43
IV.3.1.1. Le capteur	43
IV.3.1.2. La station d'acquisition	43
IV.3.2. Expérimentation	46
IV.3.3. Détermination des spectres à partir des enregistrements	46
IV. 4. Résultats de l'analyse modale	48
IV.4.1. Fréquences modales expérimentales	48
IV. 4.2. Estimation des coefficients d'amortissement.....	50
IV.4.2.1. Détermination de l'amortissement	50
V.4.2.2. Problèmes de l'amortissement	50
IV.4.2.3. La méthode du décrétement aléatoire	51
IV. 4.3. Représentation des déformés modale.....	52
IV.4.3.1. Pour la première tour.....	53
IV.4.3.2. Pour la deuxième tour.....	57
IV. 5. Conclusion	61
Chapitre V : Interprétation et comparaison des résultats.....	61
V.1. Introduction	62
V.2. Synthèse des résultats de l'analyse expérimentale	62
V.3. Comparaison des résultats mesurés avec ceux du modèle en élément finis.....	65
V.4. Comparaison entre les fréquences expérimentales et calculées par les formules empiriques du RPA99/Version 2003.....	67
V.5. Valeurs des coefficients d'amortissement	68
Chapitre VI : Conclusions et recommandations	71
Bibliographie.....	74

Liste des figures

Figure. I. 1 : Classification sismique des wilayas d'Algérie (Nouvelle classification, R.P.A, 99 / version 2003).....	13
Figure I.2 : Limites des décrochements en plan.....	15
Figure I.3 : Limites des décrochements en élévation.....	15
Figure II.1 : Représentation d'un système vibratoire.....	22
Figure II.2 : Enregistrement d'un bruit de fond.	23
Figure II.3 : Signal échantillonné.....	23
Figure II.4 : Trois signaux et leurs spectres d'amplitude respectifs.....	25
Figure II.5 : Exemple de troncature d'un signal par une fenêtre rectangulaire.....	26
Figure II.6 : Partie d'un signal sinusoïdal filtré par la fonction porte à gauche et son spectre d'amplitude à droite	26
Figure II.7 Filtre cosinus taper.	27
Figure II.8 : Filtre Butterworth.....	28
Figure III.1 : La nature du sol proximité des deux tours.....	29
Figure III.2 : Vue générale des deux tours. a) la tour du ministère du commerce, b) la tour inoccupé.	31
Figure III.3 : Vue en plan du palncher du 14éme étage des deux tours. Le rouge représente les poutres transversales, le bleu représente les poteaux et les voiles et le vert représente les poutres longitudinales.	32
Figure III.4 : Vue en élévation des deux tours. Le rouge represente les poutres transversales, le bleu représente les poteaux.....	33
Figure III.5 : Vue en plan du plancher du rez-de-chaussée des deux tours. Le rouge représente les poutres transversale, le bleu représente les poteux et lesvoiles et le vert représente les poutres longitudinale.	34

Figure III.6 : Modèle tridimensionnel en éléments finis des deux tours réalisé par le logiciel ROBOT MILLENIUM STRCUTURAL ANALYSIS 2009.	35
Figure III.7: Comportement de la structure selon le premier mode. Avec une fréquence $f=0.55$ Hz.....	38
Figure III.8 : Comportement de la structure selon le deuxieme mode. Avec une fréquence $f=1.62$ Hz.....	38
Figure III.9 : Comportement de la structure selon le troisième mode. Avec une fréquence $f=3.16$ Hz.....	38
Figure III.10 : Comportement de la structure selon le premier mode. Avec une fréquence $f=0.76$ Hz.....	39
Figure III.11 : Comportement de la structure selon le deuxieme mode. Avec une fréquence $f=2.11$ Hz	39
Figure III.12 : Comportement de la structure selon le troisième mode. Avec une fréquence $f=3.66$ Hz	39
Figure IV.1 : Matériel d’acquisition des mesures de bruit de fond structure. À droite : la station CitysharkI à gauche ; .le capteur vélocimètre 2s.	44
Figure IV.2 : Schéma descriptif de la position et de l'orientation du capteur, pour les essaie réaliser au niveau des différents plancher. Vue en plan.	46
Figure IV.3 : Schéma descriptifs des positions des différents essayent pour les deux tours	46
Figure IV.4 : Enregistrement du bruit de fond structures du 7 ^{ème} étage de la tour inoccupée. Dans les directions Nord et Est, les plages colorées représentes les fenêtres stationnaire sélectionnée par le critère STA /LTA	47
Figure IV.5 : Exemple du spectre d’amplitude calculé. Les courbes en noir correspondent à l’amplitude spectrale (trait plein) et l’écart-type (traits pointillés).	47
Figure IV. 6 : Les trois modes principaux identifiés par le spectre d’amplitude de la premiere tour. A droite suivant la direction transversale. A gauche suivant la direction longitudinale.	48

Figure IV. 7 : Les trois modes principaux identifiés par le spectre d'amplitude de la deuxième tour. A droite suivant la direction transversale. A gauche suivant la direction longitudinale.	49
Figure IV.8: Accumulation de 70 fenêtres à partir de t_0 (Tour ARPEJ — enregistrement M.N. Farsi, 1996).....	51
Figure IV.9 : Valeurs du coefficient d'amortissement et de la fréquence fondamentale de la tour 1 dans la direction Nord mesurées sur le toit : $f=0.56$ Hz et $\xi=1.29$ %	52
Figure IV.10: Déformé modale de la première tour, selon le premier mode.	53
Figure IV.11: Déformé modale de la première tour, selon le deuxième mode.	53
Figure IV.12: Déformé modale de la première tour, selon le troisième mode.....	54
Figure IV.13: Déformé modale de la première tour, selon le premier mode.	55
Figure IV.14: Déformé modale de la première tour, selon le deuxième mode.	55
Figure IV.15: Déformé modale de la première tour, selon le troisième mode.....	56
Figure IV.16: Déformé modale de la deuxième tour, selon le premier mode.....	57
Figure IV.17: Déformé modale de la deuxième tour, selon le deuxième mode.....	57
Figure IV.18: Déformé modale de la deuxième tour, selon le troisième mode.	58
Figure IV.19: Déformé modale de la deuxième tour, selon le premier mode.....	59
Figure IV.20: Déformé modale de la deuxième tour, selon le deuxième mode.....	59
Figure IV.21: Déformé modale de la deuxième tour, selon le troisième mode.	60
Figure V.1 : Transformée de Fourier des fluctuations de la fréquence modale par rapport aux conditions climatiques lors des mesures sur les deux tours. En haut ; spectre de la première tour dans des conditions climatiques défavorables, en bas : spectre de la deuxième tour dans des conditions plus favorables.	64

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification des zones sismiques selon le R.P.A, 99 / version 2003	13
Tableau I.2 : Valeurs de l'amortissement en pourcentage	16
Tableau I.3 : Valeurs du coefficient CT	16
Tableau III.1: Fréquences et périodes modales. Avec x : direction longitudinale y : direction transversale.....	35
Tableau III.2 : Les trois premiers modes de translation de la structure modélisée	35
Tableau IV.1 : Origine du bruit en fonction de la fréquence.	42
Tableau IV.2 : Les fréquences propres des modes principaux de la tour 1.....	48
Tableau IV.3 : Les fréquences propres des modes principaux de la tour 2.....	49
Tableau IV.4 : Amplitudes et amortissements du mode 1. $f= 0.73$ Hz	53
Tableau IV.5 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f=2,34$ Hz	53
Tableau IV.6: Amplitudes et amortissements du mode 3. $f =4.07$ Hz	54
Tableau IV.7 : Amplitudes et amortissements du mode 1. $f =0.73$ Hz	55
Tableau IV.8 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f =2.62$ Hz	55
Tableau IV.9 : Amplitudes et amortissements du mode 3. $f =4.82$ Hz	56
Tableau IV.10 : Amplitudes et amortissements du mode 1. $f =0.57$ Hz	57
Tableau IV.11 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f =1.85$ Hz	57
Tableau IV.12 : Amplitudes et amortissements du mode 3. $f =4.82$ Hz	58
Tableau IV.13 : Amplitude et amortissement du mode 1. $f=0.70$ Hz	59
Tableau IV.14 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f =2.51$ Hz	59
Tableau IV.15 : Amplitudes et amortissements du mode 3. $f =4.42$ Hz	60

CHAPITRE I :

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Introduction générale

I.1.Introduction

Pour se protéger des destructions pouvant être occasionnées par les tremblements de terre, les pays concernés se sont dotés de règles parasismiques. Ces règles, lorsqu'elles sont bien appliquées, permettent d'améliorer le niveau de protection des nouvelles constructions.

C'est pourquoi 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 les 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.

Les constructions existantes posent un problème de sécurité publique en zone sismique. Étant donné que l'état des structures de génie civil se dégrade au fil du temps progressivement ou brusquement suite à des excitations exceptionnelles telles que les séismes. Les dommages résultants n'étant pas toujours visibles à l'œil nu il est important d'ausculter les structures susceptibles d'être endommagées.

L'utilisation des vibrations ambiantes a trouvé un intérêt auprès des ingénieurs. En effet, elles permettent de déterminer aisément les paramètres dynamiques élastiques d'une 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 d'une structure. Ces fréquences, puisque dépendantes des matériaux, de la rigidité et de la géométrie de la structure, sont des paramètres importants.

I.2.Problématique

Lors du calcul dynamique de la structure, les ingénieurs déterminent numériquement les différents paramètres physiques, à l'aide de logiciels de calcul. Ces paramètres serviront par la suite à déterminer l'effort sismique en fonction duquel les structures seront dimensionnées.

Ces résultats sont-ils vraiment conformes à la réalité ?

Les enregistrements de vibrations ambiantes permettent d'extraire des paramètres caractérisant la réponse des structures aux séismes : fréquences propres, amortissements, déformées modales. Ces paramètres sont-ils révélateurs au sein d'un type de bâtiment ? Peuvent-ils décrire le mouvement d'un bâtiment soumis à un séisme avec une précision intéressante ?

I.3.Objectifs

L'objectif principal de ce travail consiste à déterminer les caractéristiques dynamiques de deux tours en utilisant la méthode dite vibrations ambiantes structure.

Les résultats obtenus permettront d'évaluer la fiabilité des logiciels de calcul utilisés en génie civil en comparant les résultats expérimentaux avec ceux obtenus numériquement, après une modélisation de ces deux tours en utilisant le logiciel Robot millenium 2009.

L'effet du remplissage en maçonnerie sur la rigidité des structures sera aussi étudié ainsi que l'effet des conditions climatiques lors des mesures de bruit de fond.

Enfin une comparaison des caractéristiques dynamiques mesurées expérimentalement avec celles préconisées par le règlement parasismique en vigueur (Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003) viendra compléter ce travail.

I.4.Présentation de l'étude

Le chapitre I est composé de deux parties, la première est une introduction générale qui présente la problématique ainsi que les objectifs poursuivis dans le cadre de ce travail sur le comportement dynamique des deux tours. La deuxième propose une analyse bibliographique

concernant l'utilisation des vibrations ambiantes dans les structures de génie civil. Un historique de leurs utilisations en génie civil et en génie parasismique y est présenté.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons brièvement quelques notions de dynamique des structures nécessaires à la compréhension de l'analyse modale ainsi que des notions de traitement de signal ayant servi à l'analyse des enregistrements de vibrations ambiantes.

Dans le troisième chapitre, nous présentons une description des deux tours des bananiers, (Alger) expérimentés, ainsi que le modèle numérique 3-D développé au moyen du logiciel ROBOT MILLENIUM STRUCTURAL ANALYSIS 2009 À partir des plans. L'analyse modale du modèle a permis d'obtenir les fréquences et les modes propres des vibrations des deux tours.

Dans le quatrième chapitre, nous présentons en premier brièvement la notion de bruit de fond sismique, puis nous proposons un bref rappel bibliographique sur l'amortissement et son origine physique. Nous rappelons également les connaissances actuelles sur la fréquence et l'amortissement utilisé comme indicateur d'endommagement dans les structures. Par la suite nous présentons une application sur les deux tours, modélisés dans le troisième chapitre, instrumenté de vélocimètre sur plusieurs niveaux. Cette installation permettra non seulement d'étudier les modes de comportement de la structure des deux tours, mais aussi sa déformée modale.

Le cinquième chapitre propose une synthèse et interprétation des résultats ainsi obtenus, les phénomènes qu'ils mettent en évidence,

Le dernier chapitre porte sur les conclusions à tirer suite à la comparaison des résultats obtenus et propose donc quelques perspectives.

I .5.Analyse bibliographique

I.5.1.Historique de l'utilisation des vibrations ambiantes

Du fait des très faibles amplitudes des vibrations ambiantes ne peuvent être ressenties par les humains, les premiers sismomètres ne pouvaient pas les enregistrer non plus. Le sismologue japonais Fusakichi Omori fut le premier à les avoir mesurées dans des immeubles. Grâce à ces enregistrements il a été en mesure de déterminer leurs fréquences de résonance et a suivi leur évolution comme indicateur d'endommagement.

Après le séisme de 1933 à Long Beach en Californie le « U.S.Coast and Geodetic survey » a lancé une campagne de mesures et d'analyse de vibrations ambiantes dans plus de 200 bâtiments. Après cette campagne l'intérêt pour la méthode s'est amoindri au profit de l'auscultation sous vibrations forcées. Ce n'est que vers la fin des années 90 qu'il y a eu un regain d'intérêt pour la méthode.

On peut citer l'étude de Farsi sur les bâtiments de Grenoble en 1996 où après l'estimation des fréquences fondamentales d'un certain nombre de bâtiments situés dans l'agglomération de Grenoble une corrélation entre ces fréquences et certains paramètres des bâtiments ont donné naissance à une formule empirique valable pour les bâtiments à murs porteurs en béton armé construit en France. Au cours de cette même étude il a été démontré que les fréquences mesurées se trouvent dans la plage de fréquences d'amplification du site ce qui conduirait à une résonance entre le mouvement du sol et celui de la structure en cas de séisme, une étude de vulnérabilité a donc été amorcée.

En 2006 Kibboua a appliqué la méthode sur un pont à haubans à Mila et il a été en mesure de déterminer les fréquences principale du pont dans toutes les directions ainsi que les amortissements correspondant grâce à la méthode du décrétement aléatoire. Les valeurs des fréquences dans les directions transversales et longitudinales mesurées sont proches de celles qu'il avait calculé à l'aide d'un modèle en éléments finis élaborés avec le logiciel SAP 2000. Cependant, dans la direction longitudinale les fréquences qu'il a calculé sont assez éloignées de celles mesurées car le modèle en éléments finis s'avère trop rigide à cause de la liaison tablier/pylône qui avait été modélisée comme fixe alors que le tablier repose en réalité sur les traverses des pylônes par l'intermédiaire d'appuis en élastomère fretté.

En 2008 la méthode a été utilisée pour l'évaluation des réhabilitations sur les bâtiments affectés par le séisme de Boumerdes par Kacimi El-Hassani(2010) qui a comparé les fréquences et amortissements qu'il a mesuré lui-même après les réhabilitation à ceux mesurés lors des premières campagnes de tests qui ont été effectuées juste après le séisme en 2003 par un groupe de chercheurs du centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS, Alger) et de L'Institut de recherche pour le développement (IRD, France). Il a ainsi pu mettre en évidence une augmentation moyenne des fréquences propres des structures de 129 % dans leurs directions longitudinales et de 24 % dans leurs directions transversales

Ce regain d'intérêt pour les vibrations ambiantes a conduit à des travaux d'évaluation de la fiabilité de la méthode tel que la thèse de Dunand (2005) qui a pour objet la détermination des capacités et limites de la méthode comme aide au diagnostic sismique en comparant les caractéristiques dynamiques issues de mesures de vibrations ambiantes à celles issues de séismes. Après une longue étude statistique il a pu démontrer que les fréquences des structures chutent de 30 % pour les bâtiments en acier et de 40 % dans le cas des bâtiments en béton armé. Ce qui signifie que les fréquences extraites sous vibrations ambiantes peuvent être extrapolées à des fréquences de calcul sous séisme par une correction. Il a aussi utilisé la méthode pour identifier l'endommagement de structures et est arrivé à la conclusion qu'une chute de la fréquence de 40 % signifiait l'obligation de détruire l'immeuble dans le cas de Boumerdes.

En 2007 Rebecca Huang s'est proposé de faire une comparaison des méthodes d'analyse des enregistrements des vibrations ambiantes. Elle a donc analysé des enregistrements de bruit de fond mesurés dans un bâtiment du campus de l'université Mc Gill (Canada) en utilisant trois méthodes : La transformée de Fourier, la densité spectrale, et la méthode ARMA (Auto-Regressive-Moving-Average). En conclusion, l'auteure recommande d'utiliser ensemble la méthode de la transformée de Fourier et la méthode ARMA pour extraire les fréquences naturelles fondamentales.

I.5.2.Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le séisme d'El Asnam 1980 a donné raison d'établir le premier document de réglementation parasismique dit « RPA 81, version 1983 » révisé en 1988 pour donner le « RPA 88 », ces deux règlements ont subi des actualisations.

Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie tels que ceux de Oued Djer (octobre 1988), Tipaza (octobre 1989), Mascara (août 1994), ou à l'étranger, tels que Spitak / Arménie (1988), Sanjan / Iran (1990), Loma Priéta / Californie (1989), Northridge / Californie (1994), Kobé/Japon (1995), ou Izmit/Turquie(1999).

Suite au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, les « RPA 99 » ont été révisés, et un nouveau zonage sismique a été défini :

Les zones	Classification des zones sismiques
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II. a et Zone II. b	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

Tableau I.1 : Classification des zones sismiques selon le R.P.A, 99 / version 2003

En référence à la carte de zonage RPA 99/2003 (Fig. I.1), nous remarquons que notre site d'étude se situe dans la zone III où la sismicité est élevée.

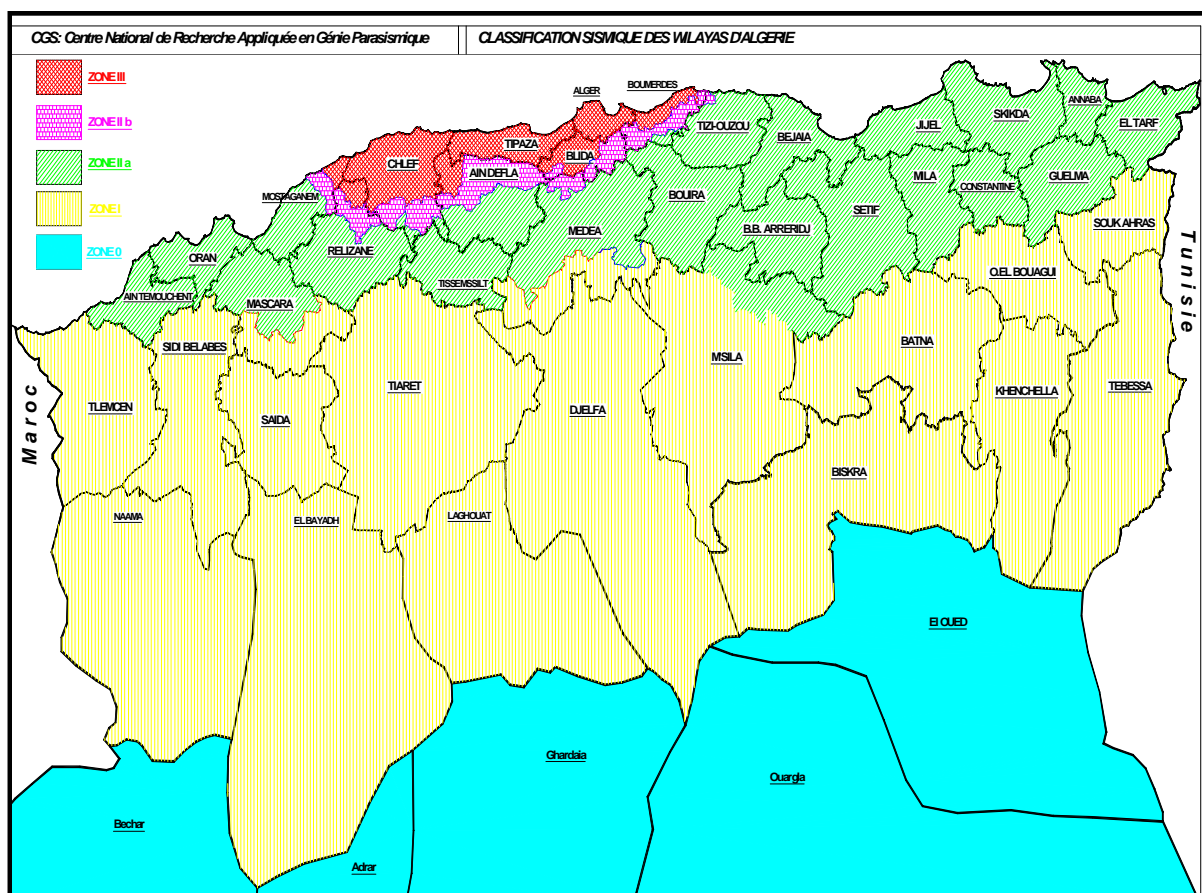


Figure. I. 1 : Classification sismique des wilayas d'Algérie (Nouvelle classification, R.P.A, 99 / version 2003).

I .5.2.1.Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau de protection sismique accordée à un ouvrage dépend de sa destination.

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

I .5.2.2..Classification des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des caractéristiques mécaniques des sols qui les constituent.

- **Catégorie S₁** : Site rocheux.
- **Catégorie S₂** : Site ferme.
- **Catégorie S₃** : Site meuble.
- **Catégorie S₄** : Site très meuble.

I .5.2.3.Classification des systèmes de contreventement

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Pour ce travail nous ne nous intéresserons naturellement qu'aux structures en béton armé.

- **1. A** : Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide ;
- **1. B** : Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide ;
- **2** : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ;
- **3** : Structure à ossature en béton armé contreventé entièrement par noyau rigide en béton armé ;
- **4. A** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles ;
- **4. B** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé ;
- **5** : Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes ;
- **6** : Système à pendule inverse ;

I.5.2.4. Classification des ouvrages selon leur configuration

Les ouvrages peuvent être classés selon leurs configurations, régulières ou irrégulières.

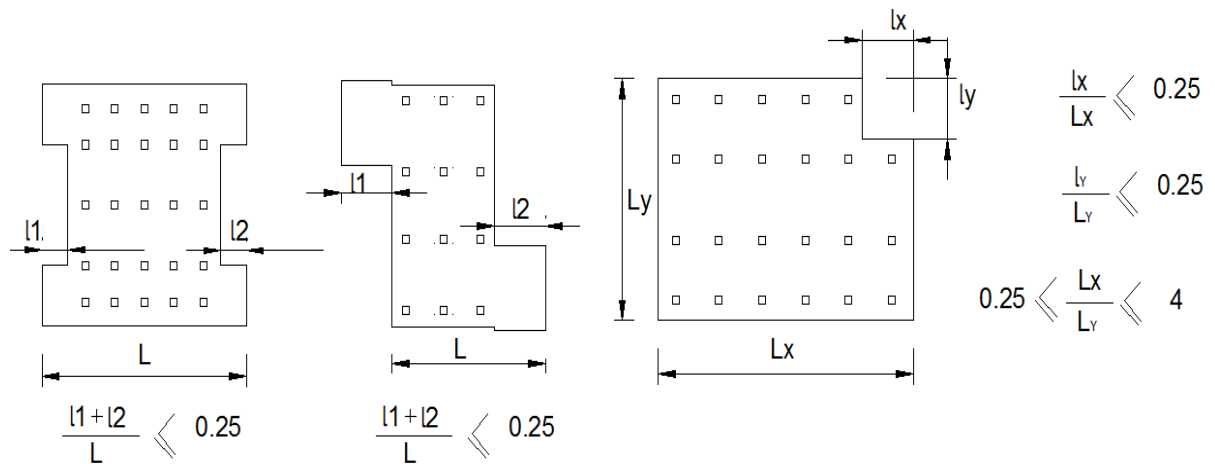


Figure I.2 : Limites des décrochements en plan

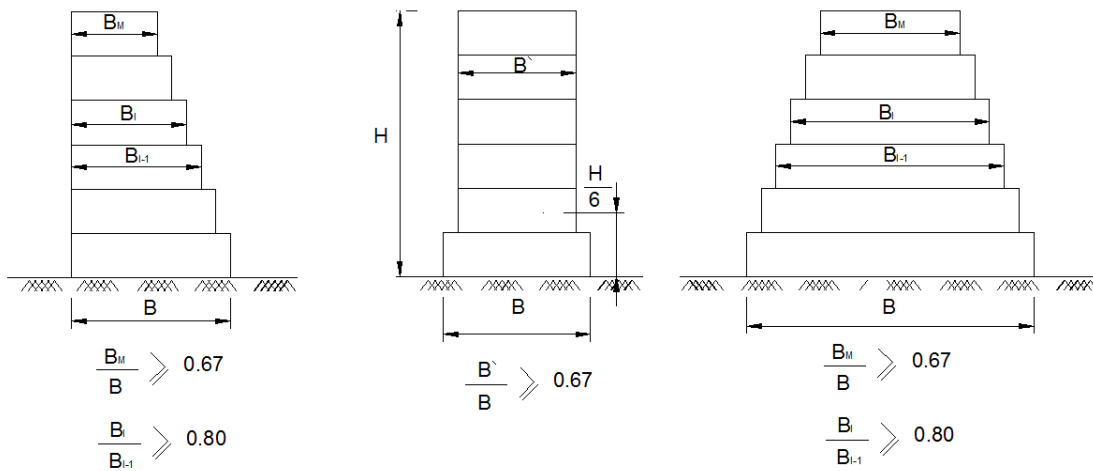


Figure I.3 : Limites des décrochements en élévation

Le calcul peut se faire selon 3 méthodes

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

I.5.3. Caractéristiques dynamiques des structures selon le RPA99/Version 2003

1. Facteur d'amortissement critique

Tableau I.2 : Valeurs de l'amortissement en pourcentage

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

2. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou bien calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T H_N^{0.75} \quad (I.1)$$

Tel que ;

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Tableau I.3 : Valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad (I.2)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données par ces formules.

La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule :

$$T = 2\pi\sqrt{(\sum_i^n W_i \delta_i)/g(\sum_i^n f_i \delta_i)} \quad (I.3)$$

Tel que :

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T = 2\sqrt{\delta_N} \quad (I.4)$$

Tel que :

N : flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

CHAPITRE II :

NOTIONS THEORIQUES

Chapitre II : Notions théoriques

II.1. Introduction

Dans la première partie seront présentées brièvement les notions de dynamique des structures nécessaires à la compréhension de l'analyse modale. Dans la deuxième partie quelques notions de traitement de signal seront proposées.

II.2. Première partie

Les structures de génie civil sont des oscillateurs à plusieurs degrés de liberté. Cependant les oscillateurs à plusieurs degrés de libertés peuvent être représentés par une superposition de plusieurs oscillateurs à un degré de liberté [Tahar, 2011].

II.2.1. Oscillateur à un degré de liberté (1DDL)

Un oscillateur à 1 DDL est défini par trois paramètres : sa masse m concentrée en point discret, sa rigidité k et son amortissement C .

Le déplacement $x(t)$ de sa masse définit complètement sa position.

Pour déterminer l'équation de mouvement d'un oscillateur à 1 DDL soumis à une force $P(t)$ il suffit de faire le bilan des forces qui lui sont appliquées et on obtient :

$$F_r + F_a + F_i = P \quad (\text{II.1})$$

Tel que :

F_k est la force de rigidité, F_c est la force d'amortissement et F_m représente la force d'inertie

L'équation de mouvement d'un oscillateur à 1 DDL s'écrit :

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = P(t) \quad (\text{II.2})$$

En divisant l'équation par m on obtient :

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = \frac{P(t)}{m} \quad (\text{II.3})$$

Avec

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (\text{II.4})$$

et

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{II.5})$$

Tel que :

ξ : facteur d'amortissement critique

ω : pulsation propre

La fréquence propre de l'oscillateur est liée à la pulsation propre par la relation :

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (\text{II.6})$$

II.2.2. Oscillateur à plusieurs degrés de liberté (N DDL)

Un système à N DDL est un système qui a N possibilités de déplacement, ses caractéristiques ne sont plus des scalaires mais des matrices.

Sont équation de mouvement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse.

$[K]$: Matrice de rigidité.

$[C]$: Matrice d'amortissement

$\{x\}$: Vecteur déplacement.

$\{\dot{x}\}$: Vecteur vitesse relative.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteurs accélération relative.

$\{P(t)\}$: Vecteur forces appliquées à la structure.

De cette équation découle un système d'équations différentielles gouvernant le mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté.

II.2.3. Fréquences propres

Pour une structure non amortie en oscillations libres :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{x}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{x}\} = \{\mathbf{0}\} \quad (\text{II.8})$$

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties nous fournit les caractéristiques dynamiques les plus importantes du système qui sont les fréquences propres et les modes propres de déformation.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire

$$\{\mathbf{x}\} = \{\mathbf{A}\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (\text{II.9})$$

Tel que :

$\{\mathbf{A}\}$: vecteur des amplitudes.

ω : pulsation.

φ : Angle de déphasage.

Le vecteur accélération est exprimé par :

$$\{\ddot{\mathbf{x}}\} = -\omega^2\{\mathbf{A}\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (\text{II.10})$$

En remplaçant ces deux expressions dans l'équation de mouvement on obtient :

$$[[\mathbf{K}] - \omega^2[\mathbf{M}]]\{\mathbf{A}\}\sin(\omega t + \varphi) = \{\mathbf{0}\} \quad (\text{II.10})$$

Ce système d'équations est vérifié quelque soit le temps t , d'où

$$[[\mathbf{K}] - \omega^2[\mathbf{M}]]\{\mathbf{A}\} = \{\mathbf{0}\} \quad (\text{II.11})$$

Et

$$\mathbf{Det} \left[[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}] \right] = \mathbf{0} \quad (\text{II.12})$$

Cette équation est appelée équation caractéristique, en la développant pour un système à N degrés de liberté, on obtient une équation polynomiale de degré 2N en ω_i

Les solutions, ω_i^2 sont les carrés des pulsations propres des N modes de vibrations auxquelles sont associées des vecteurs propres $\{\Phi_i\}$ qui sont solutions de

$$\left[[\mathbf{K}] - \omega_i^2 [\mathbf{M}] \right] \{\Phi_i\} = \{\mathbf{0}\} \quad (\text{II.13})$$

En multipliant cette équation à gauche par $\{\Phi_i\}^T$ on obtient :

$$\omega_i^2 = \frac{\{\Phi_i\}^T [\mathbf{K}] \{\Phi_i\}}{\{\Phi_i\}^T [\mathbf{M}] \{\Phi_i\}} = \frac{\bar{k}_i}{\bar{m}_i} \quad (\text{II.14})$$

Tel que \bar{k}_i et \bar{m}_i sont respectivement la rigidité généralisée et la masse généralisée du mode i .

Les fréquences propres sont donc égales à :

$$f_i = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\bar{k}_i}{\bar{m}_i}} \quad (\text{II.15})$$

II.2.4. Vecteurs propres de déformations

A chaque fréquence propre correspond un vecteur propre de déformation. Ces vecteurs sont obtenus en remplaçant les pulsations propres dans l'équation suivante :

$$\left[[\mathbf{K}] - \omega_i^2 [\mathbf{M}] \right] \{\Phi_i\} = \{\mathbf{0}\} \quad (\text{II.16})$$

Les vecteurs $\{\Phi_i\}$ ne possèdent pas de valeurs absolues, seules leurs formes sont déterminées.

II.2.5. Propriétés des modes propres

Sont énumérées ici quelques propriétés importantes des modes propres :

- Indépendance linéaire.
- Orthogonalité.

II.2.5.1. Orthogonalité par rapport à [M] :

$$\langle \phi \rangle^i M \{ \phi \}^j = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ M_j^* & i = j \end{cases} \quad (\text{II.17})$$

Avec M_j^* masse généralisé du mode j.

II.2.5.2. Orthogonalité par rapport à [k] :

$$\langle \phi \rangle^i K \{ \phi \}^j = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ K_j^* & i = j \end{cases} \quad (\text{II.18})$$

Avec K rigidité généralisée du mode j.

$$K_j^* = M_j^* \times \omega_j^2 \quad (\text{II.19})$$

II.2.5.3. Orthogonalité par rapport à [C] :

$$\langle \phi \rangle^i C \{ \phi \}^j = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ C_j^* & i = j \end{cases} \quad (\text{II.20})$$

Avec C amortissement généralisé du mode j.

$$C_j^* = 2\xi_j M_j^* \omega_j \quad (\text{II.21})$$

II.3. Deuxième partie

Pour être analysées, les vibrations mécaniques sont converties en signaux électriques et numériques pour permettre leur traitement par ordinateur. Cette partie exposera les notions théoriques de traitement de signal utilisées dans ce travail dans le but de déterminer les caractéristiques dynamiques des structures à partir des enregistrements du bruit de fond.

II.3.1. Notion de vibrations aléatoires

II.3.1.1. Système vibratoire

Un système est un ensemble de composants qui reçoit des données en entrée (input) et qui produit d'autres données en sortie (output) fonctions de ses caractéristiques. La figure II.1 décrit la représentation générale d'un système.

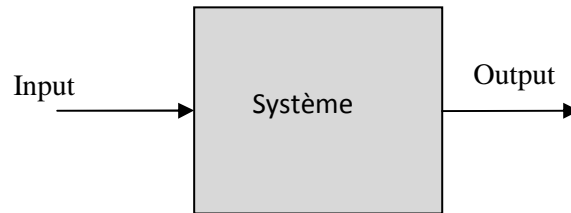


Figure II.1 : Représentation d'un système vibratoire.

Les systèmes faisant l'objet de cette étude sont des bâtiments, leurs 'inputs' sont les vibrations ambiantes et leurs 'outputs', les réponses des bâtiments à cette excitation. La figure II.2 montre un exemple d'enregistrement d'une mesure du bruit de fond.

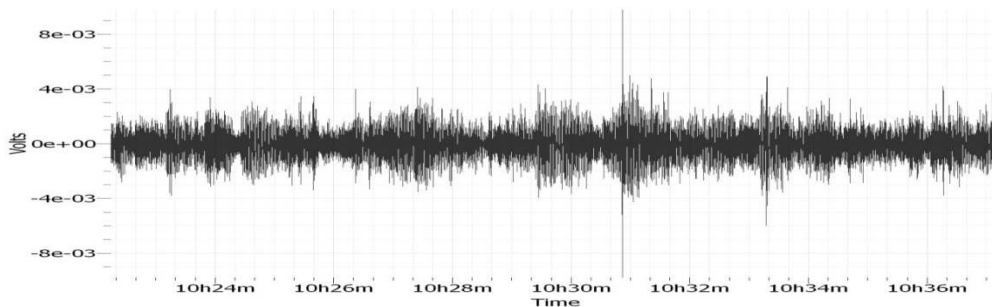


Figure II.2 : Enregistrement d'un bruit de fond.

Cette représentation de l'amplitude des vibrations en fonction du temps est dite temps-amplitude.

II.3.1.2. Echantillonnage

L'échantillonnage consiste à transformer un signal analogique en signal numérique donc discret en capturant des valeurs à des intervalles de temps réguliers. C'est une étape nécessaire pour pouvoir enregistrer, analyser et traiter un signal par ordinateur, celui-ci ne pouvant traiter que des valeurs numériques. La figure II.3 illustre le principe de l'échantillonnage.

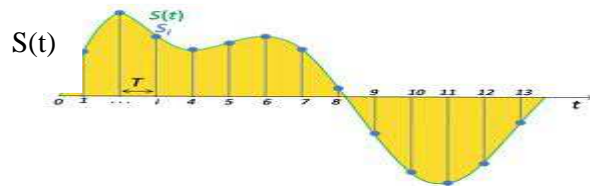


Figure II.3 : Signal échantillonné

Les points sélectionnés sur le signal sont les échantillons dont les amplitudes sont mémorisées et utilisées pour le traitement. Le choix du temps T séparant deux échantillons détermine la fréquence d'échantillonnage.

Cette fréquence s'exprime par:

$$F_e = \frac{1}{T} \quad (\text{II.22})$$

T : durée entre deux échantillons

Cette fréquence doit être au moins égale au double de la fréquence maximale,

II.3.1.3. Système stochastique

Un système stochastique est un système qui évolue de manière aléatoire dans le temps. Les échantillons appartiennent à une famille de variables aléatoires, associées à toutes les valeurs du temps. L'analyse d'un processus stochastique se fait donc de façon probabiliste.

a) Stationnarité

Un processus stochastique est dit stationnaire si ses propriétés statistiques ne varient pas avec le temps. Cela implique que la moyenne et la dispersion des valeurs autour de cette moyenne sont indépendantes du temps.

b) Ergodicité

Un processus stochastique stationnaire est ergodique si les caractéristiques d'une réalisation sont égales aux caractéristiques de l'ensemble des réalisations. Ce qui implique que chaque réalisation est représentative de l'ensemble des échantillons.

II.3.2. Analyse temps-fréquence

II.3.2.1. Transformer de Fourier

En 1822 le mathématicien français Joseph Fourier a prouvé que toute fonction périodique peut être exprimée comme une somme de fonctions exponentielles et périodiques. Les fonctions exponentielles étant une combinaison complexe de sinus et de cosinus de différentes fréquences, les amplitudes de ces fréquences permettent la caractérisation du signal.

On appelle transformée de Fourier l'intégrale permettant de calculer l'amplitude $X(f)$ relative à une fréquence donnée.

$$X(f) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \cdot e^{-i2\pi ft} dt \quad (\text{II.23})$$

Où $x(t)$ est la fonction du signal temporel.

$x(t)$ et $X(f)$ constituent une paire de transformées de Fourier, pour exprimer ceci, la notation suivante est utilisée : $x(t) \leftrightarrow X(f)$.

II.3.2.2. Transformée de Fourier discrète

Lorsque le signal est échantillonné, le calcul de la transformée de Fourier se fait par la formule suivante.

$$X_e(f) = \sum_{n=-\infty}^{+\infty} x(nT) e^{-2\pi j f (nT)} \quad (\text{II.24})$$

ΔT étant le pas d'échantillonnage, n la position de l'échantillon.

La transformée de Fourier sur un signal temporel permet d'obtenir son spectre s'amplitude qui est la représentation de l'amplitude $X(f)$ en fonction de la fréquence. La Figure II.4 montre des exemples de résultats de calcul de la Transformée de Fourier de fonctions sinusoidales.

On remarque que les pics des fréquences correspondent respectivement aux fréquences des signaux temporels.

Il est important de noter que l'information fournie par l'intégrale correspond à tous les instants t du signal puisque l'intégration se fait de $t = -\infty$ à $t = +\infty$. Il est donc impossible de savoir si les fréquences sont présentes dans tout le signal ou dans quelques intervalles. C'est pourquoi la

transformée de Fourier n'a de sens que si les fréquences du signal ne changent pas dans le temps (signal stationnaire).

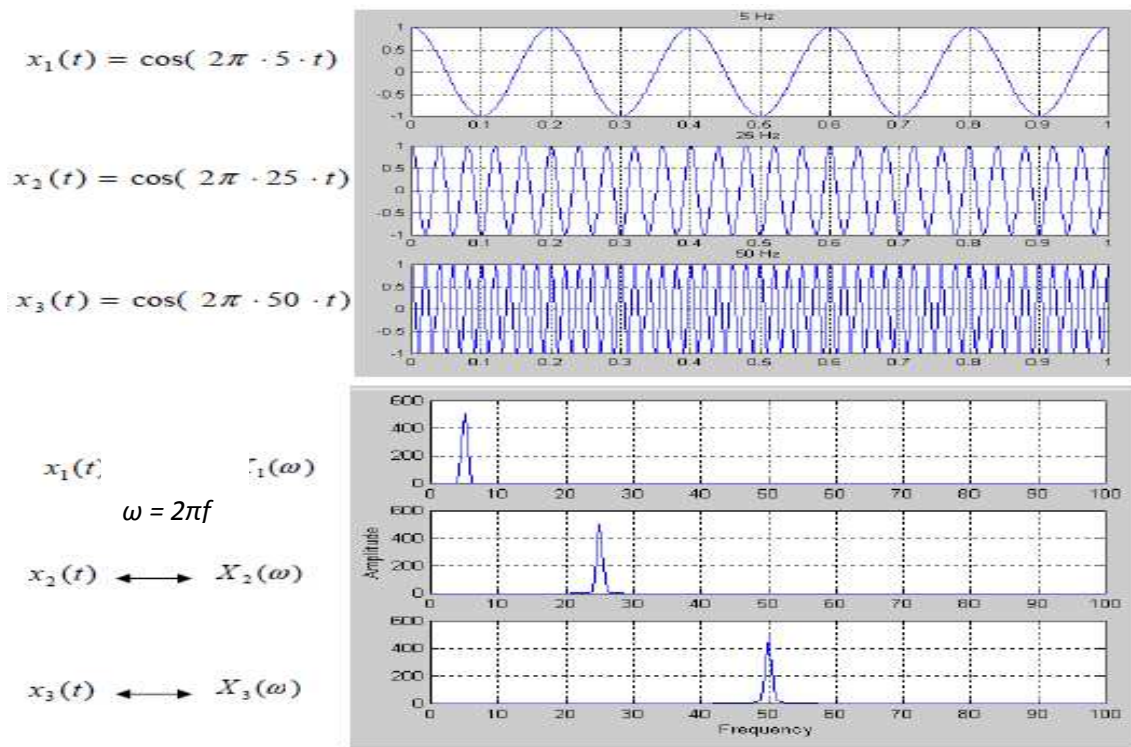


Figure II.4 : Trois signaux et leurs spectres d'amplitude respectifs.

II.3.2.3. Transformée de Fourier fenêtrée

La transformée de Fourier Fenêtrée est une solution lorsque des événements aléatoires s'ajoutent au signal, le signal est analysé sur des intervalles de temps réguliers.

Un filtre temporel de largeur fixe se déplace donc horizontalement, éliminant tous les échantillons extérieurs et la transformée de Fourier est appliquée aux échantillons sélectionnés.

Le type du filtre utilisé ainsi que sa largeur sont des paramètres importants qu'il faut choisir avant toute application. En effet, la forme du filtre aura une incidence sur le spectre obtenu et sa largeur.

La fenêtre la plus simple d'utilisation est la fenêtre dite porte.

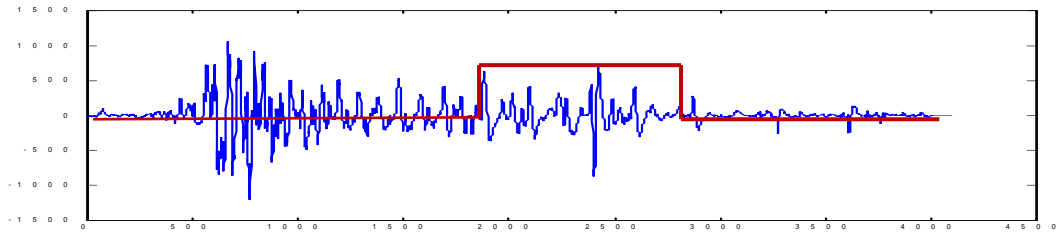


Figure II.5 : Exemple de troncature d'un signal par une fenêtre rectangulaire

Cependant la fenêtre porte induit des perturbations importantes dans le spectre comme le montre la figure suivante

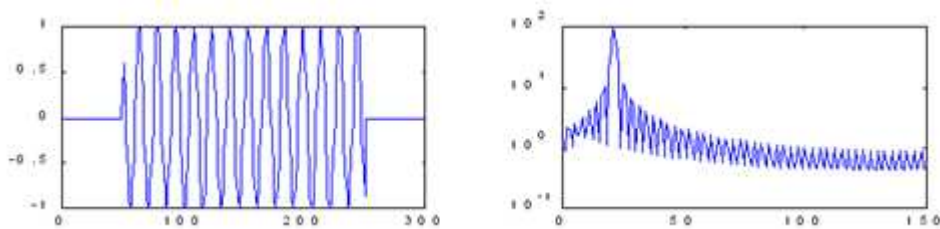


Figure II.6 : partie d'un signal sinusoïdal filtré par la fonction porte à gauche et son spectre d'amplitude à droite

Pour réduire significativement ces perturbations on utilise le filtre cosinus taper.

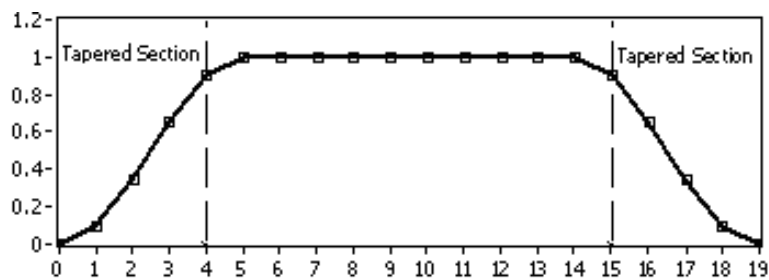


Figure II.7 Filtre cosinus taper.

Pour la détermination de l'amortissement le filtrage band passe a été appliqué dans le domaine fréquentiel. Le filtre Butterworth a été utilisé.

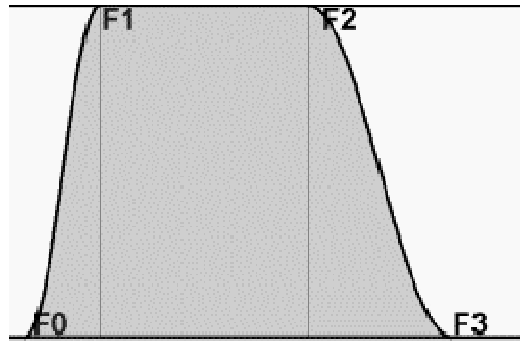


Figure II.8 : Filtre Butterworth

Les fréquences f_1 et f_2 sont les fréquences dites de coupure. Elles délimitent l'intervalle dans lequel les amplitudes des fréquences sont prises en considération. En dehors de cet intervalle, les fréquences sont progressivement annulées.

CHAPITRE III :

MODELISATION ET ANALYSE
NUMERIQUE

Chapitre III : Modélisation et analyse numérique

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'élaboration d'un modèle numérique de deux tours à Alger. L'objectif principal de l'analyse modale de la structure par un modèle tridimensionnel est l'estimation des paramètres physiques théoriques de la structure que sont les fréquences propres ainsi que leurs modes de vibrations associés. Ces valeurs nous renseigneront sur l'ordre de grandeur des fréquences à mesurer et nous serviront de référence pour tracer le schéma des déformations mesurées expérimentalement.

Dans une première phase, un modèle numérique de nos deux ouvrages sera élaboré, conforme à la situation du projet au moment des tests. Et la deuxième partie consiste à déterminer les fréquences propres et les modes de vibrations associés par une analyse modale de notre modèle préliminaire.

III.2. Description des tours

Les deux tours sont localisées dans le périmètre urbain de la commune d'El Mohammédia, wilaya d'Alger. Cette dernière est classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III). La nature du sol sur lequel repose les deux tours est classée en S_2 (Sable endurcis) (figure III.1), la contrainte admissible du sol est 3bars.



Figure III.1 : La nature du sol proximité des deux tours.

La première tour est occupée par le Ministère du Commerce, la deuxième tour est inoccupée. Ces deux tours sont composées d'un sous sol et d'un rez-de-chaussée plus 14 niveaux (Figure III.2), le contreventement est assuré par un noyau en béton armé.

Les deux tours ont les mêmes caractéristiques géométriques. La hauteur des deux tours est de 69.64 m, elles ont une largeur en plan de 22.9m, et une longueur en plan de 28.15 m. Tous les niveaux ont une hauteur de 4.08 m, sauf pour le : sous-sol, rez-de-chaussée, 1er, 2ème, 3ème et 4ème étages, la hauteur est de 4.42 m. (Figure III.3, III.4 et III.5)

La structure portante est composée de portiques dont les dimensions diminuent chaque 5 niveau. Du bas en haut. Pour les premiers niveaux les poteaux ont des sections carrées de 100*100 cm². Les poutres de la direction principale ont une section carrée de 60*60 cm². Les poutres de la direction secondaire ont une largeur et une hauteur respectivement de 60 cm et 45 cm. Du quatrième au huitième niveau la section des poteaux est de 80*80 cm², celles des poutres de la direction principale est de 50*65 cm² et celles des poutres de la direction secondaire est de 50*45 cm². Du neuvième au treizième niveau la section est de 40*60 cm² pour les poteaux, 40*45. Les poteaux des planchers du quatorzième et de la toiture ont des sections de 40*40cm². Les poutres de ces planchers ont les mêmes dimensions des autres niveaux. Les planchers sont des dalles pleines, leurs épaisseurs est de 20 cm pour les quatre premiers niveaux et de 15 cm pour le reste. Le contreventement est assuré par un noyau central en béton armé de 40 cm d'épaisseur.



Figure III.2 : Vue générale des deux tours. a) la tour du ministère du commerce, b) la tour inoccupé.

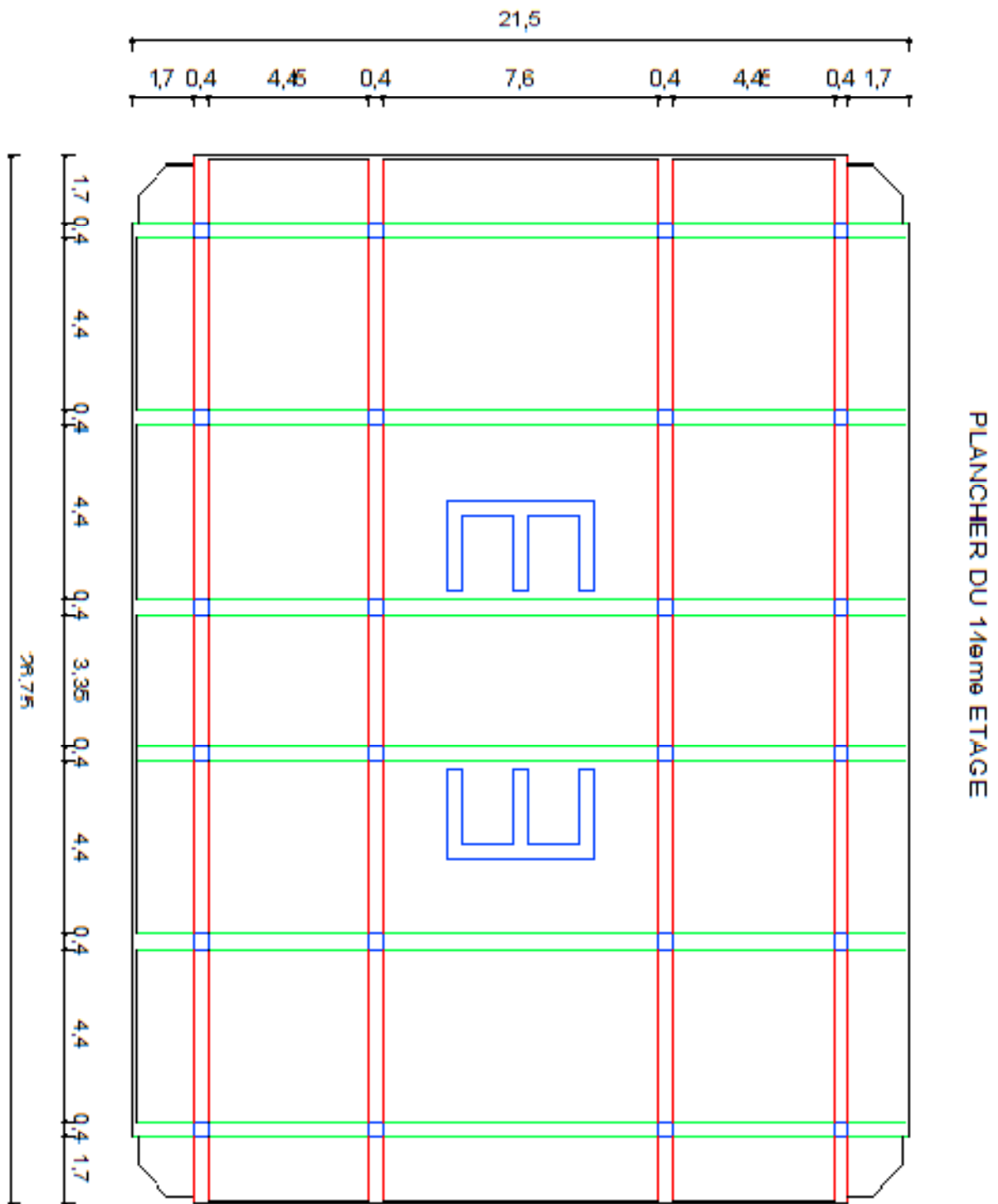


Figure III.3 : Vue en plan du palncher du 14ème étage des deux tours. Le rouge représente les poutres transversale , le bleu représente les poteux et les voiles et le vert représente les poutres longitudinale.

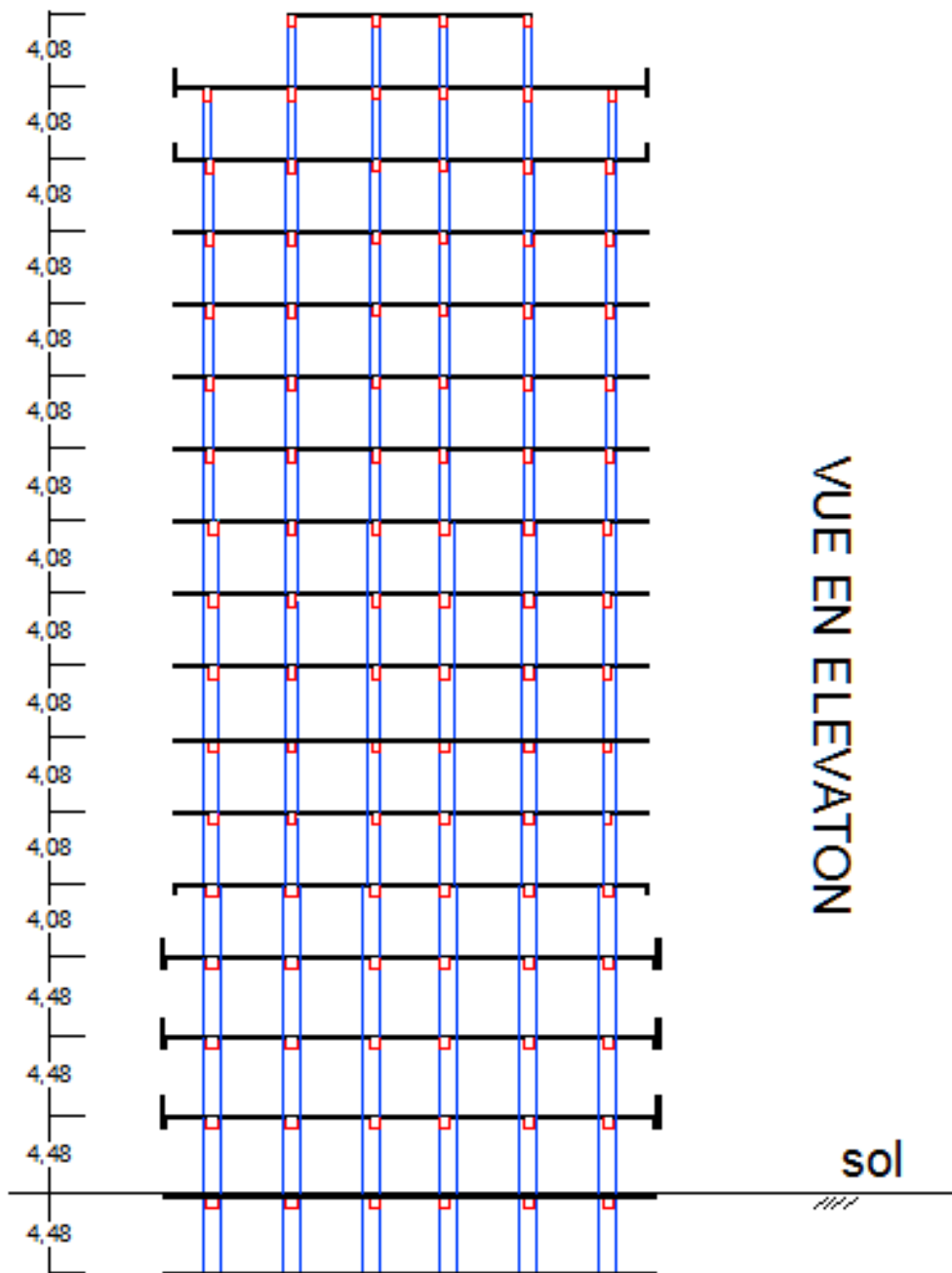


Figure III.4 : Vue en élévation des deux tours . Le rouge représente les poutres transversales , le bleu représente les poteux .

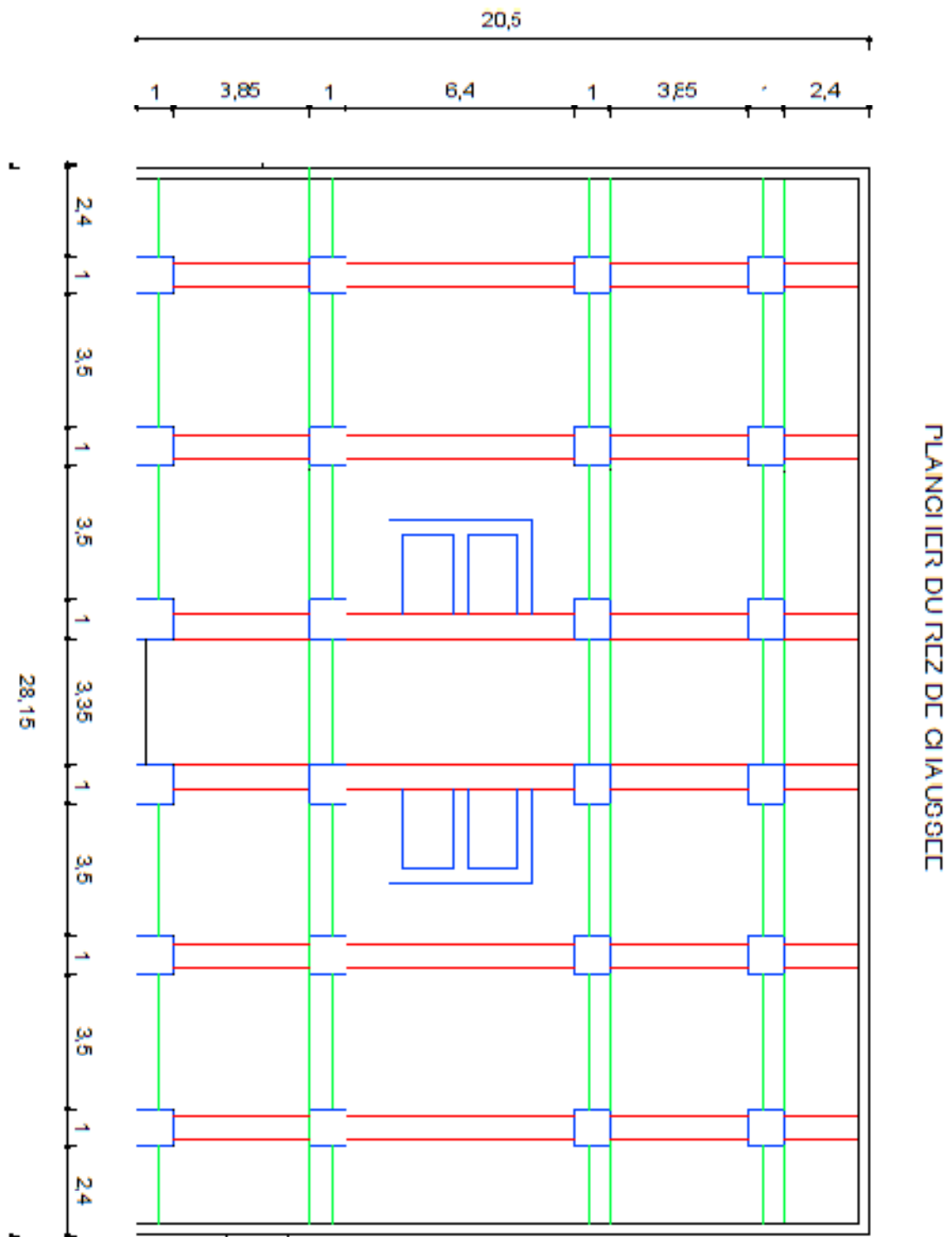


Figure III.5 : Vue en plan du plancher du rez-de-chaussée des deux tours. Le rouge représente les poutres transversale , le bleu représente les poteux et les voiles et le vert représente les poutres longitudinale.

III.3. Modélisation de la structure

Le modèle de la structure est réalisé à l'aide du logiciel de calcul en éléments finis ROBOT MILLENIUM STRCUTURAL ANALYSIS 2009.

Les poutres et les poteaux sont modélisés en éléments barres (frame éléments) tandis que les planchers et le noyau le sont en éléments coques (Shell éléments).

La structure a été modélisée en utilisant 1310 éléments barres et 243 éléments coques. Le modèle comprend 8059 nœuds (Figure III.6).

La structure est supposée parfaitement encastree au niveau du sol.

Le seul matériau utilisé dans notre modélisation est le béton. Pour manque d'information sur la qualité et les paramètres qui caractérise le béton utilisé lors de la construction des deux tours, nous avons utilisée les paramètres mécaniques définis généralement pour un tel matériau, qui sont définit comme suit :

- Module d'élasticité linéaire : $E=32000$ MPa ;
- Coefficient de poisson : $\nu=0.2$;
- Masse volumique : $\rho= 24.5$ KN/m³ ;

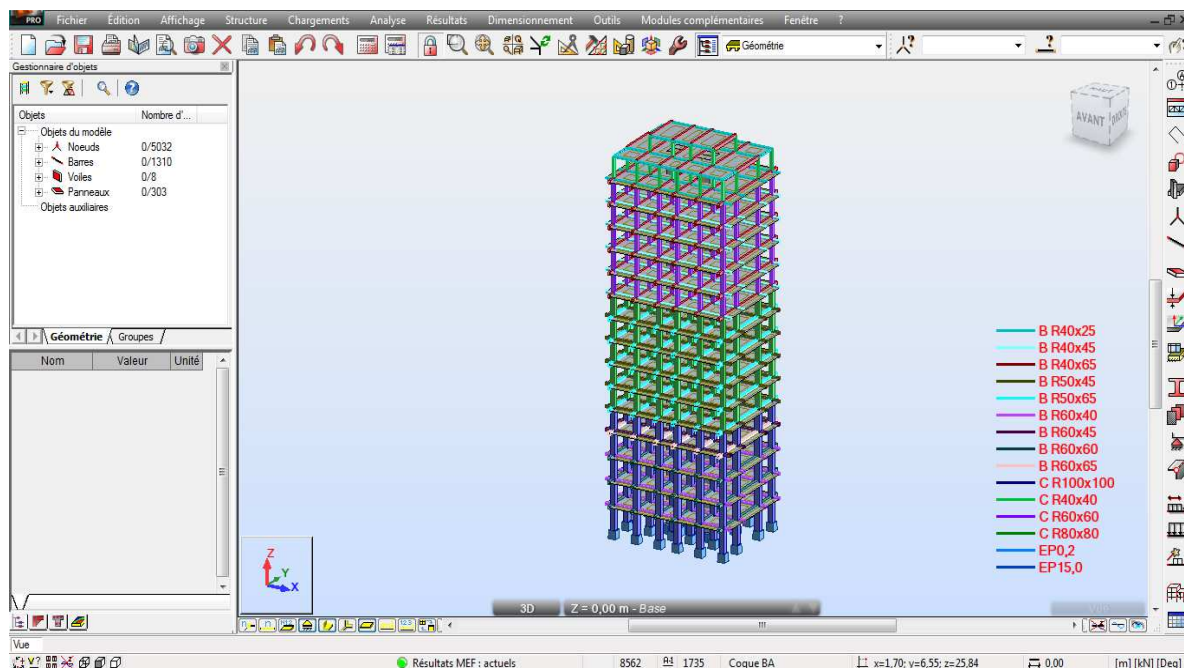


Figure III.6 : Modèle tridimensionnel en éléments finis des deux tours réalisé par le logiciel ROBOT MILLENIUM STRCUTURAL ANALYSIS 2009.

III.4. Résultats de l'analyse modale

L'extraction des quinze modes sont donnée dans le tableau III.1. Avec les périodes et les fréquences propres associées.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,55	1,8	66,66	0	66,66	0
2	0,73	1,37	0,01	0	66,67	0
3	0,76	1,31	0	67,51	66,67	67,51
4	1,62	0,62	14,23	0	80,9	67,51
5	1,92	0,52	0,02	0,01	80,92	67,52
6	2,11	0,47	0	16,17	80,92	83,69
7	3,16	0,32	5,97	0	86,89	83,69
8	3,31	0,3	0,14	0,01	87,02	83,7
9	3,66	0,27	0	5,17	87,02	88,87
10	4,58	0,22	0,03	0	87,05	88,87
11	4,94	0,2	0	1,64	87,05	90,52
12	5,02	0,2	3,02	0	90,07	90,52

Tableau III.1: Fréquences et périodes modales. Avec x : direction longitudinale y : direction transversale

L'analyse modale de notre modèle montre que qu'il a une fréquence fondamentale de 0,55 Hz, et l'extraction des 12 modes montre qu'ils couvrent la gamme de fréquence de 0,55 à 5.02Hz. Finalement, on peut dire que la masse atteint les 90% de la masse totale de l'ouvrage modélisé au bout de 12 modes.

Les trois premiers modes de translation de la structure modélisée sont répertoriés dans le tableau III.2 ci-dessous:

	Mode 1(Hz)	Mode 2(Hz)	Mode 3(Hz)
Direction longitudinale	0.55	1.62	3.16
Direction transversale	0.76	2.11	3.66

Les figures III.7, III.8 et III.9, représentent le comportement de la structure selon les trois premiers modes principaux de translations dans la direction longitudinales. Dans la direction transversale ils sont représentés par les figures III.10, III.11 et III.12.

a) Comportement de la structure dans la direction longitudinale

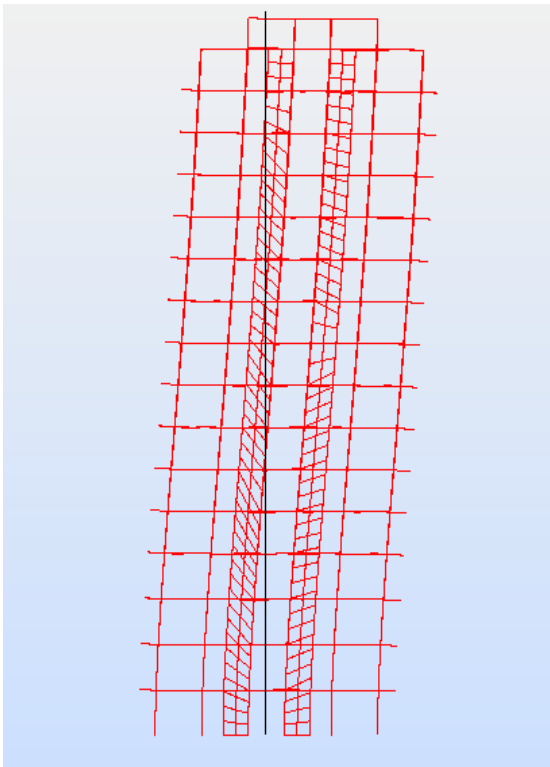


Figure III.7: Comportement de la structure selon le premier mode. Avec une fréquence $f=0.55$ Hz

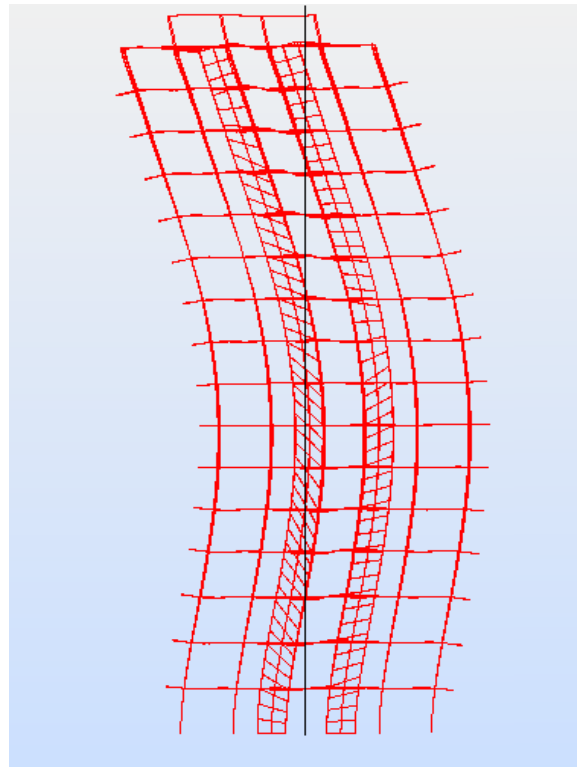


Figure III.8 : Comportement de la structure selon le deuxième mode. Avec une fréquence $f=1.62$ Hz

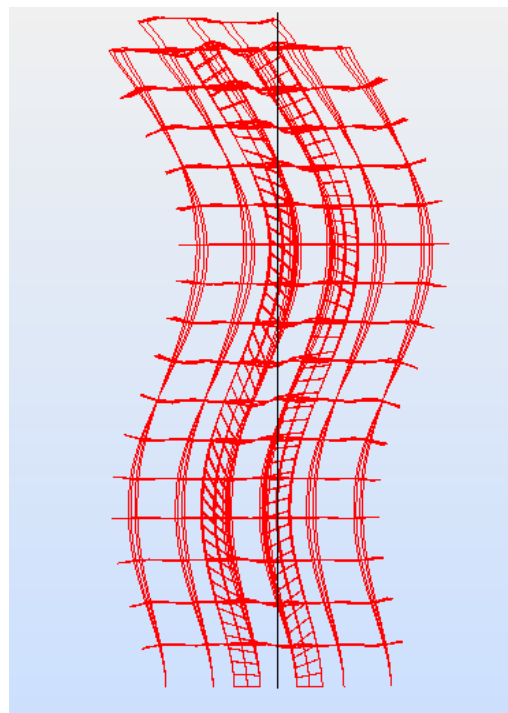


Figure III.9 : Comportement de la structure selon le troisième mode. Avec une fréquence $f=3.16$ Hz.

b) Comportement de la structure dans la direction transversale

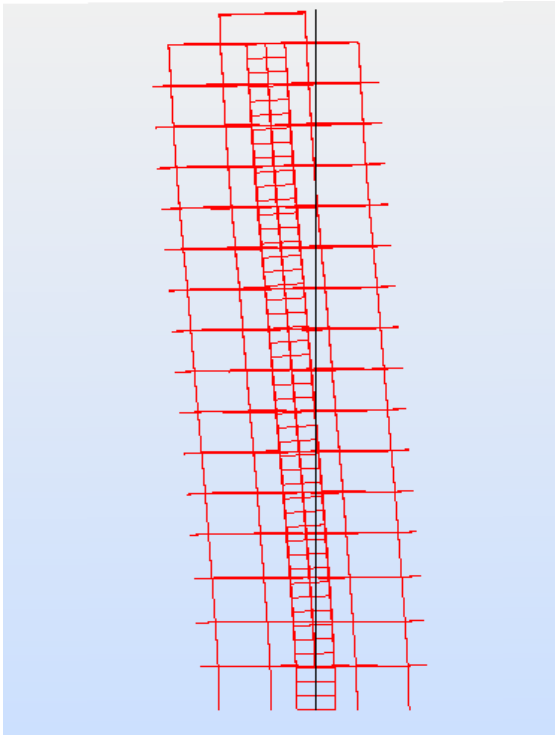


Figure III.10 : Comportement de la structure selon le premier mode. Avec une fréquence $f=0.76$ Hz

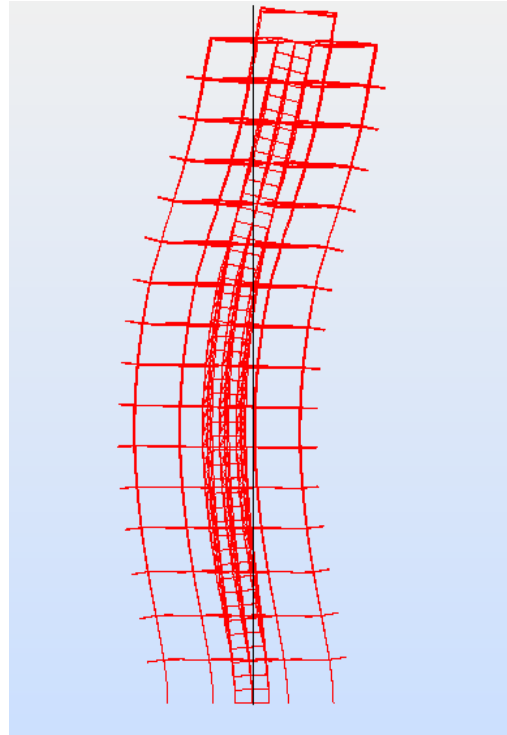


Figure III.11 : Comportement de la structure selon le deuxième mode. Avec une fréquence $f= 2.11$ Hz

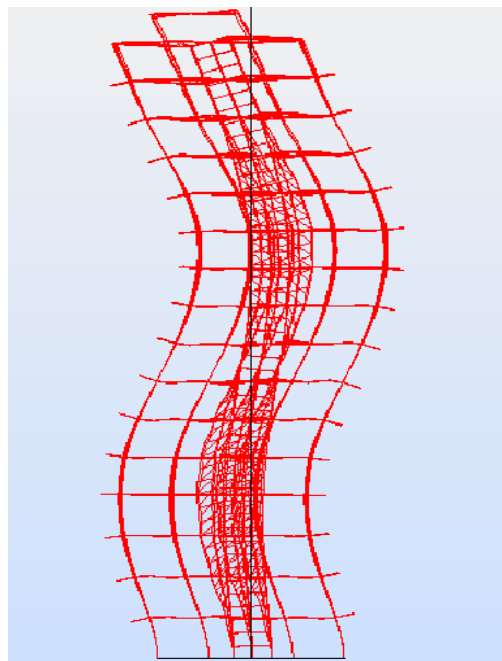


Figure III.12 : Comportement de la structure selon le troisième mode. Avec une fréquence $f= 3.66$ Hz

III.5. Conclusion

Le modèle tridimensionnel élaboré, qui prend en compte à la fois la rigidité de cisaillement due aux planchers et la rigidité de flexion due aux poteaux et au noyau central, permet de bien décrire le comportement dynamique des structures étudiées. Les trois premiers modes à la fois pour les fréquences et les déformées sont représentés.

CHAPITRE IV :

ANALYSE EXPERIMENTALE

Chapitre IV : Analyse expérimentale

IV.1. Introduction

Le fait d'avoir deux structures a priori 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 l'expérimentation effectuée, les fluctuations des fréquences et des amortissements mesurées et les déformées modale dans les deux tours sont analysées et comparées entre elles.

Les vibrations ambiantes des bâtiments sont dirigées par leurs caractéristiques physiques et donc modales. L'analyse modale d'enregistrements suffisamment longs de vibrations ambiantes permet donc de déterminer ces caractéristiques. A l'aide d'un enregistrement au sommet d'une structure, on peut déterminer ses modes propres (fréquences et amortissement) qui vont contrôler la réponse de la structure à un séisme mais seule la disposition de capteurs dans les étages permet de déterminer les déformées modales qui vont diriger la répartition de la charge sismique dans les étages.

Pour mesurer expérimentalement les caractéristiques dynamiques d'une structure celle-ci doit être en mouvement. Il existe deux types d'auscultation : Les auscultations sous sollicitations actives et sous sollicitations passives.

1. Les auscultations sous sollicitations actives :

Les trois principales méthodes sont : Les mesures avec un excitateur harmonique, les mesures sous lâchers et les mesures sous chocs. Comme ces méthodes ont l'avantage de permettre le contrôle des paramètres de l'excitation (Energie, fréquence, etc.) ils ont plusieurs désavantages, tels que le cout élevé, les contraintes instrumentales des dispositifs, et l'endommagement probable des structures contrôlées font qu'elles ne sont utilisées que pour une étude particulière appliquée à une seule structure.

2. Les auscultations sous sollicitations passives.

Comme leur nom l'indique ces sollicitations ne sont pas générées volontairement comme par exemple les séismes ou les vents violents. Cependant, dans ce cas la on dépend toujours de leurs mode d'apparitions, ce qui n'est pas évident dans le cas d'une étude préventif. Ces pour cela des développements récents proposent d'utiliser le bruit de fond ambiant comme sollicitation passive qui permet de s'affranchir aux problèmes posé par les autres méthodes limitée par le nombre des sources, la puissance de ces sources ainsi que la fréquence d'occurrence de ces évènements enregistrables.

IV.2. Analyse par la méthode de bruit de fond structure

Le bruit de fond est causé par des sollicitations d'origine naturelle ou anthropique. On peut citer les phénomènes météorologiques, pluie, vent, les marées, le trafic automobile etc. Ces toutes sollicitation, autre qu'un séisme, qui génère des vibrations dans le sol.

Différents travaux montrent que le comportement temporel et fréquentiel du bruit de fond varie en fonction de son origine, anthropique ou naturelle: l'amplitude du bruit urbain varie de manière journalière et hebdomadaire suivant l'activité humaine alors que le bruit d'origine naturelle a une autre périodicité (vagues, marées).

D'un point de vue fréquentiel, la limite des 1Hz est communément acceptée pour différencier les 2 types de bruits :

Fréquence	Origine du bruit
< 0.5 Hz	Conditions météorologiques et océaniques à grande échelle
~ 1Hz	Effet du vent et des conditions météorologiques régionales/locales
> 1Hz	Activités humaines

Tableau IV.1 : Origine du bruit en fonction de la fréquence

Pour cela nous avons choisis d'utiliser les réponses à des sollicitations par bruit de fond (vibrations ambiantes) dans cette partie. Ces sollicitations sont caractérisées par de très faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g) des sollicitations qui n'endommagent pas les structures qui se comportent dans le domaine élastique linéaire. De plus, les études dynamiques basées sur le bruit de fond sont rapides, simples, peu coûteuses et ne constituent pas de gêne pour les structures en service, et l'enregistrement de vibrations ambiantes à différents niveaux permet

une bonne identification dans le domaine élastique des fréquences et des amortissements (Dunand, 2005).

IV.3. Principe d'acquisition des données par la méthode bruit de fond structure

Le principe de la mesure consiste à enregistrer la réponse d'une structure à une sollicitation dynamique, pour pouvoir en déduire des informations sur son comportement dynamique. Cette sollicitation dynamique s'identifie à des vibrations aléatoires (bruit de fond) qui sollicitent les structures. En mesurant leurs réponses à cette sollicitation malgré sa faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g), il est possible de déduire les caractéristiques dynamiques des structures dans le domaine des très petites déformations (comportement élastique linéaire).

L'essai consiste à disposer des capteurs sur la structure et à enregistrer suffisamment longtemps la réponse de la structure soumise au bruit de fond. Du fait de cette simplicité, il est ainsi possible d'analyser rapidement et sans dérangement des structures en service.

IV.3.1. Description du matériel

Le matériel utilisé se compose par :

1. Un capteur tri directionnel;
2. Une station d'enregistrement ;

IV.3.1.1. Le capteur

Le capteur utilisé pour la mesure du bruit de fond structure est un vélocimètre tri_composantes : 1 verticale et 2 horizontales (Nord-Sud et Est-Ouest). La fréquence propre de ces capteurs est de 0.5 Hertz (2 secondes) (Figure IV.1).

IV.3.1.2. La station d'acquisition

La station d'acquisition est du type *CityShark I* (Figure IV.1). Elle comprend

1. un amplificateur.
2. un numériseur.
3. un système horaire.
4. un système de stockage de l'information (carte flash).

Cette station d'une dizaine de kilogrammes peut enregistrer un signal en continu, avec une fréquence d'acquisition pouvant aller jusqu'à 500 Hertz. Différents gains numériques peuvent être utilisés de 2^0 à 2^{13} . Et les données sont stockées sur des cartes flash.



Figure IV.1 : Matériel d'acquisition des mesures de bruit de fond structure. À droite : la station CitysharkI à gauche ; .le capteur vélocimètre 2s.

IV.3.2. Expérimentation

Nous avons réalisés nos mesures de bruit de fond structure le 11 et le 12 avril 2012. Le premier jour, nous avons expérimentés la tour occupée par le ministère du commerce et le deuxième jour la tour inoccupée.

Simultanément, des enregistrements de bruit de fond d'une durée de 15 minutes ont été extraits au cours de cette instrumentation. La fréquence d'échantillonnage a été fixée à 200 Hertz. Les enregistrements ont été réalisés pour un étage sur deux, commençant par le toit jusqu'au rez-de-chaussée. Nous avons réalisé 18 mesures pour les deux tours, neuf pour chacune.

Pour toutes les mesures nous avons positionné le capteur au milieu du bloc de la cage d'ascenseur, qui représente le centre de la structure (Figure IV.2). Afin d'éviter l'interférence des modes de torsion. (Figure IV.3)

IV.3.3. Détermination des spectres à partir des enregistrements

Le bruit de fond est une sollicitation aléatoire, et l'analyse de la réponse dynamique de l'ouvrage à cette sollicitation consiste à calculer les spectres de Fourier sur plusieurs fenêtres

du signal de la réponse et à les moyenner en calculant leur écart type. Cependant, toutes les fenêtres du signal ne peuvent pas être utilisées car le bruit de fond est une sollicitation qui provient de l'activité ambiante autour de la structure étudiée. Pour pouvoir être utilisées dans l'analyse dynamique, il est nécessaire qu'elles représentent un bruit blanc, au moins dans la plage de fréquences des structures de génie civil.

Pour cela, les signaux, ont été traités de la manière suivante : calcul des amplitudes spectrales (avec le logiciel *geopsy*) : sélection des fenêtres stationnaires (Figure IV.4), qui repose sur la comparaison de moyennes du signal calculées sur deux durées différentes : une moyenne de courte durée *STA* (Short Time Average) de l'ordre de la seconde, dont la valeur est sensible aux variations d'amplitudes et une moyenne de longue durée *LTA* (Long Time Average) de l'ordre de 20 à 30 secondes dont la valeur est peu sensible aux variations d'amplitude.

Dans notre calcul nous avons pris ($Lta=25s$, $Sta, 1 s$, $\min Sta/ Lta =0.5$, $\max Sta/ Lta =2$), longueur des fenêtres = 25s en utilisant un algorithme de type anti-trigger, lissage des spectres (Konno et Ohmachi, $b=40$) et une apodisation de 5% de type cosinus est appliquée de chaque côté des fenêtres sélectionnées. Ensuite, on applique une FFT sur ces fenêtres pour obtenir les amplitudes spectrales sur chacune des composantes (longitudinale, transversale et verticale). La dernière étape est le calcul des spectres moyens à partir des spectres calculés pour chaque fenêtre pour les trois composantes. (Figure IV.5)

Les transformées de Fourier des signaux enregistrés permettent de déterminer les fréquences propres de l'ouvrage qui sont extraites, par simple repérage des pics correspondant aux maxima des réponses. L'ensemble des enregistrements recueillis est analysé à l'aide du logiciel Geopsy [Version 2.7.4, 2011].

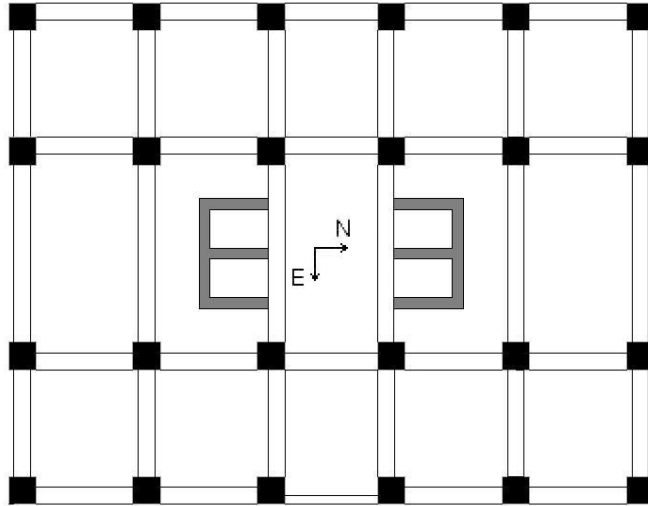


Figure IV.2 : Schéma descriptif de la position et de l'orientation du capteur, pour les essais réalisés au niveau des différents planchers. Vue en plan.

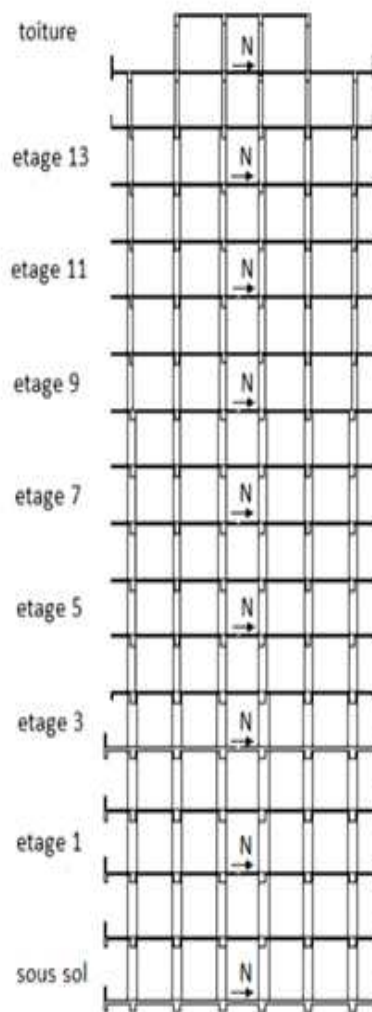


Figure IV.3 : Schéma descriptifs des positions des différents essais pour les deux tours

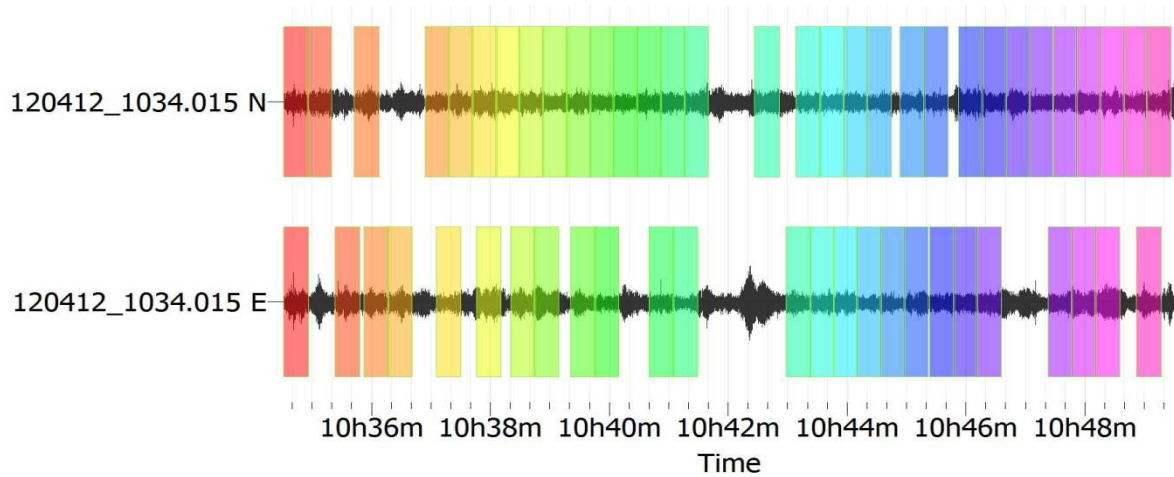


Figure IV.4 : Enregistrement du bruit de fond structures du 7^{ème} étage de la tour inoccupée. Dans les directions Longitudinale et Transversale, les plages colorées représentent les fenêtres stationnaire sélectionnée par le critère STA /LTA

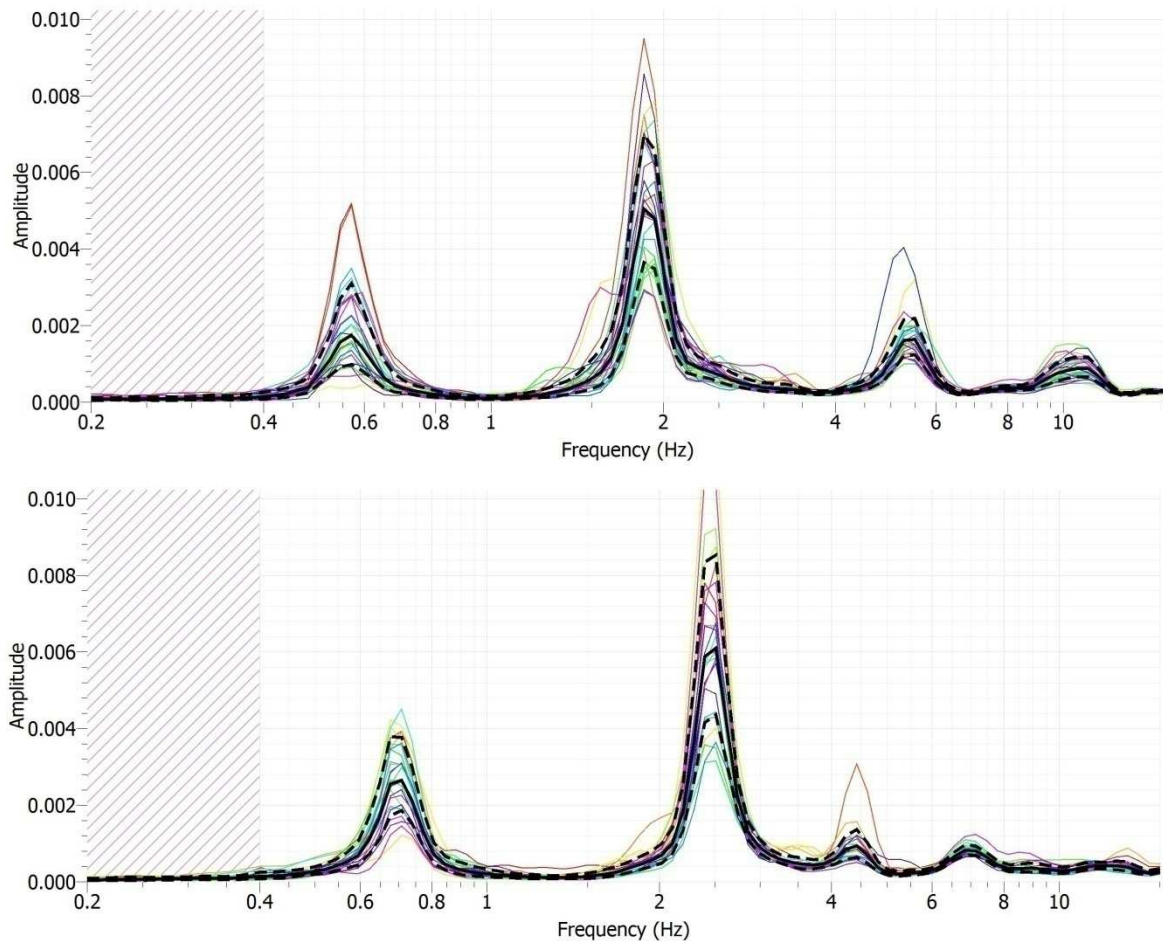


Figure IV.5 : Exemple du spectre d'amplitude calculé. Les courbes en noir correspondent à l'amplitude spectrale (trait plein) et l'écart-type (traits pointillés).

IV. 4. Résultats de l'analyse modale

IV.4.1. Fréquences modales expérimentales

Un total de 6 modes de vibration a été identifié, trois suivant la direction longitudinale et trois suivant la direction transversale pour chaque tour a partir des enregistrements de bruit de fond dans la gamme de fréquence de 0-5 hertz.

Les principales fréquences caractéristiques mesurées sur les deux ouvrages sont consignées dans les deux tableaux IV.2 et IV.3.

Tableau IV.2 : Les fréquences propres des modes principaux de la tour 1

Direction	Mode principale	Fréquence (Hz)
Long	1	0.73
	2	2.34
	3	4.07
Trans	1	0.73
	2	2.60
	3	4.80

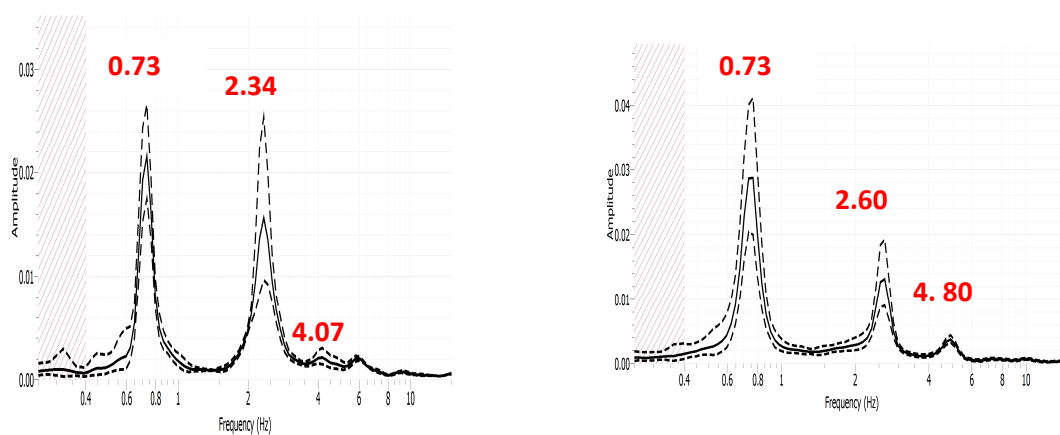


Figure IV. 6 : Les trois modes principaux identifiés par le spectre d'amplitude de la première tour. A droite suivant la direction transversale. A gauche suivant la direction longitudinale.

Tableau IV.3 : Les fréquences propres des modes principaux de la tour 2

Direction	Mode principale	Fréquence (Hz)
Long	1	0.57
	2	1.85
	3	3.40
Trans	1	0.70
	2	2.51
	3	4.42

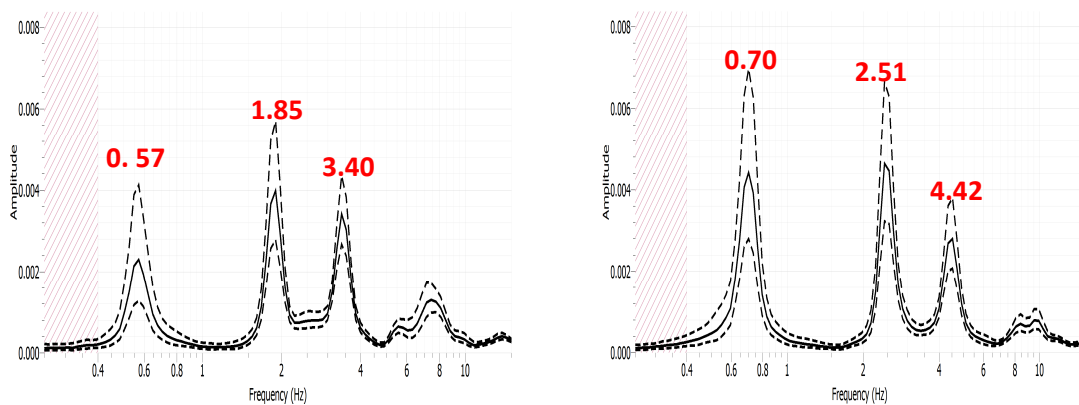


Figure IV. 7 : Les trois modes principaux identifiés par le spectre d'amplitude de la deuxième tour. A droite suivant la direction transversale. A gauche suivant la direction longitudinale.

Ces caractéristiques dynamiques déterminées expérimentalement peuvent être employées à l'avenir pour étalonner un modèle numérique en éléments finis ou pour la surveillance à long terme de la structure.

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 deux tours 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.

IV. 4.2. Estimation des coefficients d'amortissement

L'analyse par la méthode du décrétement aléatoire (Delome et al.,1990) pour l'estimation de la valeur du coefficient d'amortissement des modes propres des deux tours a été utilisée ; elle permet d'évaluer l'amortissement par observation de la réponse de la structure de la tour à partir d'enregistrements de bruit de fond.

IV.4.2.1. Détermination de l'amortissement

L'amortissement est la capacité d'une structure à dissiper l'énergie lors de son mouvement. Il dépend des matériaux constituant la structure et des liaisons entre ses différents composants. Ce phénomène est principalement dû aux frottements internes des matériaux ainsi qu'aux frottements aux liaisons entre les différents éléments des structures.

Il est important de noter que l'amortissement dépend non seulement du système structural mais aussi des éléments non structuraux dont les déformations et les frottements internes peuvent contribuer significativement à la dissipation de l'énergie.

IV.4.2.2. Problèmes de l'amortissement

Pour avoir le comportement exact d'une structure il est important de déterminer son amortissement réel sous influence de sollicitations externes.

Cette influence sur l'amplitude maximale des sollicitations, dépend de la nature de ces sollicitations ; Elle est très grande pour des sollicitations harmoniques, moyenne pour des sollicitations aléatoires, et faibles pour des chocs ou pour des séismes.

Le coefficient d'amortissement calculé avec la méthode des vibrations ambiantes est mesuré sous des amplitudes très faibles, ainsi on obtient des valeurs d'amortissement sous estimées, cela est dû au comportement élastique de la structure lors de son excitation sous faibles sollicitations.

Naturellement de grandes sollicitations donneraient des résultats beaucoup plus proches de la réalité. Mais cela impliquerai une importante dégradation de la structure qui devra travailler dans le domaine plastique.

Les valeurs des amortissements obtenues en utilisant les petites sollicitations sont de l'ordre de 1% elles sont très inférieures aux valeurs standards cité dans le règlement parasismique algérien qui sont de l'ordre de 5% à 7%,

Il faut noter qu'il est très difficile d'obtenir des évaluations significatives de l'amortissement en utilisant les vibrations ambiantes. Ceci est dû à la nature non stationnaire des vibrations ainsi qu'à leurs très faibles amplitudes.

IV.4.2.3. La méthode du décrétement aléatoire

La méthode du décrétement aléatoire est basée sur le fait qu'il est possible de décomposer la réponse d'un oscillateur subissant une sollicitation aléatoire en deux parties. La première correspond à la réponse impulsionnelle du système et la deuxième à la réponse forcée à la sollicitation aléatoire.

Le but de cette méthode est de rendre la composante aléatoire de l'enregistrement négligeable devant la réponse impulsionnelle en sommant un grand nombre de fenêtres du signal qui ont les mêmes conditions initiales. Puis, à partir de la réponse impulsionnelle on peut déduire la pulsation ω_0 et le coefficient d'amortissement ξ .

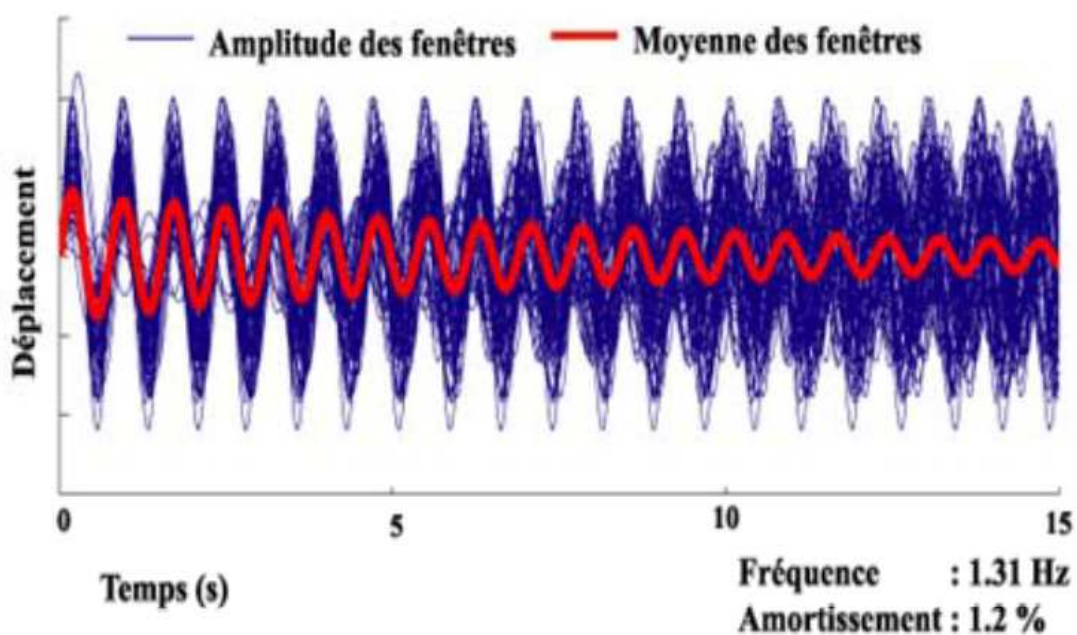


Figure IV.8: Accumulation de 70 fenêtres à partir de t_0 (Tour ARPEJ — enregistrement M.N. Farsi, 1996).

Le filtrage du signal autour d'un mode particulier est nécessaire avant le traitement pour éviter que les caractéristiques de plusieurs modes se mélangent et qu'on ne puisse pas observer de réponse impulsionnelle. Le filtre Butterworth permet de séparer les différents modes et de déterminer le coefficient d'amortissement de chacun.

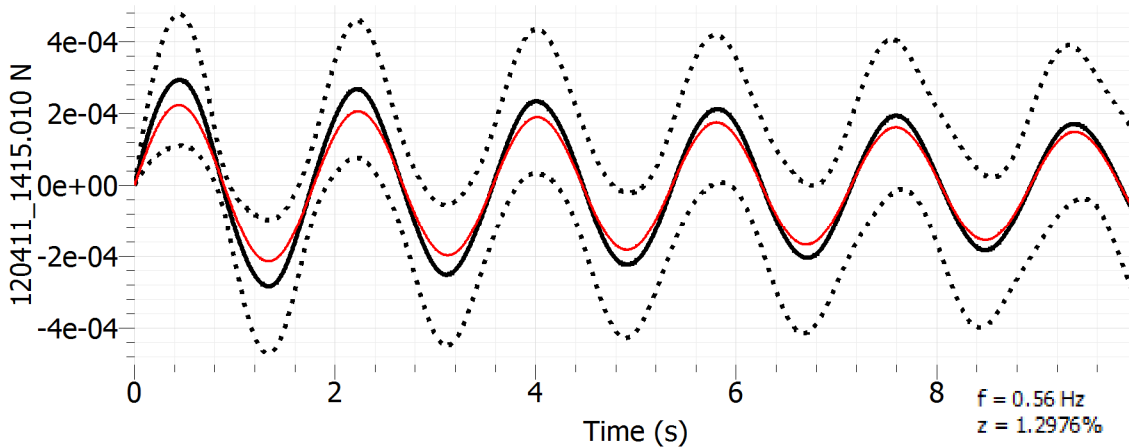


Figure IV.9 : Valeurs du coefficient d'amortissement et de la fréquence fondamentale de la tour 1 dans la direction Longitudinale mesurées sur le toit : $f=0.56$ Hz et $\xi=1.29$ %

IV. 4.3. Représentation des déformés modale

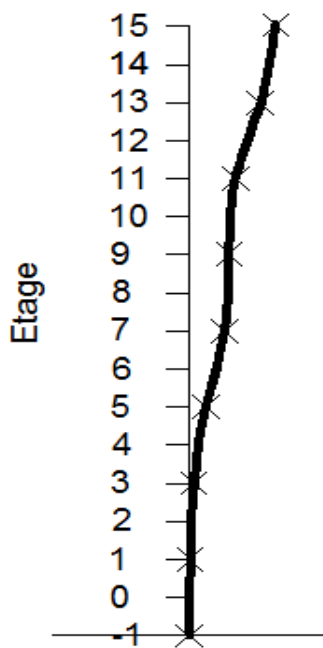
La déformée modale permet, quant à elle, de déterminer comment se répartit la sollicitation dans la structure. Housner et Brady (1963) écrivent: « Malgré les diverses difficultés associées au calculs utilisant la période, il n'empêche que la période de vibration naturelle est le paramètre fournissant le plus d'information sur la structure interne d'un bâtiment. [. . .] Il convient de noter, toutefois, que la période de vibration n'est pas toujours un bon indicateur des forces de cisaillement développées lors d'un séisme. Deux structures ayant la même distribution de masse et de la même période fondamentale peuvent éprouver des forces de cisaillement de grandeurs sensiblement différentes si les structures internes (formes des modes) sont différentes. ».

Les déformées modales, qui reflètent la structure interne des bâtiments, indiquent la répartition du chargement sismique dans la structure. Même pour les structures régulières, le type de comportement va engendrer des différences dans les déformations subies par les étages.

Les déformées modales ont été tracées à l'aide des amplitudes mesurées dans les différents étages.

IV.4.3.1. Pour la première tour

a) Suivant la direction longitudinale « N »

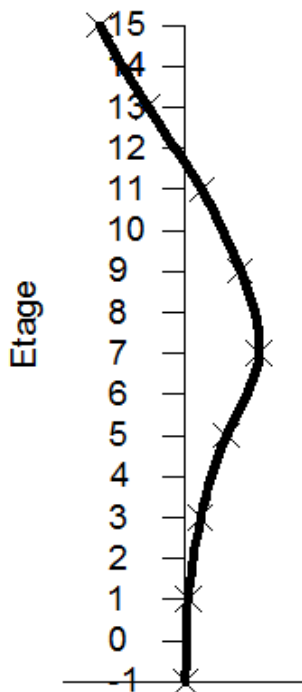


Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.10: Déformé modale de la première tour, selon le premier mode.

Étage	Amplitude	Amortissement
toit	31,5	0,72
13	26	0,73
11	17	0,76
9	14,6	0,69
7	12,9	0,69
5	6,14	0,74
3	1,75	0,72
1	0,5	1,1
sous-sol	0,15	8,58

Tableau IV.4 : Amplitudes et amortissements du mode 1. $f= 0.73$ Hz

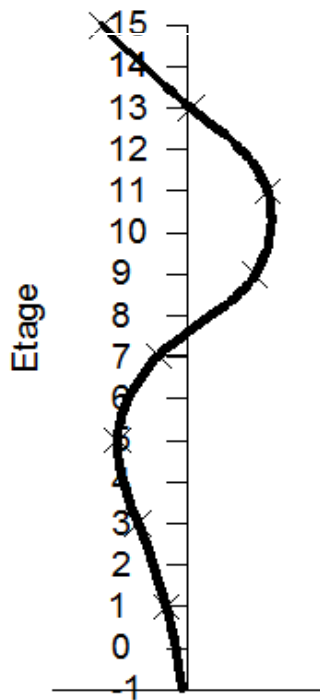


Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.11: Déformé modale de la première tour, selon le deuxième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	17,4	0,75
13	7,5	0,83
11	3,33	1,29
9	11,6	1,15
7	15,6	0,79
5	8,82	0,98
3	3,43	0,69
1	0,95	1
sous-sol	0,34	10.21

Tableau IV.5 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f=2,34$ Hz



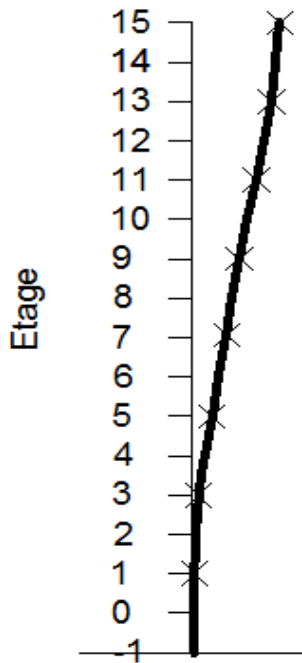
Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.12: Déformé modale de la première tour, selon le troisième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	6,3	1,36
13	0,2	1,88
11	5,9	1,63
9	5	1,43
7	1,7	1,01
5	5,2	1,83
3	3,69	1,47
1	1,23	1,91
sous-sol	0,3	6,14

Tableau IV.6: Amplitudes et amortissements du mode 3. $f = 4.07$ Hz

b) Suivant la direction transversale « E »

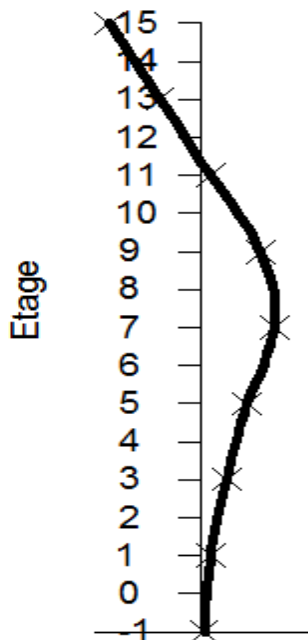


Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.13: Déformé modale de la première tour, selon le premier mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
Toit	39	0,85
13	35,2	0,71
11	20,3	1,14
9	21,1	0,97
7	15,6	0,82
5	8,89	1,03
3	3	0,79
1	1,03	0,67
sous-sol	0,2	3,33

Tableau IV.7 : Amplitudes et amortissements du mode 1. $f=0.73$ Hz

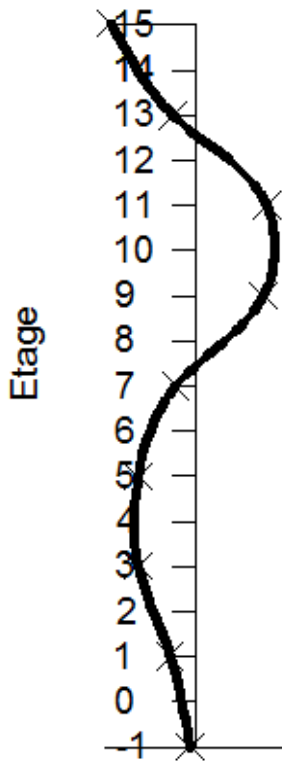


Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.14: Déformé modale de la première tour, selon le deuxième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	21,6	0,96
13	9,7	0,77
11	3	0,94
9	13,8	0,74
7	17,1	1,02
5	10,7	0,62
3	5,9	0,83
1	2,25	0,58
sous-sol	0,42	2,58

Tableau IV.8 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f=2.60$ Hz



Amplitude du mouvement horizontal

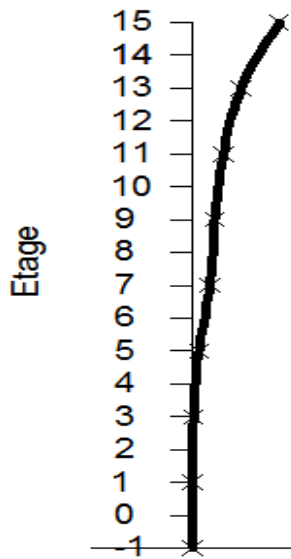
Figure IV.15: Déformé modale de la première tour, selon le troisième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	4,7	1,09
13	1,2	0,79
11	4	1,94
9	3,8	1,65
7	1,1	0,99
5	3,11	1,87
3	3,21	1,88
1	1,42	1,95
sous-sol	0,3	7,04

Tableau IV.9 : Amplitudes et amortissements du mode 3. $f = 4.80$ Hz

IV.4.3.2. Pour la deuxième tour

a) Suivant la direction longitudinale « N »

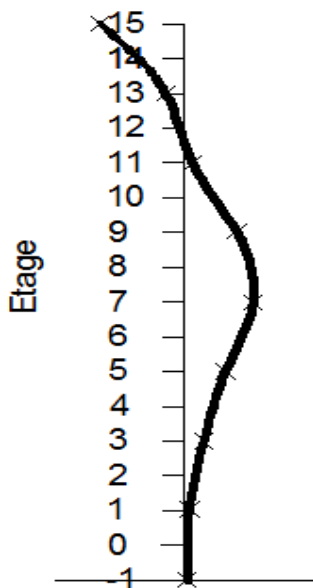


Etage	Amplitude	Amortissement
Toit	8,67	1,28
13	2,58	0,38
11	3,16	0,59
9	2,26	0,82
7	1,80	0,67
5	0,68	0,39
3	0,15	0,42
1	0,05	0,98
sous-sol	0,02	20,26

Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.16: Déformé modale de la deuxième tour, selon le premier mode.

Tableau IV.10 : Amplitudes et amortissements du mode 1. $f=0.57$ Hz

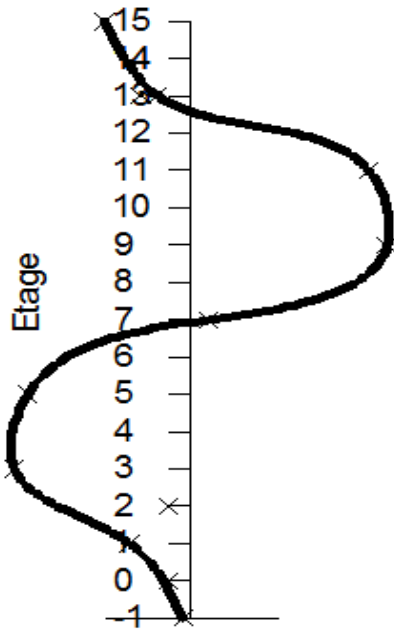


Etage	Amplitude	Amortissement
Toit	6,53	0,71
13	1,47	1,49
11	0,59	0,54
9	4,01	0,75
7	5,29	1,22
5	3,16	0,84
3	1,50	4,09
1	0,37	0,608
sous-sol	0,06	25,92

Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.17: Déformé modale de la deuxième tour, selon le deuxième mode.

Tableau IV.11 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f=1.85$ Hz



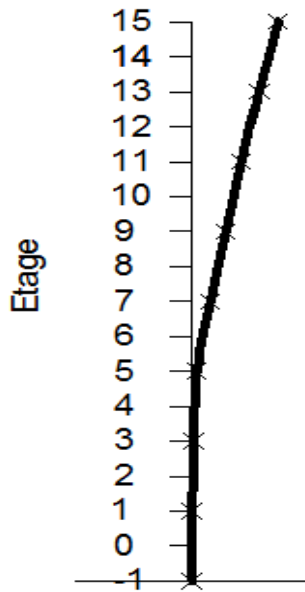
Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.18: Déformé modale de la deuxième tour, selon le troisième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
Toit	1,50	1,06
13	0,58	0,66
11	3,13	0,54
9	3,45	0,49
7	0,33	0,61
5	2,85	0,51
3	3,09	0,62
1	1,08	0,55
sous-sol	0,08	9,47

Tableau IV.12 : Amplitudes et amortissements du mode 3. $f = 3.40$ Hz

b) Suivant la direction transversale « E »

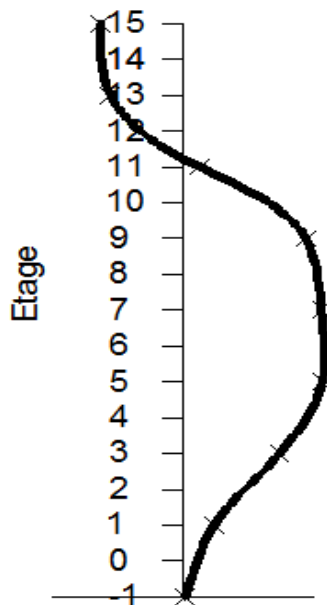


Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.19: Déformé modale de la deuxième tour, selon le premier mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	11,25	0,45
13	3,71	0,24
11	6,49	0,23
9	4,49	0,35
7	2,48	0,35
5	0,74	0,52
3	0,33	0,52
1	0,10	0,37
sous-sol	0,05	8.64

Tableau IV.13 : Amplitude et amortissement du mode 1. $f=0.70\text{Hz}$

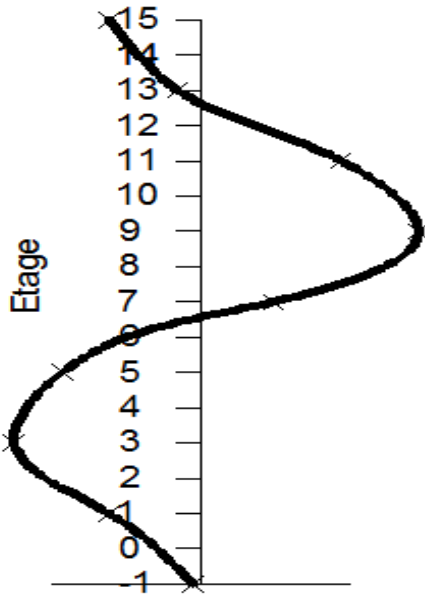


Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.20: Déformé modale de la deuxième tour, selon le deuxième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	3,15	0.37
13	2,81	0,28
11	0,64	0,68
9	4,7	0,33
7	6,97	0,47
5	5,33	0,39
3	3,70	0,45
1	1,21	0,37
sous-sol	0,09	10.49

Tableau IV.14 : Amplitudes et amortissements du mode 2. $f =2.51 \text{ Hz}$



Amplitude du mouvement horizontal

Figure IV.21: Déformé modale de la deuxième tour, selon le troisième mode.

Etage	Amplitude	Amortissement
toit	1,21	1,02
13	0,29	0,32
11	1,88	1,51
9	2,91	1,06
7	0,97	0,46
5	1,84	0,73
3	2,49	1,21
1	1,22	1,31
sous-sol	0,10	8.55

Tableau IV.15 : Amplitudes et amortissements du mode 3. $f = 4.42$ Hz

IV. 5. Conclusion

En conclusion, l'étude des fréquences et des déformées propres des premiers modes des deux tours est très instructive. Elle permet de mieux comprendre le comportement dynamique des structures.

Les déformées modales obtenues expérimentalement correspondent pratiquement à celles prévues par le modèle numérique, ce qui confirme que les résultats obtenus par l'analyse expérimentale sont fiables. Cependant les valeurs de l'amortissement varient d'un étage à un autre ce qui est contraire à la théorie d'ailleurs tout les spécialistes s'accordent pour dire que c'est un paramètre très difficile à déterminer, une solution consiste à calculer une moyenne des amortissements mesurés.

Cette étude des caractéristiques dynamiques expérimentales des deux tours est une source d'informations précieuses car elle permet d'une part de quantifier la rigidité et la régularité des structures et, d'autre part, d'accéder à la structure interne des bâtiments sans les détruire pour mieux comprendre leur fonctionnement dynamique. En comparaison des calculs théoriques, l'expérimentation permet d'intégrer la qualité des matériaux, le vieillissement, l'effet des éléments non-structuraux, celui du sol...etc. qui sont difficiles à estimer.

CHAPITRE V :

INTERPRETATION ET
COMPARAISON DES RESULTATS

Chapitre V :

Interprétation et comparaison des résultats

V.1. Introduction

La première partie consiste à comparer et interpréter les résultats obtenus dans les deux chapitres précédents. Les effets du vent et le remplissage en maçonnerie sur les résultats seront étudiés en comparant les résultats des deux tours. Par la suite, on va faire une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus numériquement et empiriquement par les formules du RPA 99 permettra d'évaluer les fiabilités de ces derniers.

V.2. Synthèse des résultats de l'analyse expérimentale

Les fréquences modales expérimentales des deux tours, suivant les deux directions, longitudinale et transversale, sont récapitulées dans le tableau V.1.

L'utilisation des vibrations ambiantes dans deux structures a priori identiques permet de distinguer certaines différences de rigidité qui peuvent correspondre à des différences de conception, 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, qui peut même à courte distance introduire des différences de comportement.

Direction	Mode	F_{tour 1}(Hz)	F_{tour 2}(Hz)	F_{tour 1} /f_{tour 2}
Long	1	0.73	0.57	1.28
	2	2.34	1.85	1.26
	3	4.07	3.40	1.20
Trans	1	0.73	0.70	1.04
	2	2.60	2.51	1.04
	3	4.80	4.42	1.09

Tableau V.1 : fréquences modale expérimentale

Tour 1 : Tour avec remplissage en maçonnerie

Tour 2 : Tour sans remplissage

On remarque une différence considérable dans les valeurs de la fréquence, et donc de la rigidité entre les structures. Cette augmentation est l'ordre de 25 % dans la direction longitudinale, elle est moindre suivant la direction Transversale où elle est de l'ordre de 5 %. On en conclut que le remplissage en maçonnerie confère à la tour 1 une rigidité importante, surtout dans la direction longitudinale.

Sur la figure V.1, on observe la différence de l'amplitude spectrale pour les trois modes, entre les mesures effectuées le premier et le deuxième jour. Ces variations semblent être essentiellement d'origine extérieure, dues principalement aux conditions climatiques.

Les conditions climatiques lors des enregistrements dans la première et la deuxième tour ne sont pas identiques le premier jour est caractérisé par un vent fort, contrairement à la deuxième journée où le vent fut beaucoup plus faible.

La présence du vent rend l'amplitude spectrale des premiers modes nettement plus importante par rapport aux autres modes supérieurs. L'étude de Crawford et Ward (1964) confirme, ces observations. Un vent fort excite principalement les premiers modes contrairement à un faible vent, qui excite tous les modes de manière égale.

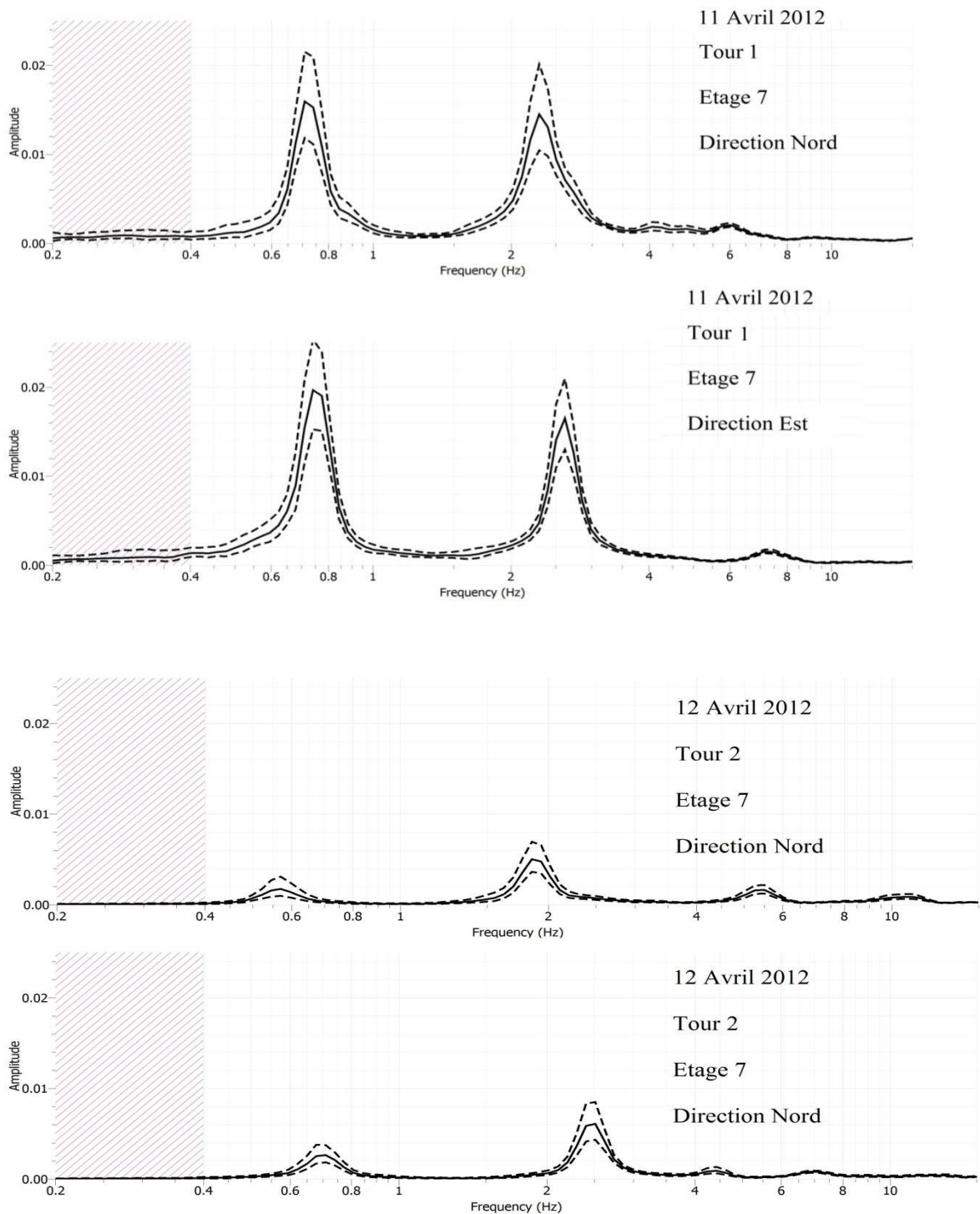


Figure V.1 : Transformée de Fourier des fluctuations de la fréquence modale par rapport aux conditions climatique lors des mesures sur les deux tours. En haut ; spectre de la première tour dans des conditions climatique défavorable, en bas : spectre de la deuxième tour dans des conditions plus favorable.

Ces différences des amplitudes, observées sur les deux bâtiments, permettent de supposer qu'elles sont dues à une origine extérieure, parce qu'autrement, chaque bâtiment aurait eu des variations d'amplitudes propres à lui-même et différentes de l'autre. On a donc deux structures identiques, d'un point de vue architectural, pouvant présenter une différence au niveau des valeurs de fréquences propres dues probablement aux remplissages en maçonnerie. 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.

V.3. Comparaison des résultats mesurés avec ceux du modèle en élément finis

Comme nous avons vu dans le chapitre IV, les vibrations ambiantes des bâtiments sont dirigées par leurs caractéristiques physiques et donc modales. L'analyse modale d'enregistrements suffisamment longs de vibrations ambiantes permet donc de déterminer ces caractéristiques dynamiques.

Cela nous permettra d'évaluer et de vérifier la fiabilité de notre modèle tridimensionnel. (Voir chapitre III) Les fréquences propres mesurées expérimentalement sont comparées aux valeurs calculées numériquement et sont données dans le tableau ci-après.

Les fréquences calculées numériquement sont proches des fréquences mesurées dans la tour 2 (différence moyenne de 10 %) par contre elles sont significativement inférieures à celles mesurées dans la tour 1 (35 % en moyenne). Cela va dans le sens de la comparaison précédente et confirme l'ordre de grandeur de l'augmentation de la rigidité par le remplissage en maçonnerie.

Dans les directions longitudinale et transversale, les valeurs calculées numériquement à l'aide du modèle 3-D en éléments finis sont relativement comparables à celles mesurées expérimentalement pour les trois premiers modes de la deuxième tour. Et même pour la première tour, les valeurs du premier mode calculées numériquement sont relativement comparables. Cependant, dans la direction longitudinale et Transversale pour la première tour, le modèle en élément finis s'avère moins rigide, le remplissage en maçonnerie n'a pas été modélisé et la présence des escaliers n'a pas été prise en considération. Par contre pour la deuxième tour, on a une bonne concordance entre les valeurs calculées et mesurées, à cause de l'absence du remplissage en maçonnerie dans la tour.

Tableau V.2 : Comparaison entre les fréquences mesurées et calculées pour la tour 1

Direction	Mode	F_{mes}(Hz)	F_{cal}(Hz)	F_{cal}/F_{mes}
Long	1	0.73	0.55	0,75
	2	2.34	1.62	0,69
	3	4.07	3.16	0,77
Trans	1	0.73	0.76	1,04
	2	2.60	2.11	0,81
	3	4.80	3.66	0,76

Tableau V.3 : Comparaison entre les fréquences mesurées et calculées pour la tour 2

Direction	Mode	F_{mes}(Hz)	F_{cal}(Hz)	F_{cal}/F_{mes}
Long	1	0,57	0,55	0,96
	2	1,85	1,62	0,87
	3	3,4	3,16	0,92
Trans	1	0,7	0,76	1,08
	2	2,51	2,11	0,84
	3	4,42	3,66	0,82

V.4. Comparaison entre les fréquences expérimentales et calculé par les formules empiriques du RPA99/Version 2003

Les fréquences fondamentales dans les deux directions principales sont calculées par les formules suivantes :

$$f_{\text{Long}} = \min (1/c_T H_N^{0.75} ; 1/0.09 h_N / \sqrt{D_{\text{Long}}}) \quad \text{et} \quad f_{\text{Trans}} = \min (1/c_T H_N^{0.75} ; 1/0.09 h_N / \sqrt{D_{\text{Trans}}})$$

On a :

$$f_{\text{Long}} = \min (1/0.05 * 69.64^{0.75} ; 1/0.09 * 69.64 / \sqrt{28.15})$$

et

$$f_{\text{Trans}} = \min (1/0.05 * 69.64^{0.75} ; 1/0.09 * 69.64 / \sqrt{22.9})$$

On aura :

$$f_{\text{Long}} = 0.83 \text{ Hz} \quad \text{et} \quad f_{\text{Trans}} = 0.76 \text{ Hz}$$

Les valeurs des fréquences expérimentales et estimées empiriquement pour les deux tours, suivant les deux directions sont récapitulées dans le tableau V.4

Tableau V.4 : fréquences mesurées et calculées par les formules empiriques pour les deux tours

Tour	Direction	F _{mes} (Hz)	F _{cal} (Hz)	F _{cal} /f _{mes}
Tour 1	Long	0.73	0.83	1,13
	Trans	0.73	0.73	1
Tour 2	Long	0.57	0.83	1,45
	Trans	0.70	0.73	1,04

Les fréquences obtenues par les formules empiriques sont parfaitement comparables aux valeurs expérimentales des deux tours suivant les deux directions. On dira que les formules empiriques données par le règlement parasismique RPA99/version 2003, sont bien adaptées pour le type de structures de tour étudié.

Les fréquences modales obtenues par les différentes méthodes de calculs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : les différentes valeurs des fréquences modales fondamentales obtenues.

Tour	Fréquences mesurées expérimentalement		Fréquences calculées analytiquement		Fréquences selon le RPA99	
	Direction		Direction		Direction	
	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans
1	0.73	0.73	0.55	0.76	0.83	0.76
2	0.57	0.70	0.55	0.76	0.83	0.76

On remarque que toutes les valeurs sont relativement comparables, cela signifie que le modèle 3D en élément finis, concorde avec l'état des deux structures, avec une différence pour la première tour, où le remplissage en maçonnerie n'a pas été pris en considération. On peut dire la même chose des formules empiriques du RPA99/Version2003 qui donnent des fréquences assez proches de la réalité.

V.5. Valeurs des coefficients d'amortissement

L'analyse par la méthode du décrétement aléatoire d'enregistrements de bruit de fond réalisés sur les deux tours nous a permis d'obtenir les fréquences et amortissements des modes de vibration de ces deux structure.

Les valeurs des coefficients d'amortissement modaux et les fréquences de vibrations des deux tours, sont consignées dans le tableau V.6.

Tableau V.6 : Fréquences modales et amortissements modaux

TOUR 1										
Etage	Direction	f_1	amp1	ξ_1	f_2	amp12	ξ_2	f_3	Amp3	ξ_3
Sous-sol	L	0,73	0,15	8,58	2,34	0,34	10,62	4,07	0,3	6,14
	T	0,73	0,2	3,33	2,64	0,42	2,58	4,79	0,3	7,04
1	L	0,73	0,5	1,1	2,38	0,95	1	4,06	1,23	1,91
	T	0,73	1,03	0,67	2,59	2,25	0,58	4,81	1,42	1,95
3	L	0,73	1,75	0,72	2,35	3,43	0,69	4,07	3,69	1,47
	T	0,73	3	0,79	2,6	5,9	0,83	4,8	3,21	1,88
5	L	0,73	6,14	0,74	2,34	8,82	0,98	4,07	5,2	1,83
	T	0,73	8,89	1,03	2,6	10,7	0,62	4,8	3,11	1,87
7	L	0,73	12,9	0,69	2,34	15,6	0,79	4,11	1,7	1,01
	T	0,73	15,6	0,82	2,6	17,1	1,02	4,8	1,1	0,99
9	L	0,73	14,6	0,69	2,34	11,6	1,15	4,07	5	1,43
	T	0,73	21,1	0,97	2,6	13,8	0,74	4,85	3,8	1,65
11	L	0,73	17	0,76	2,34	3,33	1,29	4,11	5,9	1,63
	T	0,73	20,3	1,14	2,55	3	0,94	4,85	4	1,94
13	L	0,73	26	0,73	2,29	7,5	0,83	4,11	0,2	1,88
	T	0,73	35,2	0,71	2,6	9,7	0,77	4,79	1,2	0,79
Toit	L	0,73	31,5	0,72	2,26	17,4	0,75	4,11	6,3	1,36
	T	0,73	39	0,85	2,6	21,6	0,96	4,79	4,7	1,09
TOUR 2										
Sous-sol	L	0,57	0,09	20,26	1,85	0,19	25,92	3,41	0,27	25,90
	T	0,71	0,16	13,48	2,51	0,29	20,64	4,42	0,32	17,78
1	L	0,57	0,05	0,98	1,85	0,37	0,61	3,41	1,08	0,55
	T	0,71	0,10	0,37	2,51	1,22	0,37	4,42	1,22	1,31
3	L	0,57	0,15	0,42	1,85	1,50	4,09	3,41	3,09	0,62
	T	0,71	0,33	0,52	2,51	3,70	0,45	4,42	2,49	1,21
5	L	0,57	0,68	0,39	1,85	3,16	0,84	3,41	2,85	0,51
	T	0,71	0,74	0,38	2,51	5,33	0,39	4,42	1,84	0,73
7	L	0,57	1,80	0,67	1,85	5,29	1,22	3,41	0,33	0,26
	T	0,71	2,48	0,35	2,51	6,98	0,47	4,42	0,97	0,46
9	L	0,57	2,26	0,82	1,85	4,01	0,75	3,41	3,45	0,49
	T	0,71	4,49	0,35	2,51	4,71	0,33	4,42	2,91	1,06
11	L	0,57	3,16	0,59	1,85	0,59	0,54	3,41	3,13	0,54
	T	0,71	6,49	0,23	2,51	0,74	0,68	4,42	1,88	1,51
13	L	0,57	2,58	0,38	1,85	1,47	1,49	3,41	0,58	0,66
	T	0,71	3,71	0,24	2,51	2,82	0,28	4,42	0,29	0,26
Toit	L	0,57	27,12	1,28	1,85	20,41	0,71	3,41	4,70	1,06
	T	0,71	35,16	0,76	2,51	9,85	0,63	4,42	3,81	1,02

Les amortissements mesurés dans les sous-sols ne sont pas pris en considération en effet leurs valeurs nettement supérieures aux autres indiquent qu'elles ont été influencés par le sol.

Pour la première tour, les valeurs d'amortissement varient entre 0,69 % et 1,91 % dans la direction longitudinale et entre 0,58 % et 1,95 % suivant la direction Transversale. Par ailleurs pour la deuxième tour, les coefficients d'amortissement mesurés sont entre 0,26 % et 1,28% dans la direction longitudinale et entre 0,23 % et 1,55 % dans la direction Transversale. Ces valeurs des coefficients d'amortissement mesurés sont très faibles par rapport aux valeurs utilisées dans les calculs pour les structures en béton 5% à 7%.

Il nécessaire de préciser que l'amortissement ne dépend que du mode de vibration et ne doit donc pas varier en fonction de l'étage du moins en théorie, cependant étant donné la difficulté pour le déterminer expérimentalement les valeurs diffèrent d'une mesure à une autre. Une solution consiste à moyenner les amortissements d'un mode donné mesurés dans les différents étages.

Par ailleurs, nous remarquons que les valeurs des fréquences obtenues par la méthode du décrétement aléatoire sont égales à celles des fréquences obtenues à partir du spectre de Fourier.

CHAPITRE VI :

CONCLUSIONS ET
RECOMMANDATIONS

Chapitre VI

Conclusions et recommandations

Les objectifs qui ont été fixés pour ce travail sont :

- Assimiler la méthodologie de caractérisation dynamique d'une structure de génie civil en utilisant la méthode d'auscultation sous vibrations ambiantes.
- Extraire les fréquences, les formes des modes propres associées ainsi que les amortissements de deux tours en utilisant la dite méthode.
- Modéliser ces mêmes structures et calculer leurs fréquences et déformées modales à l'aide d'un logiciel de calcul en éléments finis.
- Evaluer la fiabilité du logiciel en comparant les fréquences calculées à celles mesurées.
- Quantifier l'apport des murs en maçonnerie sur la rigidité totale du bâtiment.
- Etudier l'effet du vent sur les mesures des vibrations ambiantes.
- Comparer les fréquences mesurées à celles données par les formules du RPA99/Version 2003.

L'ensemble de ces objectifs ont été atteints et les résultats obtenus par les différentes méthodes sont cohérents.

Les enregistrements de vibrations ambiantes permettent de déterminer les paramètres intrinsèques du comportement dynamique des structures de manière peu coûteuse et relativement rapide.

L'utilisation du décrétement aléatoire, dans le domaine temporel, a permis de montrer leur efficacité a mesuré la fréquence et l'amortissement des bâtiments en utilisant des mesures de vibrations ambiantes. Le décrétement aléatoire s'avère efficace et robuste, notamment pour mesurer l'amortissement, avec des précisions permettant l'analyse physique de fluctuations fines.

Six modes de translations ainsi que leurs amortissements associés ont été extraits expérimentalement pour chaque tour.

Une comparaison des fréquences des deux tours (la tour 1 est caractérisée par un remplissage en maçonnerie contrairement à la tour 2) a permis de quantifier l'apport de la maçonnerie en termes de fréquence. Les fréquences de la tour 1 sont 25% supérieures à celles de la tour 2 dans la direction longitudinale contre 5% de plus seulement dans la direction transversale, cela est dû à la disposition des murs principalement selon la direction longitudinale.

Cependant il est important de noter que cette différence est seulement valable pour le cas des petites déformations, effectivement dans le cas d'un séisme important les dégâts causés au remplissage en maçonnerie rendraient sa rigidité négligeable [Dunand, 2005].

Les fréquences calculées à l'aide du logiciel ROBOT MILLENIUM STRCUTURAL ANALYSIS 2009, les valeurs des fréquences analytique sont inférieures à celles des fréquences mesurées (différence moyenne de 35%) pour la première tour. Par contre pour la deuxième tour la différence est de 10%. Avec seulement 10% de différence, que les résultats obtenus par la modélisation sont largement satisfaisants pour les calculs de bâtiments.

Les formules empiriques quant à elles surestiment les fréquences. En effet les fréquences données par ces formules sont en moyenne supérieures de 10% à celles mesurées, cette différence demeure toutefois acceptable.

L'effet du vent sur les mesures a aussi été étudié en comparant les amplitudes mesurées par temps venteux à celles mesurées par temps calme. Les fréquences et les amortissements des deux tours étudiées ont présenté des variations diurnes observables et révélées également grâce à la transformée de Fourier de leurs fluctuations. Les résultats obtenus confortent les conclusions de l'étude de Crawford et Ward (1964) à savoir qu'un vent fort excite principalement les modes fondamentaux alors qu'un vent faible excite tout les modes de manière égale.

Recommandations

Les conclusions tirées de ce travail amènent à émettre les recommandations suivantes :

- Réaliser des mesures de vibrations ambiantes pendant les différentes étapes de construction d'ouvrages pour estimer l'apport de chaque élément dans la rigidité totale, et ceci dans un nombre important d'ouvrages pour permettre une étude statistique.
- Réaliser un modèle numérique qui prend en considération l'effet Du remplissage en maçonnerie et des escaliers en se référant aux fréquences préalablement déterminées expérimentalement.
- Mener une large campagne de mesures de vibrations ambiantes dans les bâtiments algériens et corréler les fréquences obtenues afin de déterminer une formule empirique plus adaptée aux constructions nationales.
- Comparer les caractéristiques dynamiques obtenues sous vibrations ambiantes à celles obtenues sous vibrations forcées.

Bibliographie

Bercher.J.F., Signaux Aléatoires. Polycopie de cours, école supérieure d'ingénieurs en électrotechnique et électronique. 2001.

Carder.D.S., Earthquake investigations in California, 1934-1935, chapter 5 Vibration observations, pages 49–106. Number Spec. Publ. n201. U.S. Coast and Geodetic Survey, 1936.

Crawford.R., Ward.H.S., Determination of the Natural Periods of Buildings. Bulletin of the Seismological Society of American, 54(6A), p. 1743-1756, 1964.

Davison.C., Fusakichi Omori and his work on earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, 14(4):240–255, 1924.

Delome A., Kopff P and Andriambololona H., Identification expérimentale des paramètres modaux du barrage de Laparan et application d'une méthode de sensibilité pour le recalage d'un modèle Eléments Finis, Rapport EDF HP-51/89.132, D1-D7, Paris, 1990.

Dunand F., Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique, Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, 2005.

Farsi M.N., Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires.

Vulnérabilité du bâti existant, Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, France, 1996.

Farsi.M.N., BARD.P.Y., Estimation des périodes propres de bâtiments et Vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble (France), Revue Française de Génie Civil, vol. 8, n°2, Mars 2004, p. 149–179.

Geopsy., Geophysical Signal Database For Noise Array Processing. Version 2. 7. 4. [http // www.geopsy.org](http://www.geopsy.org). Copyright 2002-2011 by Marc Wathelet (marc@geopsy.org).

Guillier.B., Chatelain.J-L., Farsi.M.N., Djamel Machane.D., Évaluation de la rigidité d'un bâtiment en portiques autostables affecté par le séisme de Laalam (Bejaia-Algérie) du 20 mars 2006. 7^{ème} Colloque National AFPS 2007 – Ecole centrale Paris.

Housner.G.W, Brady . A. G, Natural periods of vibration of buildings. Journal of the Engineering Mechanics Division, 89 :31–65, August 1963.

Huang.K-h.R., Experimental evaluation of fundamental frequencies of buildings. Thesis for the degree of Masters of Engineering, McGill University, Montreal, Canada, 2007.

Kacimi El Hassani.A.A., Evaluation des réhabilitations menées sur des bâtiments affectés par le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, Mémoire de magister, Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene, Algérie. 2010.

Kibboua A., Analyse dynamique sous vibrations ambiantes d'un pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila, Mémoire de magister, Ecole Nationale des Travaux Publics, Algérie. 2006.

Kibboua A., Farsi.M.N., Chatelain.J-L., Guillier.B.,Bouriche.F., Analyse dynamique sous vibrations ambiantes d'un pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila. Art.018, 7^{ème} Colloque National AFPS 2007 – Ecole centrale Paris.

Kono K and Ohmachi T., Ground- Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 88, N°.1, p. 228-241, 1998. Règles Parasismique Algériennes (RPA99/ Version 2003)

SESAME, Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations. Measurements, processing and interpretation, European Commission – Research General Directorate Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, report D23.12. <http://SESAME-FP5.obs.ujf-grenoble.fr>, 2004.

Tahar.B., Dynamique des structures, Cours de l'Ecole Nationale Supérieure des travaux publics, ENSTP, 2011.

Ouahabi.A., Traitement du signal, théorie du signal, première partie. Office des publications Universitaires. 1987.