

**CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO EXISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN  
DE VALOR HISTÓRICO MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN  
AMBIENTAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS DE  
BUCARAMANGA.**

**GRACIELA CAROLINA FRANCO ARIZA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2012**

**CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO EXISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN  
DE VALOR HISTÓRICO MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN  
AMBIENTAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS DE  
BUCARAMANGA.**

**GRACIELA CAROLINA FRANCO ARIZA**

**Trabajo de Grado para optar al título de  
Ingeniero Civil**

**Director de proyecto:  
RICARDO ALFREDO CRUZ HERNÁNDEZ  
Ingeniero civil, PhD**

**Codirector de proyecto:  
CAROLINA QUINTERO RAMIREZ  
Ingeniera civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2012**

## *DEDICATORIA*

*A Dios por aliviarme en tiempos de angustia, por brindarme fortaleza y permitir la  
marcha exitosa de este proyecto.*

*A mi madre por apoyarme siempre y darme el impulso que necesito para superar  
las adversidades.*

*A mi padre quien a pesar de la distancia está pendiente de mí.*

*A mi hermano por brindarme su ayuda con alegría y esfuerzo.*

*A Carlos Andrés por ser ayuda constante e incansable en los proyectos de mi  
vida.*

*A mis amigos por acompañarme a disfrutar momentos de alegría y a sobrellevar  
momentos de tristeza.*

## ***AGRADECIMIENTOS***

*A la Universidad Industrial de Santander por ser mi casa y fuente promotora de crecimiento y formación personal y profesional.*

*Al profesor Ricardo Cruz por su apoyo y confianza en la ejecución de este proyecto.*

*A la comunidad de la Parroquia San Francisco de Asís por la colaboración brindada.*

*A mis amigos e ingenieros Jesús Mantilla y Yuber Galeano por brindarme su ayuda incondicional en la etapa más importante de esta investigación.*

*A mi familia y amigos por darme aliento en todo momento.*

*A mi madre por ser mi fuente de inspiración.*

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN .....	17
1. TÉCNICAS EXPERIMENTALES PARA LA IDENTIFICACIÓN DINÁMICA ESTRUCTURAL.....	21
1.1 CONCEPTOS BÁSICOS EN ANÁLISIS DINÁMICO DE UNA ESTRUCTURA .....	21
1.1.1 Vibraciones mecánicas.....	21
1.1.2 Parámetros de vibración.....	22
1.1.3 Métodos matemáticos .....	25
1.2 MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA LA IDENTIFICACIÓN DINÁMICA....	27
1.2.1 Pruebas de vibración con medición de señales de entrada y de salida .....	27
1.2.2 Pruebas de vibración libre .....	27
1.2.3 Pruebas de vibración con medición de señales de salida .....	28
1.3 ESTRATEGIA PARA LA CALIBRACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS DE UNA ESTRUCTURA MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN.....	28
1.3.1 Adquisición de datos .....	28
1.3.2 Selección de las herramientas de análisis .....	29
1.3.3 Proceso de calibración y validación .....	29
1.3.4 Instrumentación.....	30
1.3.5 Selección de técnicas de identificación modal .....	31
2. METODOLOGÍA EMPLEADA EN LA REALIZACIÓN DE ESTE ESTUDIO ...	34
2.1 AQUISICIÓN DE DATOS DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.....	34
2.2 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES CONSTITUTIVOS.....	34

2.3	ANÁLISIS DEL MODELO NUMÉRICO DE LA EDIFICACIÓN .....	34
2.4	PLANEACIÓN DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN EN LA ESTRUCTURA .	35
2.5	MEDICIONES DE VIBRACIONES AMBIENTALES .....	35
2.6	ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN.....	35
2.7	CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO DEL TEMPLO.....	36
3.	TEMPLO SAN FRANCISCO DE ASÍS .....	37
3.1	INFORMACIÓN HISTÓRICA .....	37
3.2	DEFINICIÓN ESTRUCTURAL .....	38
3.3	TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN Y MATERIALES .....	41
3.3.1	Columnas .....	41
3.3.2	Vigas .....	42
3.3.3	Fachadas.....	43
3.3.4	Placa cubierta y bóvedas .....	43
3.3.5	Arcos .....	44
3.4	INSPECCIÓN DE DAÑOS .....	45
3.4.1	Daños estructurales .....	45
3.4.2	Daños no estructurales.....	45
3.5	CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES DEL TEMPLO .....	47
3.5.1	Caracterización de materiales a partir de datos presentados en la literatura.....	47
3.5.2	Ensayos no destructivos realizados en los materiales del templo .....	53
3.5.3	Ensayos de unidades de ladrillos para la caracterización de la mampostería.....	60
3.6	DETERMINACIÓN TEÓRICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TEMPLO .....	62
3.6.1	Descripción del modelo numérico .....	62

3.6.2	Análisis dinámico del modelo numérico .....	64
4.	DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TEMPLO: MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	67
4.1	EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS.....	67
4.2	INSTALACIÓN DE SENSORES EN LA ESTRUCTURA .....	68
4.2.1	Sensores en nave central.....	70
4.2.2	Sensores en las naves laterales.....	70
4.2.3	Sensores en las torres .....	70
4.3	REGISTROS EXPERIMENTALES OBTENIDOS DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN.....	72
4.4	PROCESAMIENTO DE SEÑALES.....	73
4.5	IDENTIFICACIÓN DE FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DEL TEMPLO ..	81
4.5.1	Análisis de las mediciones de vibración en las torres .....	81
4.5.2	Análisis de las mediciones en el cuerpo principal del templo .....	87
4.5.3	Procesamiento de todas las mediciones realizadas en el templo .....	88
4.6	ANÁLISIS FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA.....	90
4.7	DETERMINACIÓN DE PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO.....	91
5.	CALIBRACIÓN DEL MODELO NÚMÉRICO DEL TEMPLO.....	94
5.1	VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD DE LOS MATERIALES .....	95
5.2	INCLUSIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES AL MODELO NUMÉRICO .....	97
5.3	MODELO NUMÉRICO AFINADO.....	99
	CONCLUSIONES .....	101
	RECOMENDACIONES.....	104
	BIBLIOGRAFÍA.....	106
	ANEXOS .....	109

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Resistencias mecánicas de las piedras más comunes. Fuente: (Huerta 2004).....	49
Tabla 2. Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de edificios históricos. Fuente: (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos 1998) ..	53
Tabla 3. Promedio resistencias probables del concreto obtenidas de vigas T1.....	57
Tabla 4. Resultados mediciones con esclerómetro viga T2.....	57
Tabla 5. Resultados mediciones con esclerómetro viga T3.....	58
Tabla 6. Valores promedio de las resistencias probables de las juntas de mortero.	59
Tabla 7. Propiedades de los materiales usados en el modelo numérico para la evaluación preliminar del comportamiento dinámico. ....	64
Tabla 8. Factores de participación de masas modales de los modos predominantes. ....	65
Tabla 9. Tipo de modo de los primeros cinco modos de vibración. ....	65
Tabla 10. Intervalos de frecuencia con factor de coherencia mayor a 0.5 en dirección X. ....	80
Tabla 11. Intervalos de frecuencia con factor de coherencia mayor a 0.5 en dirección Y. ....	80
Tabla 12. Frecuencias identificadas en las torres por superposición de funciones PSD. ....	84
Tabla 13. Comparación de las frecuencias identificadas en las torres y en las naves del templo.....	88
Tabla 14. Frecuencias identificadas a partir de ANPSD global.....	90
Tabla 15. Coeficientes de amortiguamiento de los primeros cuatro modos.....	93
Tabla 16. Valores iniciales de los parámetros de calibración .....	95

Tabla 17. Comparación entre frecuencias del modelo inicial y frecuencias experimentales.....	95
Tabla 18. Valores máximos y mínimos parámetros de calibración. ....	96
Tabla 19. Iteraciones con su porcentaje de error.....	96
Tabla 20. Iteraciones realizadas con la inclusión de daños. ....	98
Tabla 21. Comparación de los parámetros de validación experimentales y numéricos. ....	99

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Método ancho de banda para determinar porcentaje de amortiguamiento. Fuente: (Mendes y Oliveira 2008).....	24
Figura 2. Proceso de calibración modelo estructural con AVT. Fuente: (Gentile y Saisi 2007).....	30
Figura 3. Representación esquemática de técnicas de identificación modal. Adaptación fig. 12 Fuente: (Cunha, y otros 2006).....	32
Figura 4. Construcción fachada principal y ábside. Fuente: (Franciscanos de Bucaramanga, 2012) .....	37
Figura 5. Templo San Francisco de Asís. (a) Planta arquitectónica. (b) Fachada principal. Fuente: el autor del proyecto. ....	38
Figura 6. Interior del Templo. Vista nave central y balcón. Fuente: (Ríos Franco 2012).....	39
Figura 7. Transmisión de cargas estructura del templo. Fuente: el autor del proyecto. ....	40
Figura 8. Vista parte superior bóvedas laterales hacia la fachada frontal. Fuente: el autor del proyecto. ....	41
Figura 9. Columna con núcleo rectangular en concreto reforzado en etapas de construcción del templo. (Franciscanos de Bucaramanga, 2012).....	42
Figura 10. Vigas del templo en concreto reforzado. Fuente: el autor del proyecto. ....	42
Figura 11. Muro de la fachada lateral. Vista del espesor. Fuente: el autor del proyecto. ....	43
Figura 12. Bóvedas de las naves laterales. Fuente: el autor del proyecto. ....	44
Figura 13. Arco en la etapa de construcción. Fuente: (Franciscanos de Bucaramanga 2012). Arco sobre balcón de las torres. ....	44

Figura 14. Vista general de fisuras. Fisura en la clave de arcos en las torres y fisura en arbotante. Fuente: el autor del proyecto.....	45
Figura 15. Crecimiento de la vegetación en la estructura. Fuente: el autor del proyecto. ....	46
Figura 16. Bóvedas de la nave central impermeabilizadas. Fuente: el autor del proyecto .....	46
Figura 17. Arbotantes del Templo San Francisco de Asís. Fuente: el autor del proyecto .....	47
Figura 18. Sillares de piedra arenisca en las fachadas del templo. Fuente: el autor del proyecto. ....	50
Figura 19. Modelo simple piedra-mortero en la mampostería. Fuente: (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Hitóricos 1998) .....	51
Figura 20. Mortero con proceso de carbonatación. Vista interna muro externo y columna interior rematada en ladrillo. Fuente: el autor del proyecto.....	52
Figura 21. Medición en una de las vigas del templo usando el esclerómetro. Fuente: el autor del proyecto. ....	56
Figura 22. Ladrillo tejar elaborado con arcilla de la vereda Las Llanadas, Girón. Fuente: el autor del proyecto. ....	60
Figura 23. Curvas de esfuerzo-deformación unidades de ladrillo ensayadas. ....	62
Figura 24. Modelo numérico global del templo. Fuente: (Ríos Franco 2012) .....	63
Figura 25. Primeras modos obtenidos con modelo numérico preliminar. Fuente: el autor del proyecto. ....	66
Figura 26. (a) Sensor de aceleraciones, ES-T. (b) Sistema de adquisición de datos multicanal, K2. Fuente: el autor del proyecto.....	67
Figura 27. Equipo de adquisición de datos. Fuente: el autor del proyecto.....	68
Figura 28. Puntos de medición de señales de vibración sobre la estructura del templo. Fuente: el autor del proyecto.....	69

Figura 29. Sensores sobre naves, nodos torres y estación en bóvedas. Fuente: el autor del proyecto. ....	71
Figura 30. Puntos de medición de aceleraciones en Setup 1. Fuente: el autor del proyecto. ....	72
Figura 31. Registro de aceleraciones sensor a0 en Setup 1. Fuente: el autor del proyecto. ....	73
Figura 32. Descripción gráfica del procesado de los registros de las vibraciones ambientales. Adaptación figura 25 Fuente: (Ritta, Massa y Chiap 2009) .....	76
Figura 33. Registro de aceleraciones, función de densidad espectral, y espectro de potencia de vibraciones en punto 2 en dirección x. Fuente: el autor del proyecto..	77
Figura 34. Función densidad espectral de potencia de registro de vibración en punto 2 en dirección x. Fuente: el autor del proyecto. ....	78
Figura 35. Funciones de coherencia para los setups 1 y 2 en X y Y. Fuente: el autor del proyecto. ....	79
Figura 36. Gráfico comparativo de funciones PSD en puntos 31 y 38. Fuente: el autor del proyecto. ....	82
Figura 37. Funciones de densidad espectral de potencia de mediciones en las torres. Fuente: el autor del proyecto. ....	83
Figura 38. Función ANPSD de mediciones en las torres. Fuente: el autor del proyecto. ....	85
Figura 39. Comparación funciones ANPSD en los niveles de las torres. Fuente: el autor del proyecto. ....	86
Figura 40. Función ANPSD de mediciones en las naves del templo. Fuente: el autor del proyecto. ....	87
Figura 41. Función ANPSD global. Fuente: el autor del proyecto.....	89
Figura 42. Comparación gráfica Funciones PSD en puntos sobre nave y torre. Fuente: el autor del proyecto. ....	91

Figura 43. Coeficientes de amortiguamiento utilizando método de ancho de banda.  
Fuente: el autor del proyecto. .... 92

Figura 44. Simulación de daños en el modelo numérico. Fuente: el autor del  
proyecto. .... 98

Figura 45. Formas modales y frecuencias de los dos primeros modos de vibración  
del modelo numérico afinado. Fuente: el autor del proyecto. .... 100

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA.....	110
ANEXO B. REGISTRO FOTOGRÁFICO ENSAYOS DE UNIDADES DE LADRILLO.....	120
ANEXO C. TABLAS DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS Y DESTRUCTIVAS EN CONCRETOS.....	122
ANEXO D. FICHA TÉCNICA EPISENSOR ES-T. Fuente: (Kinematics, 2012)...	124
ANEXO E. FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN.....	126
ANEXO F. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSTALACIÓN DE LOS SENSORES EN EL TEMPLO.....	127
ANEXO G. ALGORITMO DESARROLLADO EN MATLAB PARA EL PROCESAMIENTO DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN.....	128
ANEXO H. FUNCIONES DE MEDIA NORMALIZADA DE DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA (ANPSD) DE LAS TORRES Y NAVES DEL TEMPLO.....	130

## RESUMEN

### TITULO:

CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO EXISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE VALOR HISTÓRICO MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS DE BUCARAMANGA \*

### AUTOR:

FRANCO ARIZA, Graciela Carolina \*\*

### PALABRAS CLAVES:

ESTRUCTURAS HISTÓRICAS, VIBRACIONES AMBIENTALES, CALIBRACIÓN, MODELO NUMÉRICO, PARÁMETROS DINÁMICOS.

### CONTENIDO:

El objetivo principal de este trabajo es implementar el método de mediciones de vibración ambiental para obtener un modelo numérico afinado de una edificación de valor histórico caracterizada por su complejidad geométrica y su estructura en mampostería. Para esto se escogió como caso de estudio el Templo San Francisco de Asís de Bucaramanga. Esta edificación de arquitectura neogótica fue construida a mediados del siglo XX. Dada la ausencia de registros originales del proyecto, se realizó una evaluación en sitio para el levantamiento de las dimensiones de los elementos, se inspeccionó la edificación para identificar los materiales característicos de la edificación y su configuración estructural. A partir de la etapa de adquisición de datos fue posible construir un modelo numérico en 3D mediante elementos finitos. La elaboración del modelo numérico del templo San Francisco de Asís hace parte del proyecto de grado titulado "Propuesta de un modelo numérico de una edificación de valor patrimonial. Caso de estudio: Templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga" desarrollado en la Universidad Industrial de Santander.

En este trabajo se exponen los procedimientos cualitativos y cuantitativos empleados en la evaluación del estado de la estructura con el propósito de evaluar su comportamiento dinámico. Los procedimientos cualitativos abarcaron desde la investigación histórica de la edificación, la observación directa en busca de posibles daños estructurales hasta la inspección de síntomas de degradación del material que constituye la estructura. Por otro lado, el procedimiento cuantitativo comprendió la realización de ensayos a los materiales, las mediciones de vibración ambiental para la determinación de los parámetros dinámicos principales: frecuencias, formas modales y amortiguamiento, además de la calibración del modelo numérico existente del templo a partir de la variación de las propiedades mecánicas de los materiales.

---

\* Proyecto de Grado. Modalidad Investigación.

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ing. PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Codirector: Ing. Carolina Quintero Ramírez

## ABSTRACT

### TITLE:

UPDATING OF AN EXISTING NUMERICAL MODEL OF A BUILDING OF HISTORICAL VALUE BY USING AMBIENT VIBRATION MEASUREMENTS. CASE STUDY: TEMPLE SAN FRANCISCO DE ASÍS OF BUCARAMANGA\*

### AUTHOR:

FRANCO ARIZA, Graciela Carolina\*\*

### KEY WORDS:

HISTORICAL CONSTRUCTIONS, AMBIENT VIBRATIONS, UPDATING, NUMERICAL MODEL, DYNAMIC PARAMETERS.

### CONTENT:

The aim of this dissertation is to implement ambient vibration tests to obtain a tuned numerical model of a building of historical value characterized by its geometric complexity and masonry structure. To do this was chosen as a case study the Temple of San Francisco de Asis of Bucaramanga. This neo-Gothic building was built in the mid-twentieth century. Due to the absence of original records of the building, was necessary to made an assessment in situ to determinate the dimensions of the elements. The building was inspected to identify the main materials and its structural configuration. Based on the data acquisition stage was possible to develop a 3D numerical model using finite elements. The development of the numerical model of the Temple San Francisco de Asis is part of the degree project entitled "Proposal of a numerical model of a building with heritage value. Case Study: Temple of San Francisco de Asis of Bucaramanga" performed at the Industrial University of Santander.

This work describes the qualitative and quantitative methods used in assessing of the state of the structure in order to estimate its dynamic properties. The qualitative procedure included the historical research of the building, direct observation for possible structural damage and the inspection of symptoms of degradation of the material in the structure. On the other hand, the quantitative procedure involved the testing of materials and the ambient vibration measurements to determinate the dynamic parameters (natural frequencies, mode shapes and damping coefficients) and to tune the numerical model of the building by varying of mechanical properties of its materials.

---

\* Degree Project. Investigation Modality

\*\* Faculty of Physical – Mechanical Engineering. Civil Engineering School. Director: Ing. PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Codirector: Ing. Carolina Quintero Ramírez

## INTRODUCCIÓN

El interés por la preservación del patrimonio arquitectónico en la sociedad actual se ha venido incrementando en países donde se reconocen las estructuras de valor histórico como fuente de identidad cultural. Entre los países de gran reconocimiento por este interés se destacan Italia, España, Portugal, México, La India, Chile, entre otros. En estos países, en el proceso de preservar las edificaciones del patrimonio histórico cultural, la implementación de técnicas y métodos no destructivos ha adquirido una gran importancia. La tendencia moderna es la realización de un análisis cualitativo y cuantitativo del estado estructural y arquitectónico de edificaciones antiguas mediante un constante monitoreo en el tiempo y así proceder con su restauración y lograr su preservación.

En este sentido, actualmente, gracias al desarrollo de herramientas computacionales cada vez más potentes, es posible, sin necesidad de imprimir daño alguno a una estructura existente (Pruebas No Destructivas-NDT), conocer las propiedades características que determinan su comportamiento ante las solicitaciones, especialmente ante las solicitaciones sísmicas.

Dentro de las metodologías de evaluación no destructiva cabe resaltar el creciente interés en el uso de mediciones de vibración para la determinación del comportamiento sísmico e identificación del daño en estructuras, ya sean aplicadas de forma forzada a la edificación o mediante el aprovechamiento de las vibraciones a las se encuentran sometidas normalmente por el ambiente que las rodea. Este último tipo de mediciones de vibración se conoce como pruebas de vibración ambiental (AVT por sus términos en inglés), la cual ha sido considerada por los expertos como una de las mejores técnicas para evaluar los parámetros dinámicos, no sólo en estructuras de concreto reforzado, en estructuras metálicas,

y en puentes, sino también, en estructuras construidas en mampostería y con geometrías complejas (como la mayoría de edificaciones antiguas), obteniendo el daño estructural que han acumulado a lo largo de su vida útil con resultados confiables.

Es así como la propuesta de la realización de este trabajo surge de la necesidad de validar las conclusiones teóricas desarrolladas en la elaboración del modelo numérico de una edificación histórica caracterizada por su complejidad geométrica y su diversidad de materiales, por medio de conclusiones experimentalmente que se obtendrán como resultado del análisis de la respuesta dinámica a partir de registros de aceleración de la estructura. Para ello, los objetivos específicos de este trabajo comprenden la identificación de los parámetros dinámicos del Templo San Francisco de Asís de Bucaramanga, frecuencias, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento, a partir de mediciones de vibración ambiental. Además busca proponer un modelo numérico de la edificación afinado en base a los estudios de vibración.

Este trabajo consta de cinco capítulos, el primero de ellos corresponde a un breve estado del arte del conocimiento en cuanto a las técnicas experimentales usadas en la identificación dinámica estructural, con énfasis en el método de mediciones vibración ambiental. En el segundo capítulo se describe la metodología empleada en la realización de este proyecto. En el tercer capítulo se presentan las características estructurales y la caracterización de los materiales de la edificación en estudio. El cuarto capítulo hace referencia a la determinación experimental de las propiedades dinámicas del templo mediante las mediciones de vibración ambiental. En el quinto y último capítulo, se exponen los resultados obtenidos del proceso de calibración del modelo numérico existente del templo.

## **1. TÉCNICAS EXPERIMENTALES PARA LA IDENTIFICACIÓN DINÁMICA ESTRUCTURAL**

El objetivo principal de este capítulo es revisar los importantes desarrollos en la identificación de los parámetros dinámicos de una edificación mediante mediciones de vibraciones, especialmente vibraciones ambientales. Pero antes, es necesario hacer una breve introducción de los conceptos básicos que implica el análisis dinámico de una estructura.

### **1.1 CONCEPTOS BÁSICOS EN ANÁLISIS DINÁMICO DE UNA ESTRUCTURA**

Se entiende por análisis dinámico de una estructura al proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características de su respuesta estructural bajo cargas dinámicas, es decir, cargas que varían con el tiempo. (Navarro 2011)

#### **1.1.1 Vibraciones mecánicas**

Toda aquella estructura sometida a cargas dinámicas experimenta un movimiento que hace que se desplace desde una posición de equilibrio estable, y la estructura tienda a volver a dicha posición bajo la acción de fuerzas de restitución elásticas encargadas de disipar cierta cantidad de energía, moviéndose de un lado a otro hasta alcanzar finalmente su posición de equilibrio. Este movimiento oscilatorio se conoce como vibración mecánica, y relaciona implícitamente el desplazamiento de la estructura, la velocidad y la aceleración con el tiempo.

Las características de dinámicas de una estructura están gobernadas intrínsecamente por sus frecuencias y modos propios frente a cargas exteriores que dependen del tiempo. Si a una estructura se le somete a movimientos armónicos de frecuencia muy similar a sus frecuencias naturales, las amplitudes del movimiento de la estructura pueden ser muy elevadas y puede llegar a presentarse su colapso, fenómeno que se conoce como resonancia. Estas características dinámicas, frecuencias y modos, dependen a su vez de las

propiedades de la estructura que involucran su masa, rigidez y amortiguamiento, así como sus condiciones de apoyo.

### **1.1.2 Parámetros de vibración**

Conocer los parámetros dinámicos de una estructura (por ejemplo un edificio o un puente) puede ser útil para: (1) Calibrar sus propiedades elásticas para modelos numéricos. (2) Detectar modificaciones de su comportamiento después de un reforzamiento, o por el contrario un daño, (3) y, finalmente, predecir su comportamiento bajo eventos sísmicos. (Michel, Guégue y Bard 2006)

Para determinar los parámetros de vibración de la estructura existente es necesario medir su respuesta ante excitaciones sometidas por fuerzas externas, de forma específica y en puntos adecuados. Sin embargo, debido a las dimensiones de la mayoría de edificaciones actuales (históricas, y modernas), resulta bastante difícil y costoso someter a la estructura a fuerzas controladas. Es por ello que actualmente se recurre a la medición de la respuesta dinámica de la estructura ante las cargas externas operacionales, es decir, cargas a las cuales normalmente se encuentra sometida y que involucran el tránsito de personas y vehículos, el viento e incluso microsismos.

#### **1.1.2.1 Frecuencia y periodo**

Estos son parámetros esenciales para la descripción del comportamiento vibratorio de una estructura en el rango elástico (Gómez Araujo 2010). La frecuencia de un sistema indica el número de ciclos de oscilación que se realizan en un tiempo definido cuando se trata de un movimiento periódico. El periodo corresponde a su inversa, tiempo definido en el cual un sistema realiza un ciclo de oscilación.

### 1.1.2.2 Amortiguamiento

El amortiguamiento indica la capacidad que tiene el sistema para disipar energía, lo cual depende de las dimensiones de la estructura, de los elementos y de las propiedades del material. Aunque la forma de disipación de energía resulta todavía muy compleja de entender, es posible determinar el porcentaje de amortiguamiento interno de una estructura mediante el uso de mediciones de vibración determinando la curva experimental de respuesta de frecuencia.

Uno de los métodos más usados para la identificación de los porcentajes de amortiguamiento modal en dominio de la frecuencia es el método de ancho de banda. Este método es aplicado al espectro medio normalizado de las respuestas medidas en la estructura. La estimación del coeficiente de amortiguamiento  $\xi$  asociado a un modo de vibración  $k$  se puede obtener a partir de la siguiente expresión (Gómez Araujo 2010):

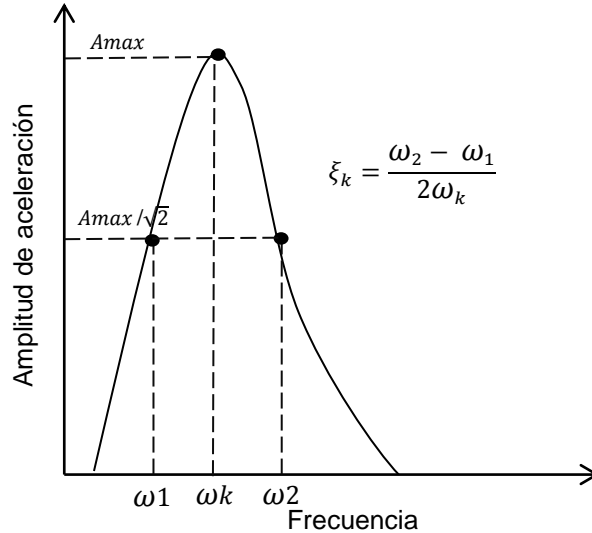
$$\xi_k = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_k} \quad (1 - 1)$$

$\omega_1$  y  $\omega_2$  : Frecuencias vecinas.

$\omega_k$ : Frecuencia fundamental del modo  $k$ .

Estas frecuencias vecinas se obtienen de la relación entre la máxima amplitud y la raíz cuadrada de 2 asociada a las frecuencias correspondientes. Una representación gráfica del método se muestra en la figura 1.

**Figura 1. Método ancho de banda para determinar porcentaje de amortiguamiento. Fuente: (Mendes y Oliveira 2008)**



La aplicación de este método por lo general da como resultado estimaciones sobrestimadas, es decir, un error por exceso, que es principalmente debido al efecto de escurrimiento ("leakage") asociada con la resolución finita de los espectros de frecuencia, incluso cuando se utilizan las ventanas de datos que reducen su efecto. (Mendes y Oliveira 2008)

### 1.1.2.3 Formas modales

Las formas modales de vibración describen el movimiento de la estructura ante una excitación dinámica. Una estructura puede poseer varias formas de vibración, las cuales están definidas por una dirección de movimiento y una frecuencia, que a su vez se ve determinada por la rigidez que tenga la estructura en los diferentes planos de vibración.

### 1.1.3 Métodos matemáticos

Dentro de las formulaciones más importantes en el ámbito de la dinámica de estructuras se destaca la mencionada por (Chopra 2001): La teoría de dinámica estructural define que una estructura sin amortiguamiento con múltiples grados de libertad posee un movimiento armónico simple sin cambiar la forma del movimiento.

#### Sistemas de múltiples grados de libertad

En la realización de análisis dinámicos a estructuras es posible plantear modelos numéricos simplificados de un solo grado de libertad hasta modelos complejos en tres dimensiones de múltiples grados de libertad. Definir cuál es el tipo de modelo a utilizar depende del comportamiento dinámico de la estructura y de los resultados que se necesitan obtener. Por ejemplo, para estructuras donde se presentan diferentes modos de vibración en las tres direcciones principales es necesario utilizar modelos tridimensionales de múltiples grados de libertad.

#### Ecuación del movimiento

La aplicación de las leyes de Newton, basadas en fundamentos estáticos y dinámicos, y el principio de d'Alembert, permiten plantear la solución dinámica de una estructura mediante un sistema lineal de ecuaciones, conocidas como ecuaciones del movimiento, las cuales se describen de la siguiente forma:

$$F = ma \quad (1 - 2)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = ma \quad (1 - 3)$$

Donde  $m$  es la masa de la estructura,  $c$  es el amortiguamiento viscoso,  $k$  es la rigidez lateral y,  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  y  $u$  son la aceleración, la velocidad y el desplazamiento en dirección lateral del sistema respectivamente.

### Formulación modal

La formulación modal permite transformar un sistema de ecuaciones diferenciales, en un conjunto de ecuaciones diferenciales independientes (o no acopladas). Una operación de desacople permite expresar el vector de desplazamiento de una combinación lineal en vectores independientes, designados modos de vibración, que son combinados linealmente a través de coordenadas modales. (Mendes y Oliveira 2008)

Así mismo, es posible determinar el vector de frecuencias naturales y el vector de formas modales correspondiente al sistema, partiendo de ecuaciones de movimiento de un modelo con amortiguamiento sin la aplicación de fuerzas externas, conocido como sistema de vibración libre.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (1 - 4)$$

Ecuación de la cual surgen expresiones fundamentales de la identificación modal como:

$$\omega^2 = \frac{k}{m}; \omega_D^2 = \omega^2(1 - \xi^2) \text{ y } \xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (1 - 5)$$

Donde  $\omega$  es la frecuencia natural sin amortiguamiento,  $\omega_D$  es la frecuencia del sistema con amortiguamiento y  $\xi$  es la razón de amortiguamiento.

## **1.2 MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA LA IDENTIFICACIÓN DINÁMICA**

Existen métodos experimentales para caracterizar el comportamiento dinámico de las edificaciones ya construidas obteniendo sus parámetros de vibración, tales como las pruebas de vibración con medición de señales de entrada y de salida, las pruebas de vibración libre, y las pruebas de vibración con medición de señales de salida (Ramos 2007).

### **1.2.1 Pruebas de vibración con medición de señales de entrada y de salida**

Estas también son conocidas como pruebas de vibración forzada. Son aquellas pruebas donde se somete la estructura a una fuerza de excitación controlada y conocida, y se obtiene una respuesta de la estructura ante esta solicitud.

Tal y como lo describe (Cahís i Carola 2000), el equipo requerido para una prueba de vibración forzada es más complejo que el empleado en una prueba de vibración natural. Siendo una de las desventajas de este tipo de prueba el tiempo, ya que requiere de un proceso mayor para determinar los parámetros dinámicos, sin embargo, los valores obtenidos son más precisos que los obtenidos en otros tipos de pruebas.

### **1.2.2 Pruebas de vibración libre**

En estas pruebas se induce una deformación inicial al sistema y rápidamente se libera.

La vibración libre en una estructura puede obtenerse de distintas formas: a) a través de un cable tensado con el que se impone una deformación a la estructura, el cual es liberado súbitamente, ii) a partir del impacto de un péndulo en una zona predeterminada. (Cahís i Carola 2000):

### **1.2.3 Pruebas de vibración con medición de señales de salida**

Estas pruebas corresponden a pruebas de vibración donde sólo la respuesta de vibración de la estructura es medida. Estas pruebas son conocidas como pruebas de análisis modal operacional (OMA por sus siglas en inglés- Operational Modal Analysis) o pruebas de vibración ambiental (AVT por sus siglas en inglés – Ambient Vibration Test) porque parten del supuesto de que las vibraciones ocasionadas por el tránsito vehicular, las actividades humanas y el viento pueden excitar adecuadamente a las estructuras. Sin embargo, debido a la naturaleza de la excitación, la respuesta de la estructura medida incluye no solo contribuciones modales de las fuerzas ambientales y el sistema estructural, si no también, la contribución de señales de ruidos provenientes de fuentes indeseadas. Es por esto que se debe contar con una buena técnica de identificación con la que se pueda separar cada una de las contribuciones (Aguilar V. 2010).

## **1.3 ESTRATEGIA PARA LA CALIBRACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS DE UNA ESTRUCTURA MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN**

(Peña Mondragón 2010) propone y describe, en la sección bajo el título Estrategia integral del modelado y el análisis numérico, pasos secuenciales para realizar análisis cualitativo y cuantitativo de las estructuras históricas que consisten en lo siguiente:

### **1.3.1 Adquisición de datos**

Esta etapa inicial involucra la obtención de información preliminar necesaria sobre la estructura en estudio como: datos históricos, planos arquitectónicos, descripción estructural, identificación de los materiales, recopilación de documentación acerca de intervenciones realizadas a la estructura, estudios anteriormente hechos e

inspección visual y detallada de su estado actual. Adicionando registros fotográficos e inventario de daños.

### **1.3.2 Selección de las herramientas de análisis**

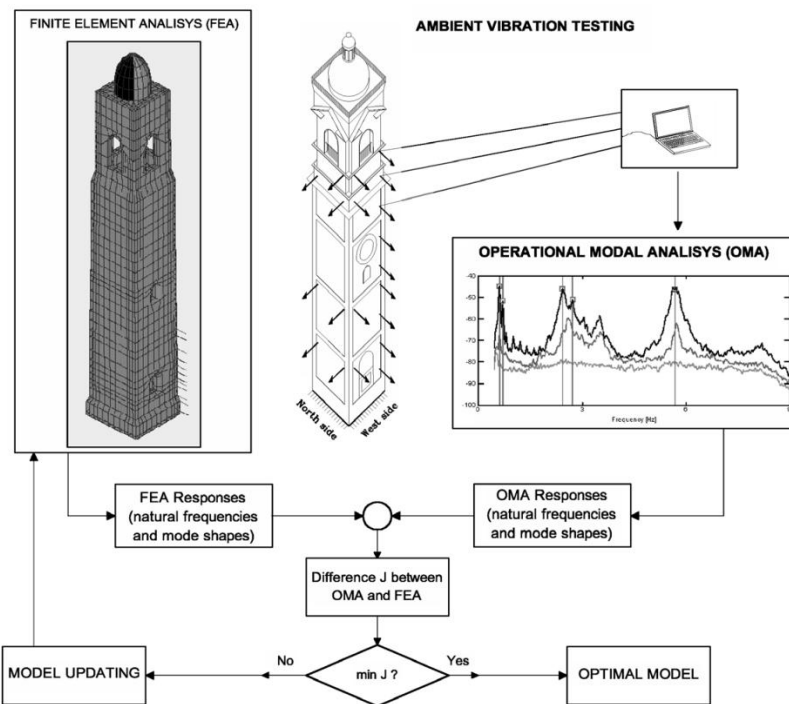
En esta etapa es necesario determinar el método que se utilizará para hacer el análisis de la identificación de las propiedades estáticas y dinámicas de la estructura. Se requiere establecer los criterios para elaborar un modelo numérico representativo de las características estructurales y geométricas de la edificación. Dentro de las diferentes metodologías descritas en la literatura para el modelado y análisis de estructuras históricas, los más conocidos son: método de elementos finitos, modelo de macroelementos, modelo de elementos rígidos y análisis límite (Peña Mondragón 2010).

### **1.3.3 Proceso de calibración y validación**

En esta fase se requiere garantizar la obtención de un modelo numérico que cumpla con los requerimientos más predominantes de la estructura en estudio. El estudio del estado de carga, el diagnóstico de daños y toda información numérica recolectada en el proceso de adquisición de datos planteados sobre el modelo numérico, será la mejor forma de obtener resultados cercanos a la realidad. Como se conoce, las propiedades de los materiales gobiernan el comportamiento dinámico de una estructura. Es por esto que en esta etapa se requiere utilizar métodos experimentales in situ que ayuden con la calibración del modelo numérico. Comparar los resultados experimentales con los teóricos, tener establecidos parámetros de calibración, como en el caso de estudios de vibración ambiental; frecuencias y formas de vibrar, puede resultar en un proceso iterativo que poco a poco irá convergiendo para finalmente obtener un modelo numérico representativo de la estructura.

En este sentido, se puede representar mediante un esquema el proceso de calibración para un modelo numérico estructural usando mediciones de vibración ambiental, como se muestra en la figura 2.

**Figura 2. Proceso de calibración modelo estructural con AVT. Fuente: (Gentile y Saisi 2007)**



### 1.3.4 Instrumentación.

Muchas estructuras han sido sísmicamente evaluadas mediante la disposición de una red de acelerómetros en puntos específicos de su estructura, pero la mayor parte de estas estructuras no corresponden a edificaciones históricas y de características tan especiales como las de carácter religioso. Y a pesar de que los estudios realizados en edificaciones proporcionan una gran guía para la disposición de los acelerómetros en la estructura, es un proceso que requiere de

un análisis detallado de los parámetros dinámicos arrojados por el modelo numérico teórico evaluado en el software utilizado.

Alguna de las recomendaciones a tener en cuenta para este proceso son:

**Referentes al modelo numérico:**

- Tener en cuenta la identificación de nodos para cada uno de los modos de vibración, de tal manera que las mediciones sobre cada uno de los puntos establecidos no correspondan a un nodo modal del modo que se quiere identificar, ya que se obtendrán mediciones que no caracterizan el comportamiento dinámico de la estructura para ese modo.

**Referentes a la instalación en la estructura:**

- Tener en cuenta la cantidad de sensores disponibles para realizar mediciones simultáneas y el número de puntos a ser medidos, para determinar la cantidad de setups a realizar.

- Contar con un plano de la edificación donde se detalle la posición de cada sensor.

- Los accesos a las diferentes partes de la estructura.

- Orientación y dirección de las mediciones a realizar para tener concordancia con la posición del acelerómetro.

- Extensión de los cables desde la ubicación de los sensores móviles hacia el sistema de adquisición de datos.

**1.3.5 Selección de técnicas de identificación modal**

Como se mencionó con anterioridad, procesar las señales obtenidas de las mediciones de vibración requiere de técnicas de identificación modal que permitan separar la contribución del sistema estructural, la cual es la de interés.

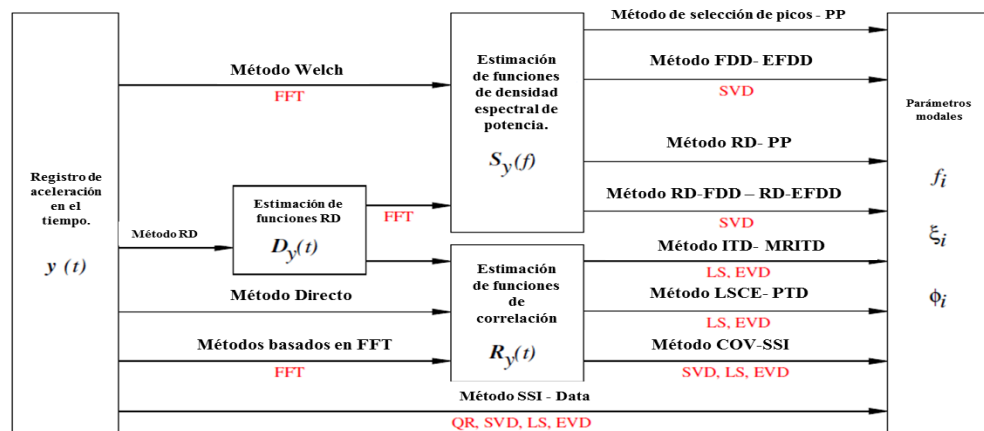
Dentro de las técnicas de identificación modal que se utilizan en las mediciones de vibración ambiental se pueden diferenciar dos grupos: No paramétricos, en dominio de la frecuencia, y paramétricos, en dominio del tiempo.

Entre las técnicas en dominio de la frecuencia se pueden destacar el método de selección de picos (PPM- Peak Picking Method) y descomposición del dominio de la frecuencia (FDD- Frequency Domain Decomposition). También el método de descomposición del dominio de la frecuencia mejorado (EFDD-Enhanced Frequency Domain Decomposition), una actualización del método FDD. Por otro lado, entre las técnicas paramétricas, basadas en la identificación modal en el dominio del tiempo, es muy implementado el método de identificación de subespacio estocástico (SSI- Stochastic Subspace Identification), el cual por su robustez permiten la estimación de parámetros modales con alta resolución, lo que facilita la identificación modal en registros de vibración de estructuras con frecuencias fundamentales muy cercanas.

El siguiente diagrama agrupa las técnicas numéricas mencionadas e incluye otros métodos también muy reconocidos.

**Figura 3. Representación esquemática de técnicas de identificación modal.**

**Adaptación fig. 12 Fuente: (Cunha, y otros 2006)**



De acuerdo con lo dicho, la señal que representa las vibraciones ambientales es obtenida mediante un equipo de adquisición de datos. Esta señal es capturada de forma continua o analógica cumpliendo con un comportamiento estocástico; o *aleatorio*, estacionario. Este tipo de señales, para fines de análisis simplificados, se considera como una onda electromagnética compuesta de más ondas de diferentes frecuencias. Las técnicas de identificación modal, en su mayoría, utilizan el análisis de Fourier como base para la discretización de la señal en términos de frecuencia.

El análisis de Fourier demuestra que cualquier señal de este tipo está constituida por componentes senoidales de distintas frecuencias estableciendo que, para cada señal hay una función en el dominio del tiempo  $s(t)$  que determina la señal en cada instante del tiempo y también una función en el dominio de la frecuencia  $S(f)$  que especifica las frecuencias constitutivas de la señal, denominada *densidad espectral*. De esta manera, para una señal  $s(t)$  con espectro  $S(f)$  se verificarán las siguientes expresiones:

$$s(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S(f)e^{j2\pi ft} df ; j = \sqrt{-1} \quad (1 - 6)$$

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} s(t)e^{-j2\pi ft} dt ; j = \sqrt{-1} \quad (1 - 7)$$

En otras palabras, la función  $S(f)$  se denomina espectro de  $s(t)$  y representa la manera como la medida de amplitud relativa de la señal se distribuye con la frecuencia.

## **2. METODOLOGÍA EMPLEADA EN LA REALIZACIÓN DE ESTE ESTUDIO**

En general, la metodología establecida para calibrar el modelo numérico existente de una edificación de valor histórico a partir de registros de aceleración medidos en la estructura consiste en el desarrollo secuencial de las siguientes actividades:

### **2.1 AQUISICIÓN DE DATOS DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO**

Basado en la obtención de toda clase de información preliminar disponible sobre la edificación, se debe consultar sobre datos históricos, revisar los planos arquitectónicos y estructurales, recopilar documentación acerca de intervenciones realizadas a la estructura e indagar sobre estudios técnicos anteriormente hechos. Además de realizar una inspección visual detallada de su estado actual identificando los materiales constitutivos. También es fundamental elaborar un amplio registro fotográfico y un inventario de daños.

### **2.2 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES CONSTITUTIVOS**

En esta segunda actividad se debe realizar la caracterización mecánica de los materiales por medio de tres técnicas: mediante pruebas experimentales en el laboratorio, pruebas directamente sobre los materiales en la edificación y por consulta de los valores más conservadores en la literatura.

### **2.3 ANÁLISIS DEL MODELO NUMÉRICO DE LA EDIFICACIÓN**

En esta etapa se requiere realizar un análisis del modelo numérico de la edificación con el fin de conocer las características dinámicas dominantes de la estructura. Este análisis preliminar del modelo numérico sirve para establecer la ubicación de los sensores en los puntos más adecuados.

## **2.4 PLANEACIÓN DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN EN LA ESTRUCTURA**

En esta fase se revisa el equipo de adquisición y las herramientas necesarias para la medición de los registros de aceleración. Se realiza un inventario de los puntos de medición sobre la estructura y su orientación, se marcan las rutas y las estaciones de medición, así como también, se establecen los parámetros de adquisición como: tiempo de muestreo, frecuencia de muestreo, sensibilidad del instrumento, rango de frecuencias, número de mediciones a realizar, entre otros. Además elaborar un formato para la toma de datos importantes y un plano con la ubicación de cada punto de registro ayudará en la etapa de mediciones.

## **2.5 MEDICIONES DE VIBRACIONES AMBIENTALES**

Esta etapa se realiza *in situ*. Se llevan a cabo los registros de aceleraciones en los puntos objetivos indicados en la etapa de planeación y se cumple con los parámetros de adquisición establecidos. También, se requiere tomar nota de las condiciones ambientales en las que se llevó a cabo cada una de las mediciones.

## **2.6 ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN**

Esta actividad comprende el análisis y procesamiento de las señales obtenidas. Se debe constatar que los resultados experimentales sean coherentes con los valores esperados. Así mismo, se identifican los parámetros dinámicos de la edificación, frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y formas modales de los modos de vibración.

## **2.7 CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO DEL TEMPLO**

Esta actividad comprende la calibración del modelo numérico. El modelo numérico es calibrado mediante la definición de parámetros de validación y parámetros de calibración. Los parámetros de validación corresponden a los valores directamente comparables de los dos análisis, el experimental y el numérico, los cuales hacen referencia a las frecuencias y formas modales. Los parámetros de calibración se determinan a partir de las propiedades mecánicas de los materiales, principalmente a partir del módulo de elasticidad de cada material. Finalmente, se presenta el modelo numérico afinado de la estructura en estudio.

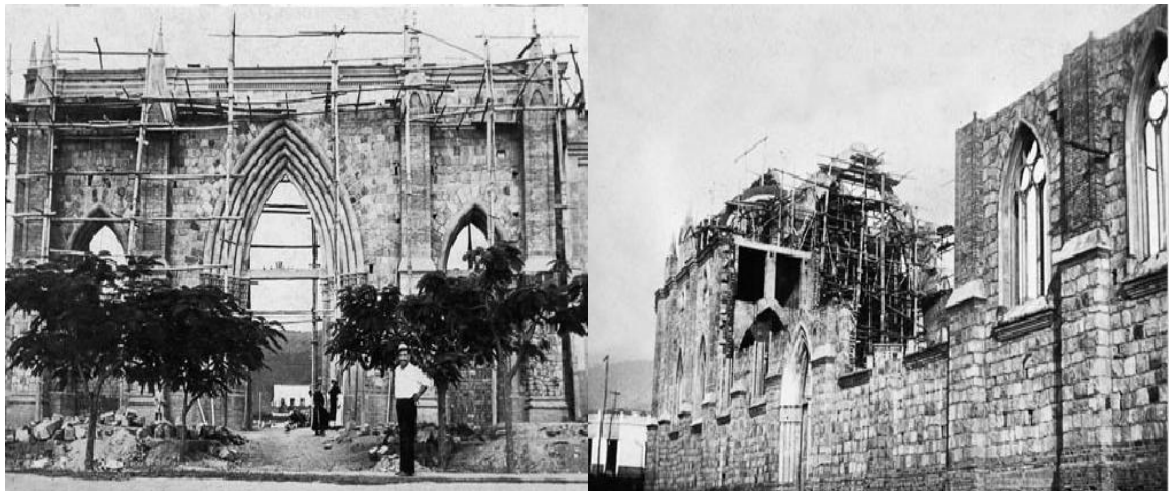
### 3. TEMPLO SAN FRANCISCO DE ASÍS

#### 3.1 INFORMACIÓN HISTÓRICA

El Templo San Francisco de Asís se encuentra ubicado en la ciudad de Bucaramanga-Santander. Se localiza en la carrera 22 con calle 17 esquina del barrio San Francisco.

La construcción del templo San Francisco de Asís se inició el 8 de Octubre de 1944 y culminó en 1952, por lo que tiene una edad de 60 años. En la figura 4 se pueden observar etapas de la construcción. Las características particulares del templo en arquitectura y sistema constructivo neogótico son de principios del siglo XVIII originadas en Europa. Y aunque es una de las construcciones de indole religioso más jóvenes con tendencias góticas, es una de las pocas estructuras con este tipo de arquitectura de Colombia.

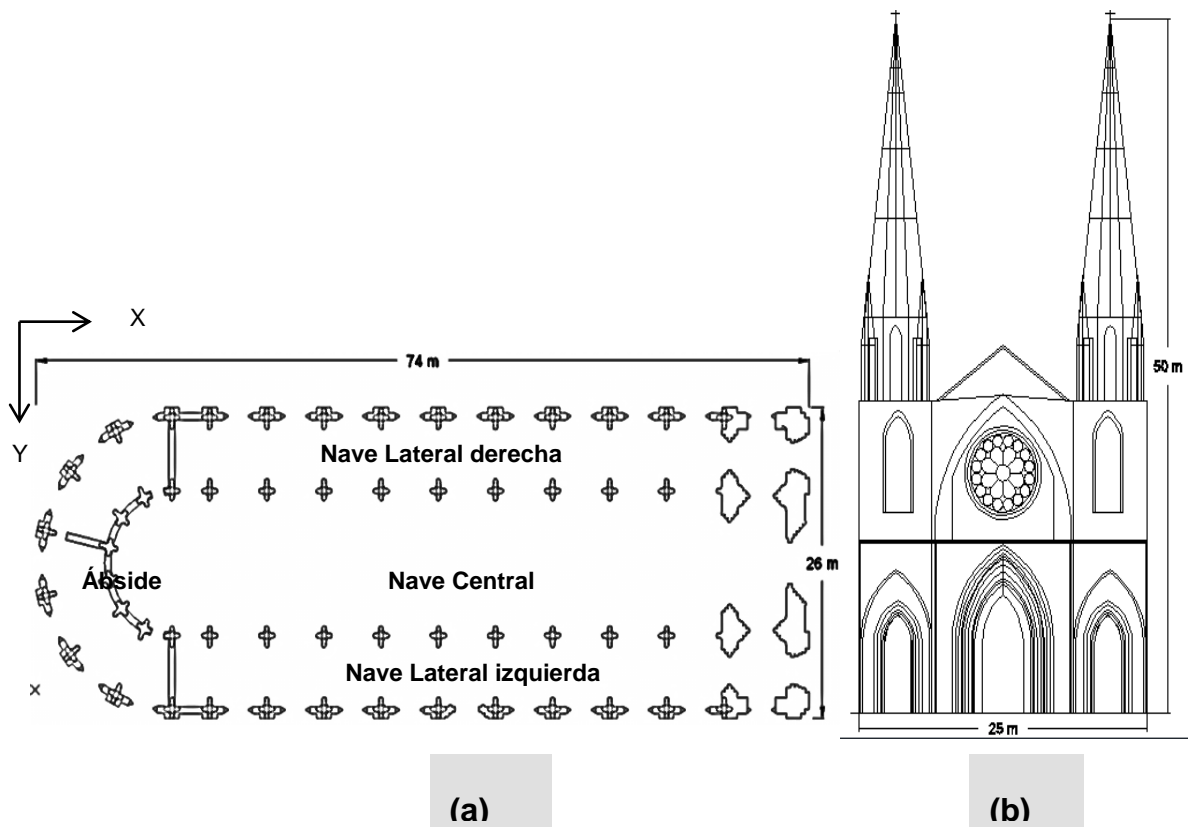
**Figura 4. Construcción fachada principal y ábside. Fuente: (Franciscanos de Bucaramanga, 2012)**



### 3.2 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL

El templo de San Francisco de Asís cuenta con 74 m de longitud y 25 m de ancho, y una altura libre hasta la clave de las bóvedas de la nave principal de 23 m. El punto más alto de la estructura hace parte de las torres con una altura de 50 m. (Figura 5)

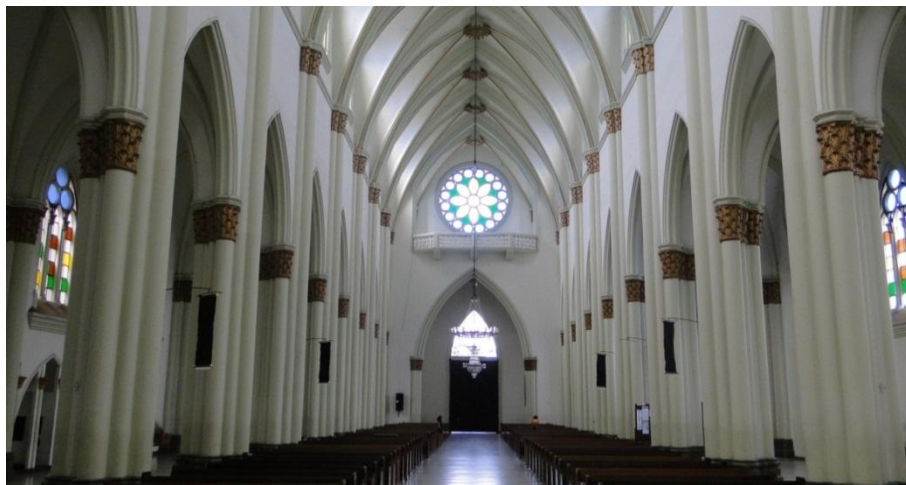
**Figura 5. Templo San Francisco de Asís. (a) Planta arquitectónica. (b) Fachada principal. Fuente: el autor del proyecto.**



El cuerpo principal está formado por tres naves, una central y dos laterales, formados por arcos fajones, que constituyen la estructura transversalmente y por arcos formeros, que la constituyen longitudinalmente y que a su vez enmarcan las

bóvedas nervadas. Al lado de la fachada principal se encuentran dos torres. Para acceder a las torres, se construyó una estructura adicional externa, compuesta de 5 niveles de escaleras. Existe un balcón ubicado a 12 m sobre el nivel del suelo que conecta las dos torres, tal y como se muestra en la figura 6. El balcón es soportado por la fachada principal, las torres y los arcos a cada lado de la nave central. El balcón fue utilizado para ubicar al coro de la iglesia.

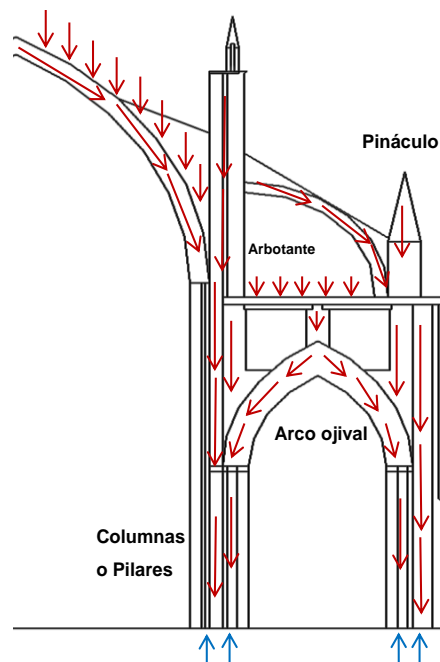
**Figura 6. Interior del Templo. Vista nave central y balcón. Fuente: (Ríos Franco 2012)**



La nave central está cubierta con bóvedas de crucería en mampostería con un espesor de 0.15 m. Soportada con arcos de crucería en mampostería, los cuales descansan sobre columnas de alma de concreto reforzado. La nave central tiene una luz de 10.6 m. Al igual que la nave central, las naves laterales están cubiertas con bóvedas de crucería y conservan el mismo espesor. La clave de las bóvedas de los arcos ojivales que la conforman está a una altura de 12.4 m sobre el nivel del suelo. Las bóvedas de las naves laterales tienen una cubierta de placa en mampostería a cuatro aguas característica de este tipo de arquitectura de 0.1 m de espesor. Por otro lado, las columnas, con 6.5 m de longitud, soportan el

sistema de arcos ojivales transversales y longitudinales y se caracterizan por tener una forma de cruz de núcleo rectangular rodeado de 8 pilastras, apoyadas sobre un zócalo que conserva su contorno poligonal. Cada columnilla o pilastra que se encuentra alrededor del núcleo corresponde con las nervaduras de los arcos y de las bóvedas. Los contrafuertes están ubicados a lo largo de toda la estructura en su parte exterior recibiendo las presiones laterales de las bóvedas transmitida por los arbotantes hacia la estructura de cimentación. Este sistema de contrafuerte se caracteriza por su sección variable a lo largo de la altura de la edificación, la cual se engrosa a medida que se acerca al nivel del suelo. El contrafuerte se remata con un pináculo; estructura en forma de aguja que proporciona peso al contrafuerte aumentando su resistencia a las cargas laterales. Esta configuración y la transmisión de cargas del sistema se representa por medio de un esquema en la figura 7.

**Figura 7. Transmisión de cargas estructura del templo. Fuente: el autor del proyecto.**



### **3.3 TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN Y MATERIALES**

El templo San Francisco de Asís es una estructura construida principalmente en mampostería de ladrillo y piedra.

Para la evaluación de los materiales se inspeccionó la estructura en lugares donde quedara al descubierto el material del elemento, como por ejemplo, en la parte superior de las bóvedas laterales, donde se pudieron observar los muros de la fachada frontal, arcos, las mismas bóvedas, y la placa de la cubierta. (Figura 8)

**Figura 8. Vista parte superior bóvedas laterales hacia la fachada frontal.**

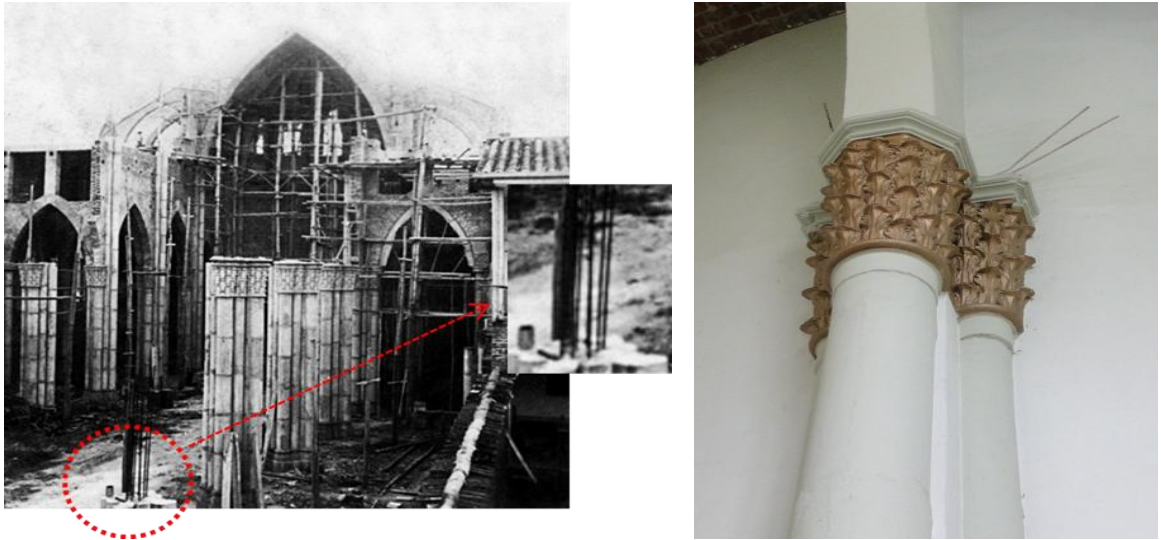
**Fuente: el autor del proyecto.**



#### **3.3.1 Columnas**

Las columnas del templo tienen un núcleo rectangular en concreto reforzado de varilla lisa. Esto se logró reconocer por las fotografías que se encontraron de su construcción y de lo que se pudo encontrar en la inspección en sitio de las terminaciones de las columnas en la zona del ábside. Se muestra evidencia de ello en la figura 9.

**Figura 9. Columna con núcleo rectangular en concreto reforzado en etapas de construcción del templo. (Franciscanos de Bucaramanga, 2012)**



### **3.3.2 Vigas**

Las vigas que se encontraron en la edificación están hechas de concreto reforzado apoyadas sobre muros y columnas de ladrillo. Las vigas que se construyeron en el templo sirvieron para cubrir los grandes claros y soportar las placas de pisos intermedios que se encuentran en las torres (figura 10). También, se utilizaron como apoyo para las placas de la cubierta de las bóvedas laterales.

**Figura 10. Vigas del templo en concreto reforzado. Fuente: el autor del proyecto.**



### 3.3.3 Fachadas

Los muros de las fachadas laterales y el muro de la fachada principal están formados por dos capas de material, una capa de piedra y y otra de ladrillo. En los muros laterales, la capa de exterior, que tiene un espesor de 0.60 m, está construida con piedra arenisca de manera organizada, sistema comúnmente denominado aparejo de sillares. La capa interna tiene 0.40 m de espesor y está construido en ladrillo recocido macizo. Una vista del espesor del muro se muestra en la figura 11.

**Figura 11. Muro de la fachada lateral. Vista del espesor. Fuente: el autor del proyecto.**



### 3.3.4 Placa cubierta y bóvedas

La placa de la cubierta del templo sobre las bóvedas laterales y las mismas bóvedas se encuentran construidas en ladrillo cocido colocado por la cara de mayor superficie, tal y como se muestra en la figura 12.

**Figura 12. Bóvedas de las naves laterales. Fuente: el autor del proyecto.**



### **3.3.5 Arcos**

Los arcos están contruidos con el mismo tipo de ladrillo utilizado en muros y bóvedas. El ladrillo se acuñó uno contra el otro formando un sistema de trabe, dejando una brecha para poner el mortero y dar la forma al arco. La figura 13 revela la forma como se construyó y el ladrillo utilizado.

**Figura 13. Arco en la etapa de construcción. Fuente: (Franciscanos de Bucaramanga 2012). Arco sobre balcón de las torres.**



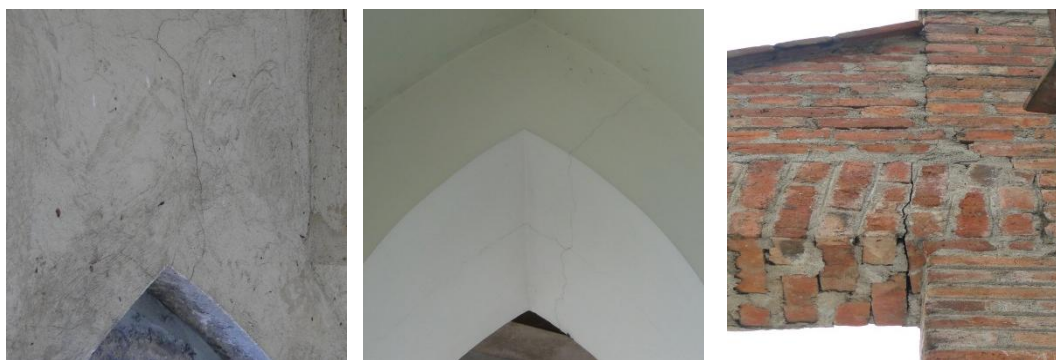
### 3.4 INSPECCIÓN DE DAÑOS

Los siguientes son los problemas estructurales y no estructurales encontrados en la edificación del Templo San Francisco de Asís:

#### 3.4.1 Daños estructurales

Se pueden observar grietas en la clave de varios arcos, la mayoría de ellos son los que se encuentran en las torres. También se encontraron fisuras prolongadas en las juntas de los arbotantes con el muro de la nave central. En algunos muros de la nave central se presentan fisuras que se originan en los extremos inferiores de los ventanales y llegan hasta la parte media baja del muro. En la figura 14 se muestran algunos de los daños encontrados.

**Figura 14. Vista general de fisuras. Fisura en la clave de arcos en las torres y fisura en arbotante. Fuente: el autor del proyecto.**



#### 3.4.2 Daños no estructurales

Se pudieron observar marcas de cal por la carbonatación del mortero como se mencionó anteriormente. Esto tiene grandes implicaciones porque en el mortero se forman poros que permiten la penetración de la humedad y deja expuesto el cementante a agentes agresivos que disminuyen su resistencia mecánica.

También fue posible encontrar crecimiento de vegetación en varias zonas de la estructura, en la fachada principal, en las torres al exterior y al interior, signos de la filtración excesiva de agua en la parte frontal de la estructura. En la figura 15 se muestra evidencia de ello.

**Figura 15. Crecimiento de la vegetación en la estructura. Fuente: el autor del proyecto.**



Es de resaltar que el templo posee un buen sistema de impermeabilización en las cubiertas, tanto de las bóvedas centrales como sobre las laterales, al cual se le hace mantenimiento permanente, lo que ha garantizado el estado de conservación de los elementos de la parte interior del templo (figura 16).

**Figura 16. Bóvedas de la nave central impermeabilizadas. Fuente: el autor del proyecto**



### **3.5 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES DEL TEMPLO**

La estimación de las propiedades de los materiales de una edificación histórica reviste características especiales, dado que, generalmente, no se tienen propiedades uniformes y éstas pueden variar de un elemento a otro (Rivero, Nieto y Lobo 2009). Este cambio en las propiedades de los materiales se le atribuye, en parte, a los largos periodos de las etapas de construcción en los que se podían presentar gran cantidad de variaciones, ya sea por cambios en el personal de la obra, agotamiento de recursos, efectos climáticos, etc.

#### **3.5.1 Caracterización de materiales a partir de datos presentados en la literatura**

En el caso del templo en estudio, es posible observar una única técnica de construcción de los elementos, ya que se muestra uniformidad en cuanto al uso de un mismo material y una misma distribución de éste, dependiendo del tipo de elemento y su ubicación; como por ejemplo, los arbotantes de toda la iglesia son construidos en ladrillo, el mismo tipo de ladrillo que parece haberse usado en el resto de la edificación. Algunos arbotantes son presentados en la figura 17.

**Figura 17. Arbotantes del Templo San Francisco de Asís. Fuente: el autor del proyecto**



Las propiedades mecánicas de los materiales usados en la construcción del templo son desconocidas cuantitativamente, pero es posible, basado en estudios anteriores de edificaciones con características similares y el conocimiento adquirido por la humanidad en la construcción con este tipo de materiales, determinar un rango de comportamiento y asignar valores conservadores entre los encontrados en la literatura antes de realizar pruebas de poca o mediana intervención sobre el material.

En este sentido, y cumpliendo con el primer objetivo de este trabajo, se presenta la valoración de las propiedades mecánicas de los materiales de la estructura del templo a partir de los datos presentados en la literatura.

### **Piedra**

La piedra es el elemento más común encontrado en las estructuras de fábrica de carácter histórico. Se usa en la elaboración de muros en forma de aparejos medianamente organizados o sillares. Su resistencia a compresión varía entre 100 y 1000 kg/cm<sup>2</sup>, su resistencia a tensión es del orden de una décima de la compresión, y el módulo de elasticidad es cercano a 1000 veces la resistencia a compresión (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos 1998).

En la tabla 1 se muestran algunos valores de las propiedades mecánicas de los tipos de piedras más comunes.

**Tabla 1. Resistencias mecánicas de las piedras más comunes. Fuente: (Huerta 2004)**

	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Tiza	2–12	0,1 –1,5	2 –10	14,0
Caliza	7–40	0,5 –5	5 –30	21,0
Caliza compacta	40–100	4–15	30 –60	23,6
Esquistos	15–70	1–10	7 –50	22,2
Granito	60–180	6–15	15 –70	28,5
Cuarcita	80–300	7–20	25 –80	30,6

La piedra que se observa en la estructura en estudio posee características originarias de la roca arenisca, su color, su textura y la presencia de clastos de tamaño arena son las más representativas (figura 18). Este tipo de roca es uno de los más resistentes al intemperismo, ya que soporta la mayoría de agentes químicos, siendo vulnerable a los de índole calcáreo. Su peso específico se encuentra entre 1950 y 2550 kg/m<sup>3</sup>. La NSR-10 establece un único valor para el diseño de 2200 kg/m<sup>3</sup> (NSR-10, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010). Esta piedra presenta una resistencia a la compresión muy variable entre 250 y 1050 kg/cm<sup>2</sup> dependiendo de su alto o bajo contenido de cuarzo.

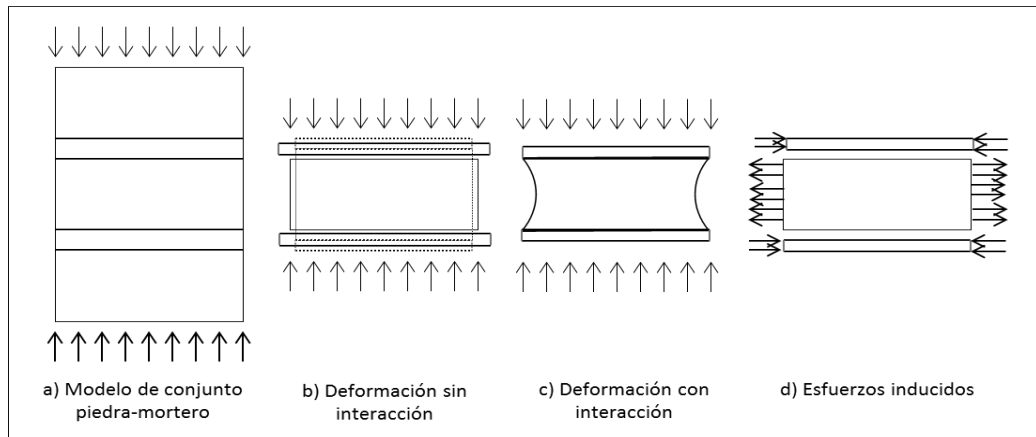
**Figura 18. Sillares de piedra arenisca en las fachadas del templo. Fuente: el autor del proyecto.**



Se ha hablado de la resistencia a compresión del elemento de forma individual, pero es necesario saber que hay muy poca relación de esta con la resistencia que tiene el conjunto de mampuestos, ya que influyen otras variables como interacción piedra-mortero, la calidad de cada uno y su distribución en todo el muro. (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos 1998) Menciona que cuando se tiene un aparejo de piedra-mortero organizado y bien trabado sometido a altas cargas de compresión, el conjunto tiene una resistencia significativamente menor a la resistencia de la piedra. El mortero, que muy pocas veces tiene una resistencia a compresión mayor a la de la piedra, adquiere mayores deformaciones en la dirección del esfuerzo y transversalmente, pero en el trabajo en conjunto con la piedra, sus deformaciones transversales se contraen y la piedra sufre una expansión, originándose aumentos de esfuerzo a tensión, para los cuales la piedra presenta agrietamientos por su baja resistencia ante este tipo de esfuerzos, disminuyendo de esta manera la resistencia de todo el conjunto en un rango de entre 10 y 30 kg/cm<sup>2</sup>, dependiendo de la calidad del mortero y de la piedra; correspondiendo los valores más bajos a morteros altamente deformables.

En la figura 19 se presenta un esquema de las deformaciones ocurridas de la interacción piedra-mortero.

**Figura 19. Modelo simple piedra-mortero en la mampostería. Fuente: (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Hitóricos 1998)**



## Morteros

La identificación del tipo de mortero utilizado en el templo se logró por una detallada inspección en las juntas visibles en la parte superior de las bóvedas laterales. Por los procesos de carbonatación que se pudieron observar (figura 20), es fácilmente deducible que el mortero utilizado para proporcionar adherencia y continuidad entre ladrillos y piedras, es un mortero compuesto de cemento cal y arena, el cual es mortero característico de la mayoría de edificaciones antiguas por su aporte de durabilidad y resistencia en los elementos, y la trabajabilidad que ofrecen a la hora de la colocación.

**Figura 20. Mortero con proceso de carbonatación. Vista interna muro externo y columna interior rematada en ladrillo. Fuente: el autor del proyecto.**



Los morteros de cemento, cal y arena pueden ofrecer resistencias desde 2 MPa hasta 20 MPa. Las resistencias altas en el mortero de este tipo se garantizan con bajos contenidos en volumen de cal.

### **Ladrillos**

Tal y como se mencionó anteriormente, el ladrillo es el material predominante en el templo. Casi el 80% de la edificación está conformado por mampostería en ladrillo. El ladrillo usado en la totalidad de la edificación corresponde a un ladrillo de tejar o manual conocido como ladrillo tolete macizo común T1 con dimensiones de 6 x 12 x 26 cm, que se disponen en soga en columnas, y muros. Los pisos intermedios de las torres se armaron como bovedillas en ladrillo dejando como cara visible de la unidad, la denominada *tabla*.

La Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente de 2010 (NSR-10), propone algunos valores para este tipo de ladrillo en la calidad del diseño: densidad mampostería de ladrillo macizo: 1850 kg/cm<sup>3</sup>, resistencia mínima a la compresión de la mampostería en ladrillo: 8 MPa. Así mismo, la resistencia mínima a la compresión establecida en la NTC 4205 debe ser de 15 MPa para la

unidad en mampostería estructural y de 10 MPa para la unidad en mampostería no estructural.

Sin embargo, dado que estamos estudiando una estructura de carácter histórico, estos valores establecidos en las normativas podrían no cumplirse. En la tabla 2 se establecen algunos valores representativos de las propiedades mecánicas de tipos de mampostería de edificios históricos.

**Tabla 2. Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de edificios históricos. Fuente: (Meli, Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos 1998)**

<b>Material</b>	<b>Peso Volumétrico kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Resistencia a compresión</b>	<b>Resistencia a cortante</b>	<b>Módulo de elasticidad</b>
Adobe	1800	0.2-0.5	0.05	300
Ladrillo con mortero de lodo	1600	0.5-1	0.1	500
Ladrillo con mortero de cal	1600	1.5-2.0	0.2	1000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2000	1.0-1.5	0.05	500
Mampostería de piedra de buena calidad	2000	3	0.2	2000
Resistencias y módulos, en MPa				

### **3.5.2 Ensayos no destructivos realizados en los materiales del templo**

Los ensayos no destructivos son métodos especializados de inspección técnica que proporcionan información sobre el estado de los materiales y componentes sin destruirlos. Estos pueden dar pistas de las irregularidades dentro de la estructura

histórica de mampostería, que a menudo es no homogénea. (Merluzzi, y otros 2008)

Las pruebas para estructuras de carácter histórico se recomiendan de poca intervención; pruebas ligeramente destructivas o en lo posible pruebas no destructivas, tales como las técnicas esclerométricas o ultrasónicas, que aunque no son tan precisas como técnicas destructivas, como por ejemplo la extracción de núcleos, se realizan en un periodo de tiempo más corto y con mayor simplicidad sin la alteración de los componentes de la estructura.

### **3.5.2.1 Caracterización del concreto de la estructura**

Para la evaluación de la resistencia probable a compresión del concreto de las columnas y vigas del templo se indagó sobre los métodos más comunes no destructivos (algunos de estos se exponen como anexo de este trabajo), y contando con la disposición de equipos en el laboratorio de estructuras de la universidad, se decidió realizar mediciones con el *esclerómetro*.

El esclerómetro es un instrumento que mediante mediciones de dureza determina la resistencia del concreto de forma no destructiva. Este método es atractivo por su simplicidad; el tiempo de la prueba es muy corto, lo que permite realizar chequeos en varias zonas del concreto de la estructura, ya sean columnas, pavimentos, muros, placas, etc. Sin embargo, en los últimos años este instrumento no ha sido muy utilizado para evaluar la resistencia del hormigón, sino más bien para evaluar sus variaciones, y uniformidades a lo largo de la estructura y determinar las zonas de baja calidad del material. La determinación de la dureza del material está basada en la medición del recorrido en ir y volver (rebote) de una masa controlada por un resorte como resultado de la colisión entre el dispositivo y la superficie de concreto (Céspedes García 2003).

El esclerómetro utilizado para realizar las pruebas, es un esclerómetro Original Schmidt modelo N, diseñado para evaluar la calidad y resistencia del hormigón con valores de 10 a 70 MPa con energía de impacto de 2,207 Nm.

Con este tipo de esclerómetro, la resistencia probable del concreto, de acuerdo a la medición realizada, se determina mediante el uso de una gráfica que relaciona el valor del rebote R; medida en la escala del dispositivo, y el ángulo de impacto; que depende de la posición del esclerómetro respecto a la horizontal. La tabla utilizada para realizar la conversión se muestra como anexo de este trabajo.

Para realizar las mediciones se tuvieron en cuenta las siguientes recomendaciones:

Realizar los ensayos teniendo en cuenta que el esclerómetro debe estar siempre perpendicular con respecto a la superficie de concreto, de no ser así, los resultados pueden variar sustancialmente.

Superficies con pinturas y estucos también afectan las mediciones. Hay que dejar expuesto el concreto.

Garantizar una superficie seca y limpia.

Hacer las mediciones sobre superficies planas y sin rugosidades.

En la figura 21 se muestra la forma como se hizo uso del esclerómetro en una de las partes del templo.

**Figura 21. Medición en una de las vigas del templo usando el esclerómetro.**

**Fuente: el autor del proyecto.**



A continuación se muestran los resultados obtenidos en las diferentes zonas de evaluación de la resistencia de concretos en vigas y columnas:

### **Vigas**

Sobre cada una se hicieron 10 mediciones distribuidas en su longitud. Las vigas se clasificaron de acuerdo al tipo de elementos que soportan y a su ubicación.

Soporte de placas abovedadas de la cubierta, T1: Se ensayaron 10 vigas de las 48 que están en toda la estructura. El número de vigas para la evaluación del concreto se determinó correspondiendo a que se quería conocer si se presentaba alguna variación en el material teniendo en cuenta que la iglesia se construyó durante un periodo de tiempo muy largo y se pudieron haber utilizado diferentes dosificaciones del material en las etapas de construcción. Además acceder a las vigas restantes era bastante arriesgado por no disponer de suficiente ventilación. Los resultados obtenidos en cada viga evaluada se muestran como anexo de este trabajo. La comparación de todos los valores promedio obtenidos para la resistencia del tipo de viga T1 se muestra a continuación:

**Tabla 3. Promedio resistencias probables del concreto obtenidas de vigas T1.**

<b>Viga T1 #</b>	<b>Media f'c [MPa]</b>
<b>1</b>	26.2
<b>2</b>	24.9
<b>3</b>	25.9
<b>4</b>	25.4
<b>5</b>	22.3
<b>6</b>	22.4
<b>7</b>	26.8
<b>8</b>	22.9
<b>9</b>	24.0
<b>10</b>	25.4
<b>Media f'c Total</b>	<b>24.6</b>

Soporte de piso intermedio (balcón del coro), T2: Se ensayaron 2 vigas de 0.60x0.63 m de sección transversal y 6 m de largo de las 5 que se encuentran transmitiendo la carga de la placa del piso intermedio a las columnas. La comparación de los 2 valores promedio obtenidos para la resistencia del tipo de viga T2 se muestra a continuación:

**Tabla 4. Resultados mediciones con esclerómetro viga T2.**

<b>Viga T2 #</b>	<b>Media f'c [MPa]</b>
<b>1</b>	26.2
<b>2</b>	26.5
<b>Media f'c</b>	<b>26.4</b>

Soporte de placa superior torres, T3: De las tres vigas que soportan la placa superior de las torres, se hicieron mediciones en una de ellas.

**Tabla 5. Resultados mediciones con esclerómetro viga T3.**

<b>Viga</b>	<b>Resistencia del concreto</b>
1	<b>f'c [MPa]</b>
<b>Medición</b>	
1	26.0
2	26.0
3	23.8
4	23.8
5	23.8
6	26.0
7	23.8
8	26.0
9	26.0
10	26.0
<b>Media f'c</b>	<b>25.1</b>

### **Columnas**

A pesar de que las columnas de la estructura que se encuentran construidas en concreto están localizadas en la parte interior del templo y son de fácil acceso, la superficie del elemento se encuentra cubierta con friso y pintura, lo cual obliga a raspar y limpiar la superficie hasta lograr la exposición del concreto. Sin embargo, debido a que los permisos que se otorgaron para los trabajos en el templo limitaron la intervención, no fue posible realizar las mediciones. Pero, si se considera que se utilizó el mismo tipo de concreto en la construcción que el usado en las vigas, y que los valores obtenidos de las mediciones en ellas marcaron resistencias promedios entre 24 y 26.5 MPa, es posible que se obtuvieran valores similares o un poco mayores en las columnas.

## Morteros

A los morteros pertenecientes a la mampostería de ladrillo también se le realizaron pruebas, y aunque inicialmente no se plantaron ensayos para estos, los resultados fueron bastantes coherentes en relación a los que se obtuvieron en las vigas. Se tomaron 10 mediciones a lo largo de 5 juntas de mortero en el muro. Los resultados de los valores promedios probables de las resistencias para cada junta evaluada se presentan en la tabla 6.

**Tabla 6. Valores promedio de las resistencias probables de las juntas de mortero.**

<b>Junta</b>	<b>Resistencia del mortero</b>
<b>#</b>	<b>f'c [MPa]</b>
1	16.5
2	16.0
3	16.0
4	15.2
5	16.5
<b>Media f'c</b>	16.0

El valor obtenido para la resistencia del mortero es alto, pero se encuentra entre valores aceptables, considerando que el mortero de cemento tiende a alcanzar resistencias entre 5 y 20 MPa. Esto puede indicar que la mezcla para la elaboración del mortero tiene bajos contenidos de cal, en una relación en volumen aproximada de 1:0.25-0.5 para el cemento y la cal.

### **3.5.3 Ensayos de unidades de ladrillos para la caracterización de la mampostería**

Si bien no se realizaron ensayos no destructivos ni destructivos sobre las unidades de ladrillos del Templo, si se consultó exhaustivamente sobre la procedencia y calidad del material para la construcción de los elementos de mampostería de la edificación. Según los registros históricos que posee la comunidad franciscana sobre la construcción, que incluyen documentos, facturas y fotografías, y la consulta de las fábricas de ladrillos tradicionales en Bucaramanga y su área metropolitana, se pudo establecer la procedencia de las unidades de ladrillo.

La arcilla con la cual se elaboraron los ladrillos, son arcillas extraídas del suelo de girón de la vereda conocida con el nombre Las Llanadas. Estas arcillas corresponden a arcillas compactas arenosas con trazas de materia orgánica, lo cual hace que no sean de la mejor calidad para la elaboración de ladrillos. En la figura 22 se puede apreciar un ladrillo artesanal elaborado con el tipo de arcilla mencionado.

**Figura 22. Ladrillo tejar elaborado con arcilla de la vereda Las Llanadas, Girón. Fuente: el autor del proyecto.**



Aunque la edificación posee 60 años de haberse construido, los ladrillos que se utilizaron en el proceso, aún se siguen fabricando con un procedimiento en la

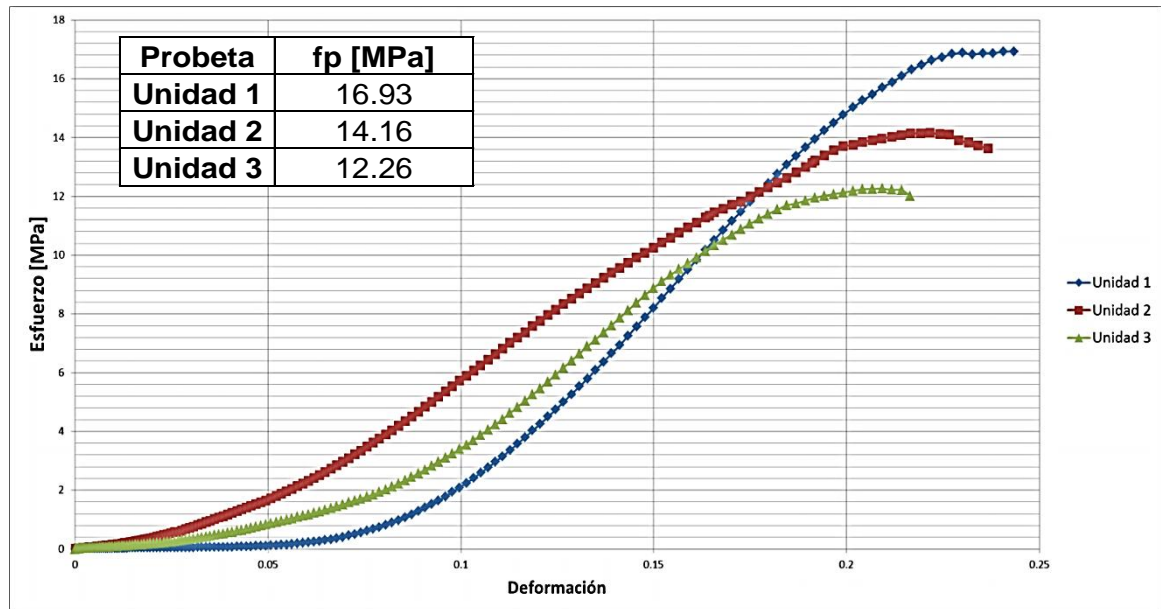
elaboración de la masa de arcilla muy similar e incluso la proporción de las dimensiones del elemento son las mismas.

En el Laboratorio de Caracterización de Materiales de Construcción de la UIS se prepararon para ensayos de compresión simple tres unidades de ladrillo tipo T1 de 6 x 12 x 26 cm, procedentes de una fábrica familiar de ladrillo artesanal ubicada en la vereda Las Llanadas que conserva el mismo proceso de elaboración de los ladrillos desde hace cinco décadas. Los ensayos se realizaron siguiendo recomendaciones de las Normas Técnicas Colombianas (NTC 2005) y la Norma de Construcción Sismo Resistente de 2010 (NSR-10, Título D. Mampostería Estructural 2010). Se utilizó la máquina de ensayos universales (MTS Test System 810) para realizar las pruebas a compresión simple.

Cabe mencionar que con este ensayo no se pretende asumir los valores obtenidos para evaluar cuantitativamente la mampostería de la edificación en estudio. Pero, es necesario tener un criterio de la resistencia probable de las unidades de ladrillo en lo que podrían ser sus condiciones iniciales en la estructura, sin ser afectada por el deterioro físico a través del paso de los años.

En la figura 23 se muestran los resultados obtenidos para cada una de las probetas.

**Figura 23. Curvas de esfuerzo-deformación unidades de ladrillo ensayadas.**



Los resultados muestran una resistencia a compresión promedio de 14.45 MPa, alcanzando la resistencia para mampostería estructural según la NTC 4205 y calificando los mampuestos de buena calidad. Ahora bien, si hacemos uso de las expresiones propuestas por (Meli, Comportamiento sísmico de muros de mampostería 1979), para el cálculo del módulo de elasticidad, se obtiene lo siguiente:  $f_m = 0.45 f_p$ ;  $f_m = 6.5$  MPa y  $E = 450 f_m$ ;  $E = 2925$  MPa.

### **3.6 DETERMINACIÓN TEÓRICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TEMPLO**

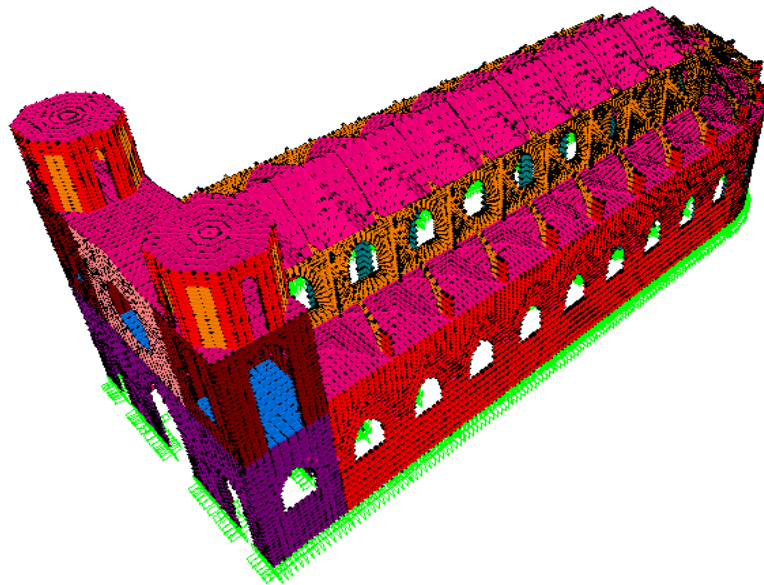
#### **3.6.1 Descripción del modelo numérico**

El análisis de la respuesta dinámica global se realizó con el modelo de elementos finitos elaborado en el programa SAP2000. En el modelo se consideró el comportamiento de los materiales en el régimen lineal y se reprodujeron las características estructurales principales de la edificación asumiendo que se

encuentra empotrada en su cimentación. El modelo cuenta con 62684 elementos finitos y 63701 nodos, con un total de 376470 grados de libertad.

A continuación se presenta una vista 3D del modelo realizado en la figura 24. Los detalles de la elaboración del modelo numérico se presentan en el trabajo *Propuesta de un modelo numérico de una edificación de valor patrimonial. Caso de estudio: Templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga* (Ríos Franco 2012), referencia de este trabajo.

**Figura 24. Modelo numérico global del templo. Fuente: (Ríos Franco 2012)**



Las propiedades mecánicas de los materiales que se asumieron para evaluar de forma preliminar el comportamiento dinámico de la estructura se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 7. Propiedades de los materiales usados en el modelo numérico para la evaluación preliminar del comportamiento dinámico.**

<b>Material</b>	<b>Mampostería</b>	<b>Concreto</b>
<b><math>\nu</math> (poisson)</b>	0.25	0.2
<b>E [MPa]</b>	3971.69	21525.56
<b><math>\gamma</math> [kg/m<sup>3</sup>]</b>	1850	2400

### **3.6.2 Análisis dinámico del modelo numérico**

#### **3.6.2.1 Periodos y factores de participación modal**

Los factores de participación de masa indican los porcentajes de participación modal de la masa en cada una de las direcciones del modelo, X,Y y Z, para cada uno de los modos de vibración.

Se ilustra la tabla 8 donde se observan los períodos, frecuencias y factores de participación de las masas modales asociados a la estructura para lo modos predominantes entre los primeros doce modos de vibración.

**Tabla 8. Factores de participación de masas modales de los modos predominantes.**

<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>F.P.M</b>	<b>F.P.M</b>	<b>F.P.M</b>	<b>F.P.M</b>	<b>F.P.M</b>	<b>F.P.M</b>
	<b>[s]</b>	<b>Sentido</b>	<b>Sentido</b>	<b>Sentido</b>	<b>Sentido</b>	<b>Sentido</b>	<b>Sentido</b>
		<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>
<b>1</b>	0.34	0.00%	42.43%	0.00%	0.00%	42.43%	0.00%
<b>2</b>	0.29	18.54%	0.00%	0.01%	18.54%	42.43%	0.01%
<b>3</b>	0.27	29.61%	0.00%	0.07%	48.14%	42.43%	0.08%
<b>4</b>	0.27	0.00%	3.41%	0.00%	48.14%	45.84%	0.08%
<b>5</b>	0.23	0.00%	11.15%	0.00%	48.14%	56.99%	0.08%
<b>7</b>	0.21	0.00%	12.10%	0.00%	48.15%	69.09%	0.08%
<b>10</b>	0.17	20.51%	0.00%	0.00%	68.67%	69.31%	0.09%

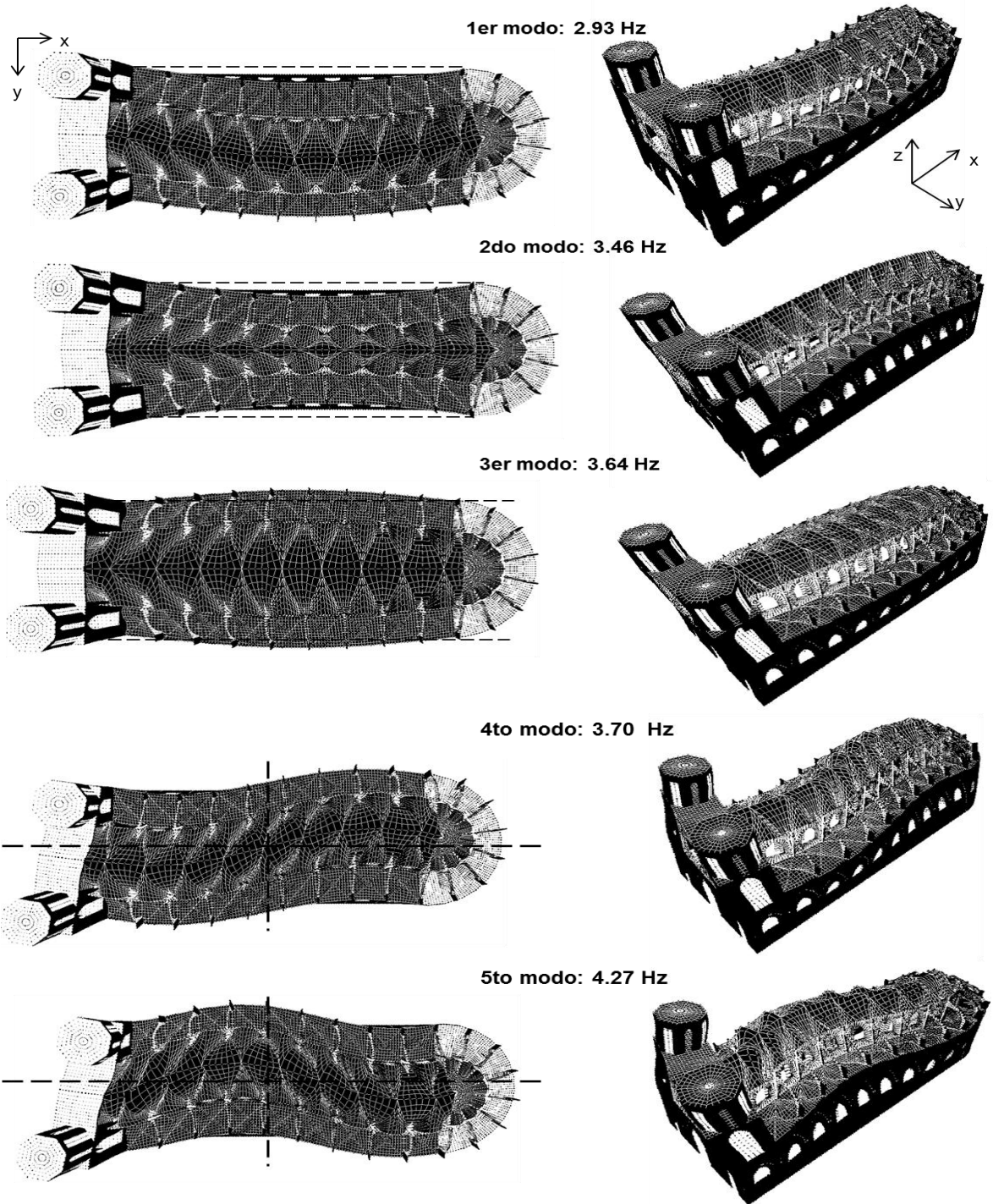
### 3.6.2.2 Formas modales

A continuación, en la tabla 9 y la figura 25, se presentan las formas modales de los primeros cinco modos de vibración.

**Tabla 9. Tipo de modo de los primeros cinco modos de vibración.**

<b>Modo</b>	<b>Frecuencia [Hz]</b>	<b>Tipo de Modo</b>
<b>1</b>	2.93	1er modo de flexión
<b>2</b>	3.46	2do modo de flexión
<b>3</b>	3.64	3er modo de flexión
<b>4</b>	3.70	1er modo de torsión
<b>5</b>	4.27	2do modo de torsión

**Figura 25. Primeras modos obtenidos con modelo numérico preliminar.**  
**Fuente: el autor del proyecto.**



## 4. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TEMPLO: MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

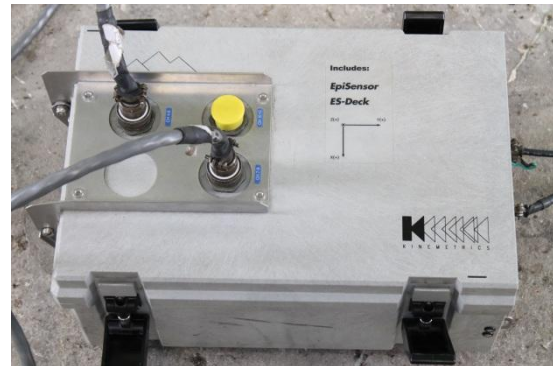
### 4.1 EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS

Para las mediciones de vibración ambiental en el templo se usó un equipo de adquisición de datos multicanal, K2 del fabricante Kinemetrics, el cual cuenta con un sensor interno triaxial que ocupa 3 de los 12 canales disponibles. Además se usaron 2 sensores triaxiales, FBA ES-T del mismo fabricante, que ocuparían 6 de los canales restantes. Estos sensores pueden ser configurados para una sensibilidad de hasta 10 V/g, un ancho de banda DC hasta 200 Hz, un rango de frecuencia de entre 0.15 y 1000 Hz, y un rango dinámico desde  $\pm 0.25$  a  $\pm 4g$ . (Figura 26)

**Figura 26. (a) Sensor de aceleraciones, ES-T. (b) Sistema de adquisición de datos multicanal, K2. Fuente: el autor del proyecto.**



**(a)**

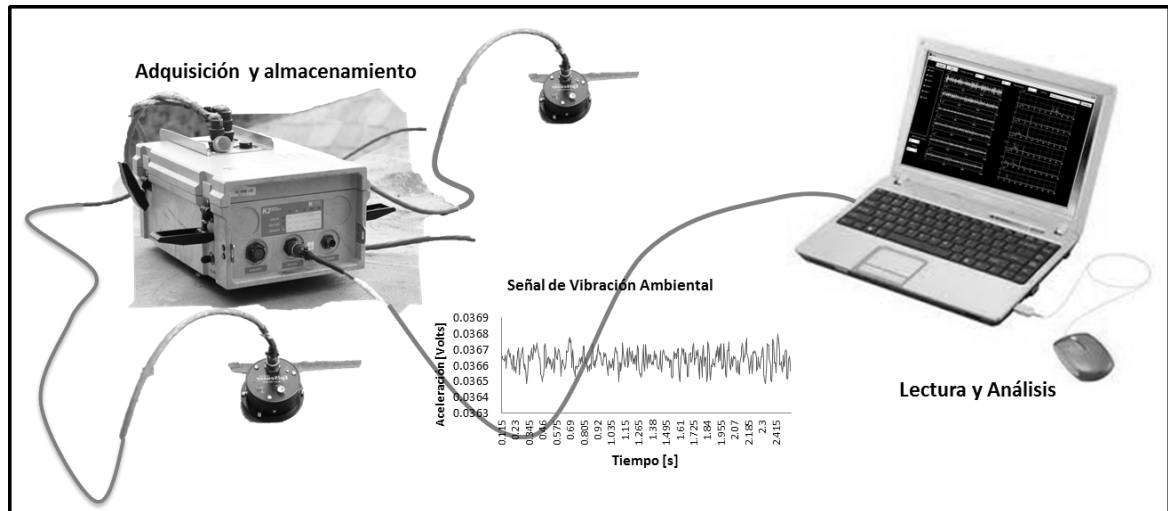


**(b)**

También se utilizó un equipo portátil donde se utilizó el software provisto por el fabricante para la configuración del sistema de adquisición y la lectura de los

datos, *Altus File Assistant*. En la figura 27 se muestra un esquema del equipo de adquisición de datos.

**Figura 27. Equipo de adquisición de datos. Fuente: el autor del proyecto.**



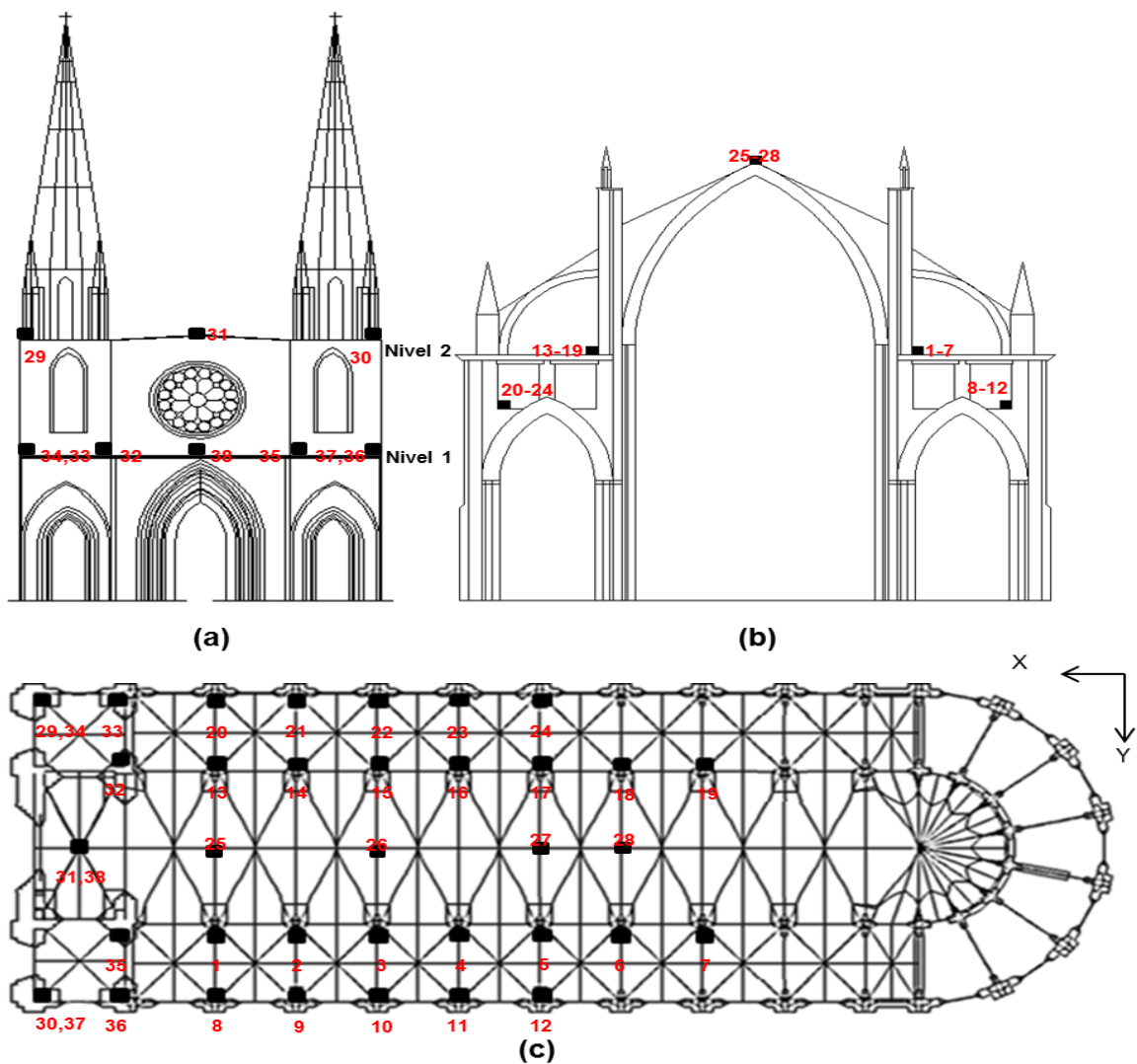
## 4.2 INSTALACIÓN DE SENSORES EN LA ESTRUCTURA

Antes de tomar las mediciones de vibración en el templo, se realizó una estimación de las frecuencias esperadas a través del modelo numérico de elementos finitos, se analizaron las formas modales y se localizaron sobre planos los puntos de medición.

Se midieron aceleraciones sobre las naves laterales, la nave central y las torres comprendiendo un total de 38 puntos en 26 setups (setup hace referencia a cada disposición de sensores para realizar una medición de vibración). En la figura 28 se muestra un esquema en planta y altura con la representación de estos puntos de medición

En cada uno de los puntos se tomaron mediciones con una duración entre 4 y 5 minutos, siguiendo las recomendaciones de (Rodrigues, Brinker y Andersen 2001) en la cual expone que el tiempo de duración debe estar entre 1000 y 2000 veces más que el periodo natural más alto ( $T_{(1)}=0.33s$ ) . Las mediciones se realizaron con una frecuencia de muestreo de 200 datos por segundo.

**Figura 28. Puntos de medición de señales de vibración sobre la estructura del templo. Fuente: el autor del proyecto.**



#### **4.2.1 Sensores en nave central**

Las mediciones sobre la nave central se llevaron a cabo por medio de 3 setups en cuatro puntos. El sensor de referencia (a0) correspondió al localizado internamente en el equipo de adquisición y para todas las mediciones se ubicó sobre el nivel superior de las torres (punto 31 en la figura 28c). Esto debido a la dificultad de transporte e instalación directamente sobre la cubierta de la nave central. El sensor móvil (a1) en estas mediciones quedó limitado a permanecer sobre el punto 25 por la longitud del cable, 9.1 m. De esta manera, el sensor móvil (a2), se localizó sobre los demás puntos de interés (26, 27 y 28 en la figura 28c), uno diferente por cada setup realizado.

#### **4.2.2 Sensores en las naves laterales**

Sobre cada nave lateral se tomaron mediciones en 12 puntos (puntos 1-24), de los cuales 14 correspondieron transversalmente con los que se tomaron en la nave central. Los puntos se distribuyeron de la siguiente manera: 14 puntos sobre la cubierta de las naves laterales; izquierda y derecha, y 10 puntos sobre los pórticos de los arcos que soportan las bóvedas laterales, los cuales se pueden ver mejor en su distribución en altura en la figura 28b.

Para las mediciones realizadas sobre la cubierta de la nave lateral derecha, el punto 2 se determinó como punto de referencia y en este se ubicó el sensor (a0). Así mismo, el sensor móvil (a1) se ubicó en el nodo 3 y el sensor móvil (a2) realizó mediciones en cada uno de los nodos restantes (puntos 1,4-7).

#### **4.2.3 Sensores en las torres**

También se realizaron mediciones en las torres en el nivel superior e inferior. En cada nivel se tomaron mediciones en los extremos para identificar modos de torsión y de flexión.

En el nivel 1 se tomaron datos en 7 puntos (32-38) elaborando un total de 3 setups. En el nivel 2 se obtuvieron las aceleraciones de 3 puntos (29-30), con la necesidad de realizar solo un setup.

En la figura 29 se presentan algunas fotografías de la ubicación de los sensores sobre la estructura y una de las estaciones de trabajo.

**Figura 29. Sensores sobre naves, nodos torres y estación en bóvedas.**

**Fuente: el autor del proyecto.**



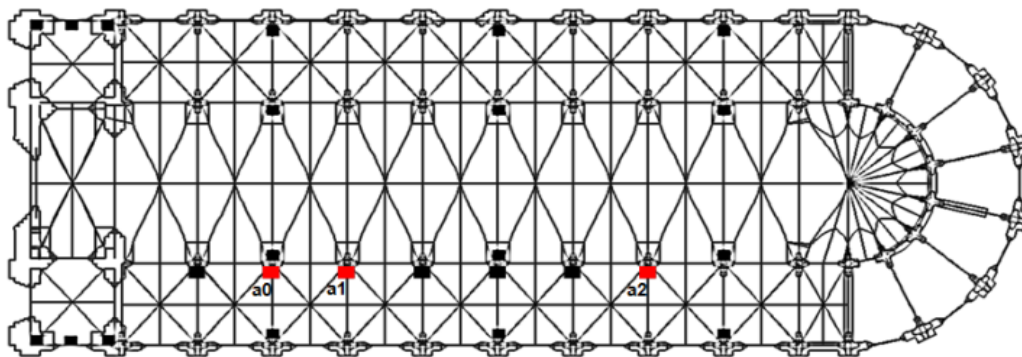
### 4.3 REGISTROS EXPERIMENTALES OBTENIDOS DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN.

Tal y como se mencionó anteriormente, las mediciones de aceleración se realizaron en cada punto en las tres direcciones ortogonales principales teniendo en cuenta que la dirección denominada X corresponde a la dirección longitudinal del templo y la dirección Y corresponde a la dirección transversal.

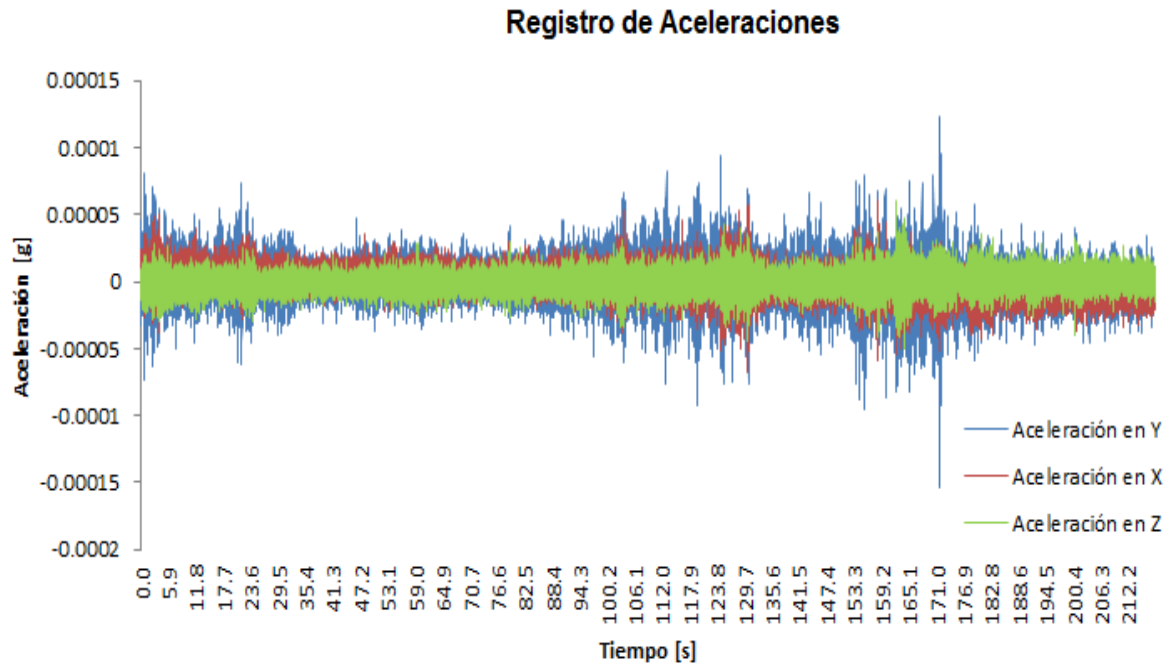
Las aceleraciones más grandes obtenidas en la mayoría de mediciones se encontraron en dirección Y, no superando valores de 0.18 mg en las naves laterales y valores de 3 mg sobre la nave central (cubierta).

A continuación se muestra en las figura 30 y 31 un ejemplo de las aceleraciones obtenidas en el setup 1 del sensor a0 (punto de referencia).

**Figura 30. Puntos de medición de aceleraciones en Setup 1. Fuente: el autor del proyecto.**



**Figura 31. Registro de aceleraciones sensor a0 en Setup 1. Fuente: el autor del proyecto.**



#### **4.4 PROCESAMIENTO DE SEÑALES**

Para realizar el análisis de las mediciones de vibraciones ambientales se escribió un algoritmo en el programa Matlab que procesa el registro de cada canal del K2 (ver anexos). Para ello se llevaron a cabo los siguientes pasos referenciados en el estudio de (Ritta, Massa y Chiap 2009):

##### **Primero: Almacenamiento de datos.**

El archivo almacenado por el K2; el cual es en código ASCII para cada uno de los canales, muestra los valores de aceleración en términos de voltios. Estos archivos fueron ubicados en una carpeta diferente identificada con el nombre de la medición, la estación y la fecha.

##### **Segundo: Lectura de datos.**

En este paso se convirtieron los voltios a unidades de aceleración en términos de la gravedad (g), para lo cual se utilizó la sensibilidad utilizada en el instrumento (volts/g). Adicionalmente se realizó la corrección de la línea base del registro mediante la remoción de su media.

### **Tercero: Filtro para datos no deseados**

Como es de saber, la lectura de señales de vibraciones ambientales contiene contribuciones de fuentes no deseadas, para esto es necesario establecer filtros que ayuden a eliminar gran parte de estos datos. Aunque el instrumento realizó un filtro previamente, fue necesario establecer un filtro para aquellos valores de aceleración que eran bastantes mayores a la amplitud media del registro.

### **Cuarto: Reducción del efecto de escurrimiento (leakage)**

La aplicación de la transformada de Fourier en señales discretas de duración finita lleva a la introducción de errores asociados al leakage. El leakage es un error de escurrimiento de la frecuencia debido a la no periodicidad de la señal y al carácter finito de la serie temporal que se manifiesta a través de la distribución de energía asociada a una frecuencia específica de las demás frecuencias vecinas. (Gómez Araujo 2010)

Para reducir este efecto de escurrimiento al aplicar la transformada de Fourier fue necesario utilizar una función de ventana. Una de las funciones de ventanas más comúnmente usada en el cálculo de la FFT en el análisis de vibraciones es la ventana de Hanning, la cual fue utilizada para este proceso. Se tomaron un total de 4096 datos para cada ventana y un traslapo del 50%.

### **Quinto: Aplicación de la Transformada Rápida de Fourier a cada ventana**

La aplicación de la transformada rápida de Fourier (FFT) comprende uno de los métodos más prácticos y muy comúnmente usado para la obtención de la función

densidad espectral de potencia de la señal. El espectro que se obtiene está en función de la potencia por unidad de hertz contra la frecuencia en hertz (Hz). Esta función expresada en vector fue normalizada dividiéndola por la sumatoria de los valores que la constituyen.

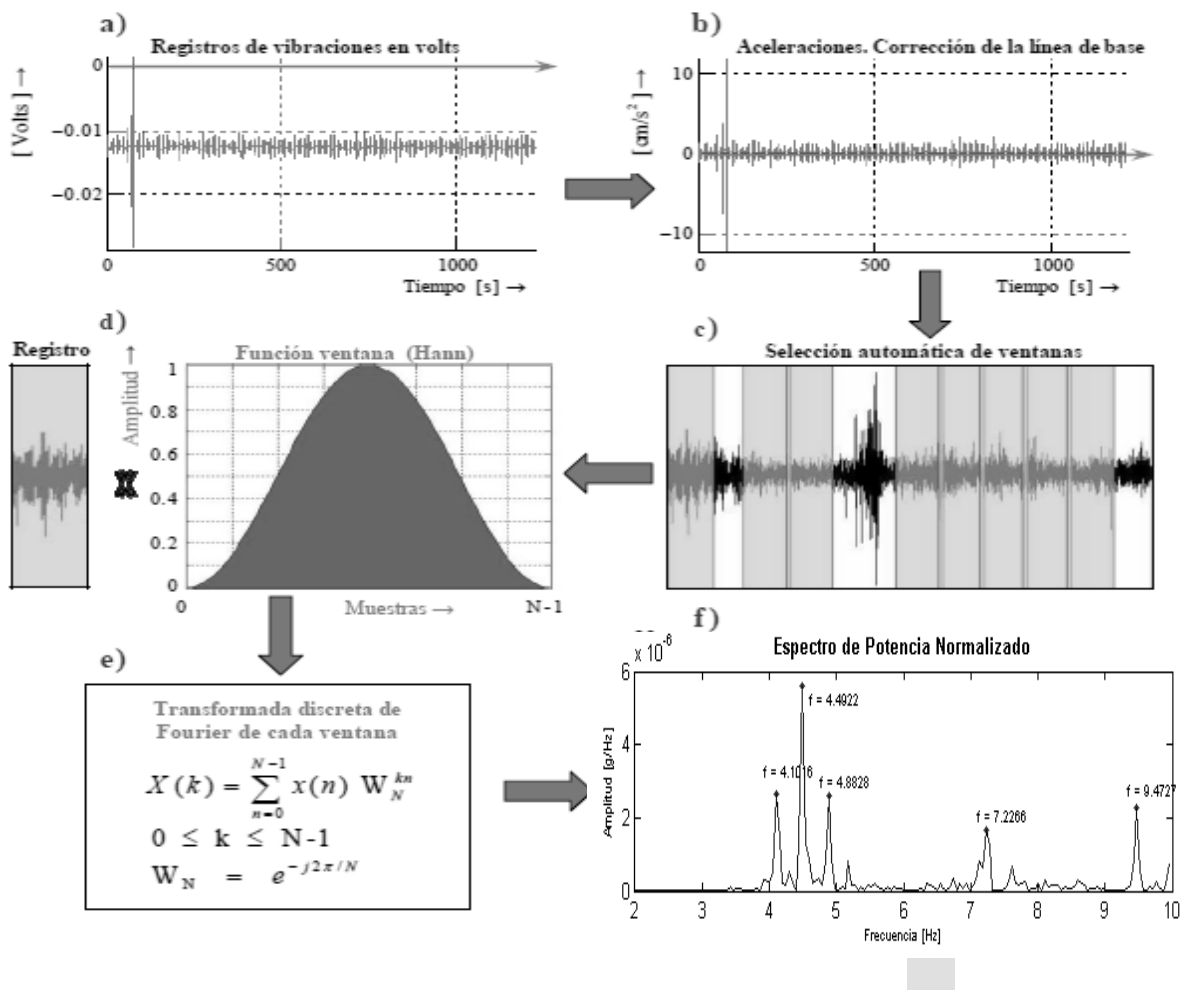
#### **Sexto: Análisis función de densidad espectral de potencia (PSD)**

En este paso se requiere el análisis detallado de las frecuencias obtenidas para determinar las correspondientes a los modos de vibración de la estructura. Las frecuencias naturales de la estructura corresponden aquellas en las que se observan mayores contenidos energéticos.

De esta manera se realizó el procesamiento de cada uno de los registros medidos en cada uno de los grados de libertad. Se obtuvieron entonces las funciones de densidad espectral en los cuales fue posible la identificación de las frecuencias naturales del templo. También se tuvo en cuenta un rango de frecuencia para el análisis, el cual correspondió de 2 Hz a 10 Hz, suponiendo que los primeros modos de vibración de la estructura están gobernados por ese intervalo de frecuencias.

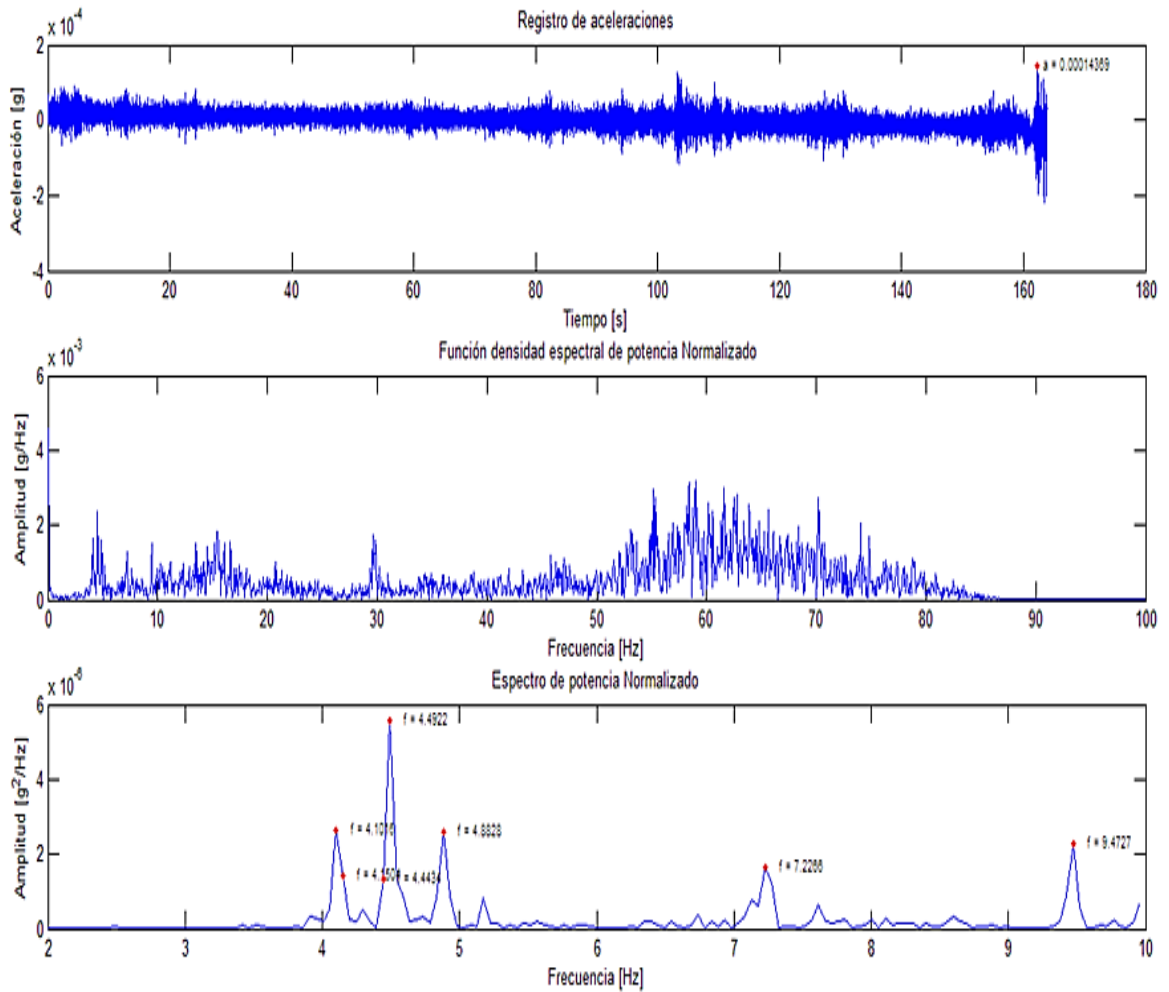
En la figura 32 se muestra un esquema resumen del proceso anteriormente descrito.

**Figura 32. Descripción gráfica del procesado de los registros de las vibraciones ambientales. Adaptación figura 25 Fuente: (Ritta, Massa y Chiap 2009)**



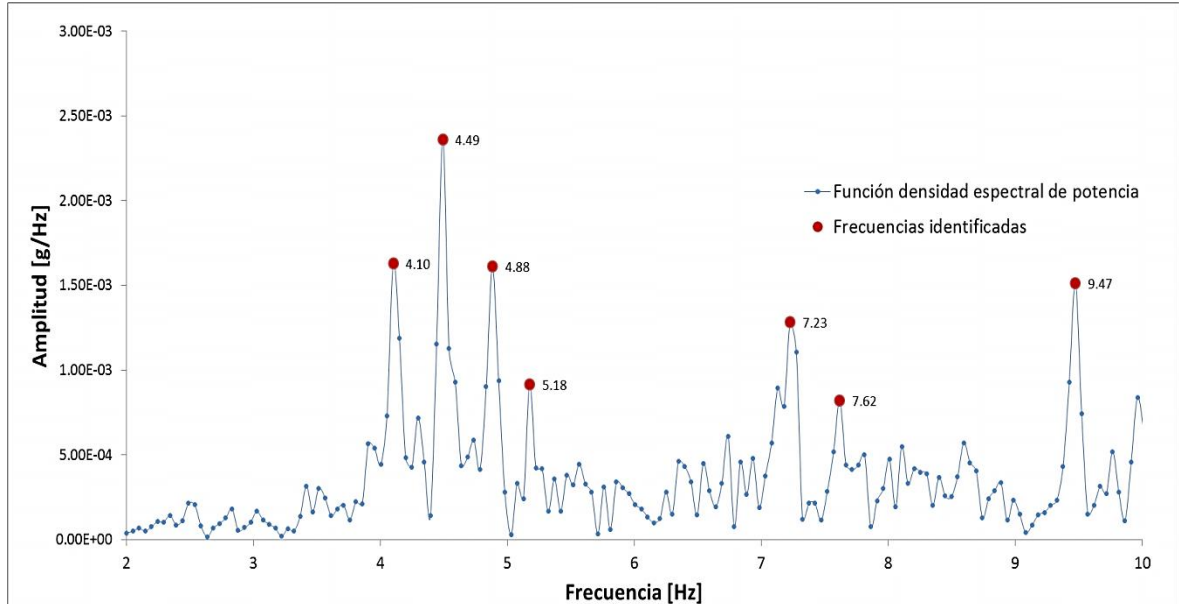
A continuación se presenta un ejemplo de los resultados obtenidos del proceso realizado. (Figura 33)

**Figura 33. Registro de aceleraciones, función de densidad espectral, y espectro de potencia de vibraciones en punto 2 en dirección x. Fuente: el autor del proyecto.**



Los resultados obtenidos en la función de espectro de potencia normalizado que se muestran en la figura anterior se ampliaron en la figura 34, y fue posible identificar los picos correspondientes a las frecuencias de resonancia medidas en el punto 2.

**Figura 34. Función densidad espectral de potencia de registro de vibración en punto 2 en dirección x. Fuente: el autor del proyecto.**



Sin embargo, hay que tener en cuenta que no todas las frecuencias con alto contenido de energía corresponden a los modos de vibración de la estructura. En la mayoría de los casos varias de las frecuencias pueden provenir de fuentes de ruido, de las condiciones externas, o hasta del mismo equipo de adquisición. Por eso, para precisar en la selección de frecuencias fundamentales de la estructura es necesario hacer uso de las funciones de coherencia. †

Las funciones de coherencia son una medida de correlación entre dos señales de respuesta medidas en dos grados de libertad diferente, y se determina mediante la siguiente expresión:

$$\gamma^2_{ij}(\omega) = \frac{|\hat{S}_{ij}(\omega)|^2}{\hat{S}_{ij}(\omega) \cdot \hat{S}_{ij}(\omega)} \quad (4 - 1)$$

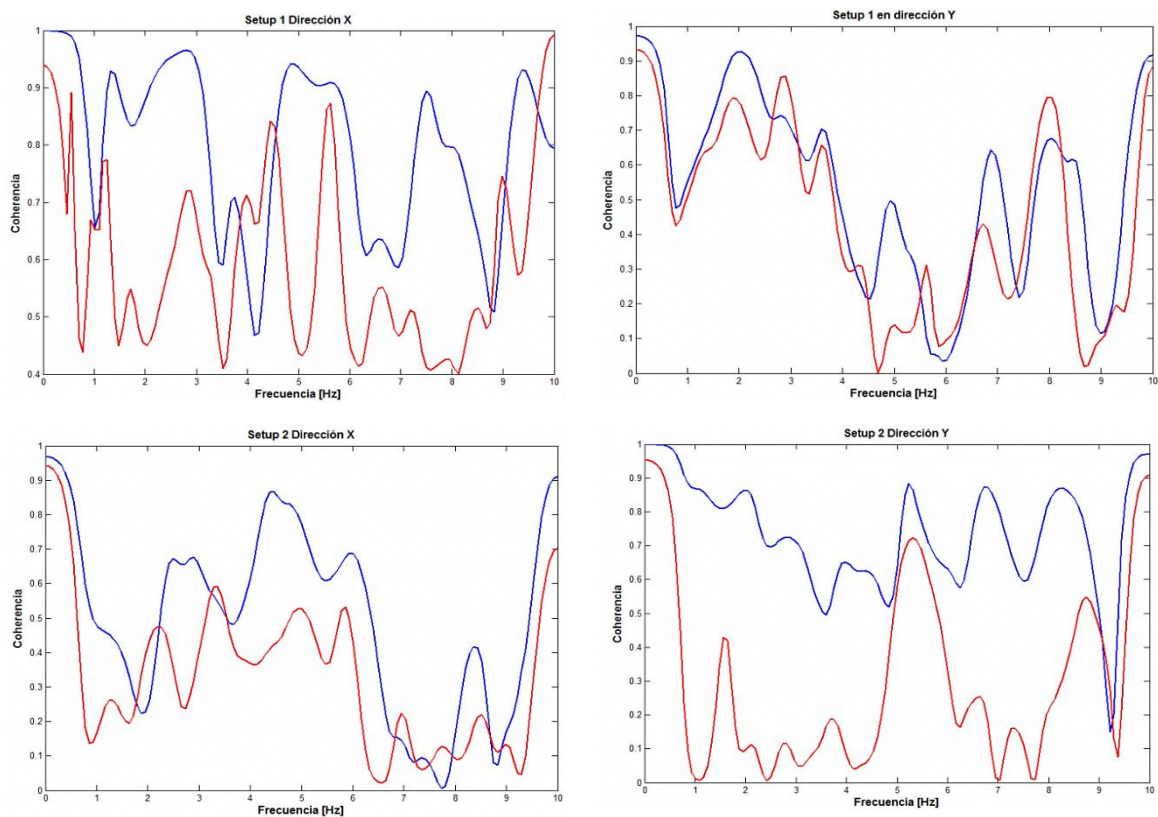
---

† (Gómez Araujo 2010)

Estas funciones varían entre 0 y 1 a lo largo del dominio de la frecuencia. Los valores de coherencia próximos a 1, demuestran una alta relación de linealidad entre las señales, y los valores próximos a 0, indican niveles de ruido elevados. (Mendes y Oliveira 2008)

Las funciones de correlación se obtuvieron para cada uno de los setups en las direcciones X y Y, relacionando el sensor de referencia con los sensores móviles. A continuación, en la figura 35, se muestran las gráficas de las funciones de coherencia obtenidas en el primer y segundo setup en las dos direcciones. Se muestra la coherencia para el intervalo de frecuencia [0,10 Hz].

**Figura 35. Funciones de coherencia para los setups 1 y 2 en X y Y. Fuente: el autor del proyecto.**



Para cada una de las partes del templo, naves laterales, nave central y torres se estableció un intervalo de frecuencia en el cual podrían estar las frecuencias fundamentales del templo según las funciones de coherencia obtenidas para una correlación mayor a 0.5. En las tablas 10 y 11 se muestran los resultados.

**Tabla 10. Intervalos de frecuencia con factor de coherencia mayor a 0.5 en dirección X.**

<b>Naves Laterales</b>	<b>Nave Central</b>	<b>Torres</b>
0-2.7	1.8-2.5	1.5-2.5
3.5-4.5	3.5-5	2.7-3.3
5.2-6	5.8-6.2	3.6-4.2
7-8	8-9	4.8-5.6
9-10	9-10	9-10

**Tabla 11. Intervalos de frecuencia con factor de coherencia mayor a 0.5 en dirección Y.**

<b>Naves Laterales</b>	<b>Nave Central</b>	<b>Torres</b>
0-1.5	0-1	0-1.3
2.3-3.2	1.2-2.4	2-4
4-5	2.8-4	4.7-5.2
6-7.3	7-8	6.5-6.9
7.6-8.2	8.7-9.2	8-10
9-10	9.5-10	

Teniendo en cuenta estos intervalos de frecuencia y las frecuencias de mayor contenido energético en las funciones de densidad espectral se establecieron las frecuencias fundamentales probables de la edificación.

## **4.5 IDENTIFICACIÓN DE FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DEL TEMPLO**

La identificación de las frecuencias naturales del templo se llevó a cabo con el método de selección de picos (Peak picking method) y ha sido implementado siguiendo el procedimiento del método de Welch<sup>‡</sup>, tal y como se describió anteriormente.

Es así como se identificaron las frecuencias en cada una de las funciones de densidad espectral. Además de ello, se realizó un análisis de las mediciones agrupándolas dependiendo de la parte de la estructura, es decir, análisis de las mediciones de las torres y análisis de las mediciones del cuerpo principal del templo, pudiendo determinar así la continuidad existente entre las torres y el resto de la edificación

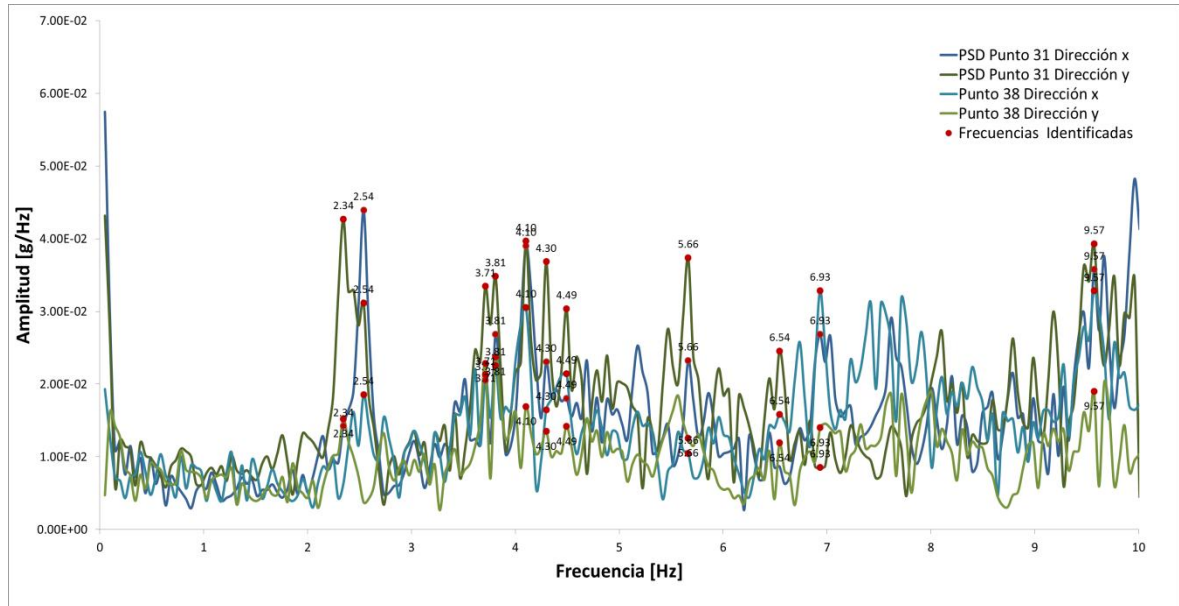
### **4.5.1 Análisis de las mediciones de vibración en las torres**

Las aceleraciones máximas registradas en las torres estuvieron entre 0.13 mg y 0.66 mg en el nivel superior, y entre 0.04 mg y 0.09 mg en el nivel inferior. Esto dejó en evidencia la influencia del nivel de excitación de la estructura en la identificación de modos de vibración, ya que para el nivel superior; mediciones realizadas en los puntos 29, 30 y 31, se obtuvieron funciones de PSD donde se observaron con claridad frecuencias que en las funciones de PSD del nivel inferior no se notaban tan definidas. En la figura 36 se comparan las funciones PSD de los puntos 31 (nivel superior) y 38 (nivel inferior), los cuales se encuentran alineados verticalmente.

---

<sup>‡</sup> Ver (Ritta, Massa y Chiap 2009) y (Gómez Araujo 2010).

**Figura 36. Gráfico comparativo de funciones PSD en puntos 31 y 38. Fuente: el autor del proyecto.**



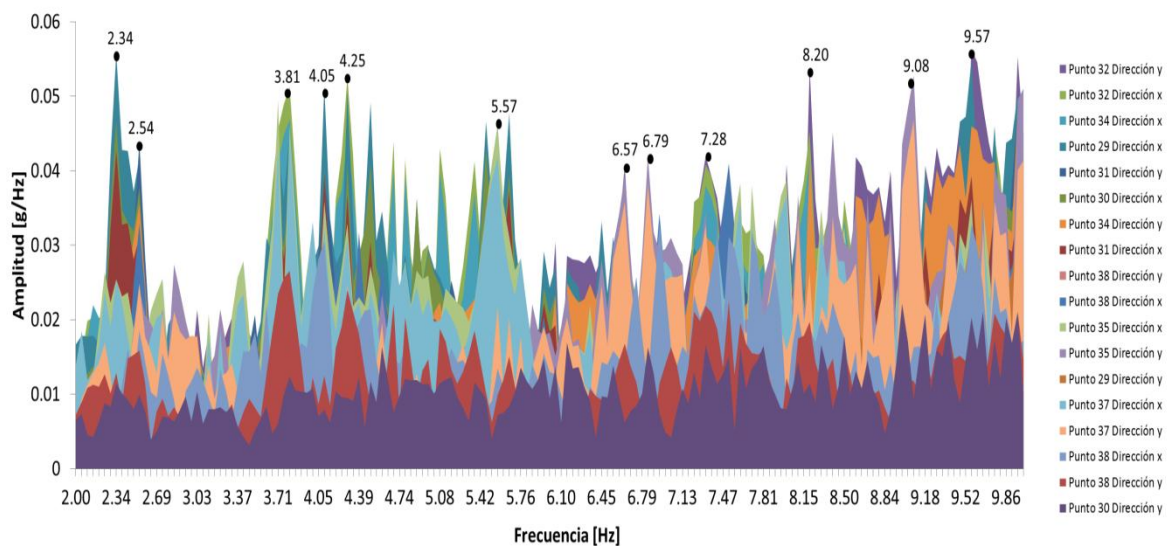
De la figura se puede observar cómo se manifiestan las mismas frecuencias pero en un contenido de energía diferente en cada nivel. En este caso es más fácil identificar un primer modo, por ejemplo, con los registros de aceleración en las partes altas de la estructura.

También es posible reconocer las frecuencias que están gobernando cada dirección. Por ejemplo, en la función PSD del punto 31 las dos primeras frecuencias, 2.34 y 2.54 Hz, no se manifiestan en las dos direcciones ortogonales con la misma potencia, lo cual puede inferir que corresponden a diferentes modos de vibración.

Por otra parte, para tener una percepción global de los datos obtenidos de las funciones de densidad espectral de los registros de las torres, se decidió superponerlas de tal forma que se pudieran ver todas en un mismo diagrama. En este sentido las funciones de mayor contenido de energía se ubicaron en el fondo,

obteniéndose el gráfico que se muestra en la figura 37. Cabe mencionar que se construyeron las funciones PSD solo para los registros de vibración en las direcciones X y Y. Esto debido a que se obtuvieron resultados más claros, ya que las aceleraciones en dirección Z eran considerablemente menores a las aceleraciones registradas en X y Y.

**Figura 37. Funciones de densidad espectral de potencia de mediciones en las torres. Fuente: el autor del proyecto.**



La anterior representación gráfica permite reconocer altos contenidos energéticos en cada una de las funciones PSD para mismas frecuencias, lo cual a su vez permite relacionarlas con las posibles frecuencias fundamentales de las torres.

**Tabla 12. Frecuencias identificadas en las torres por superposición de funciones PSD.**

<b>Frecuencias Identificadas</b>	
2.34	6.57
2.54	6.79
3.81	7.28
4.05	8.20
4.25	9.08
5.57	9.57

Sin embargo, el análisis de solo una función de densidad espectral para cada registro no es suficiente para identificar todas las frecuencias naturales de la estructura, ya que la función de densidad espectral puede estar situada sobre un grado de libertad o un punto de la estructura que tiene amplitud nula en uno o varios modos de vibración, por lo tanto no es posible identificar las frecuencias de esos modos. (Gómez Araujo 2010)

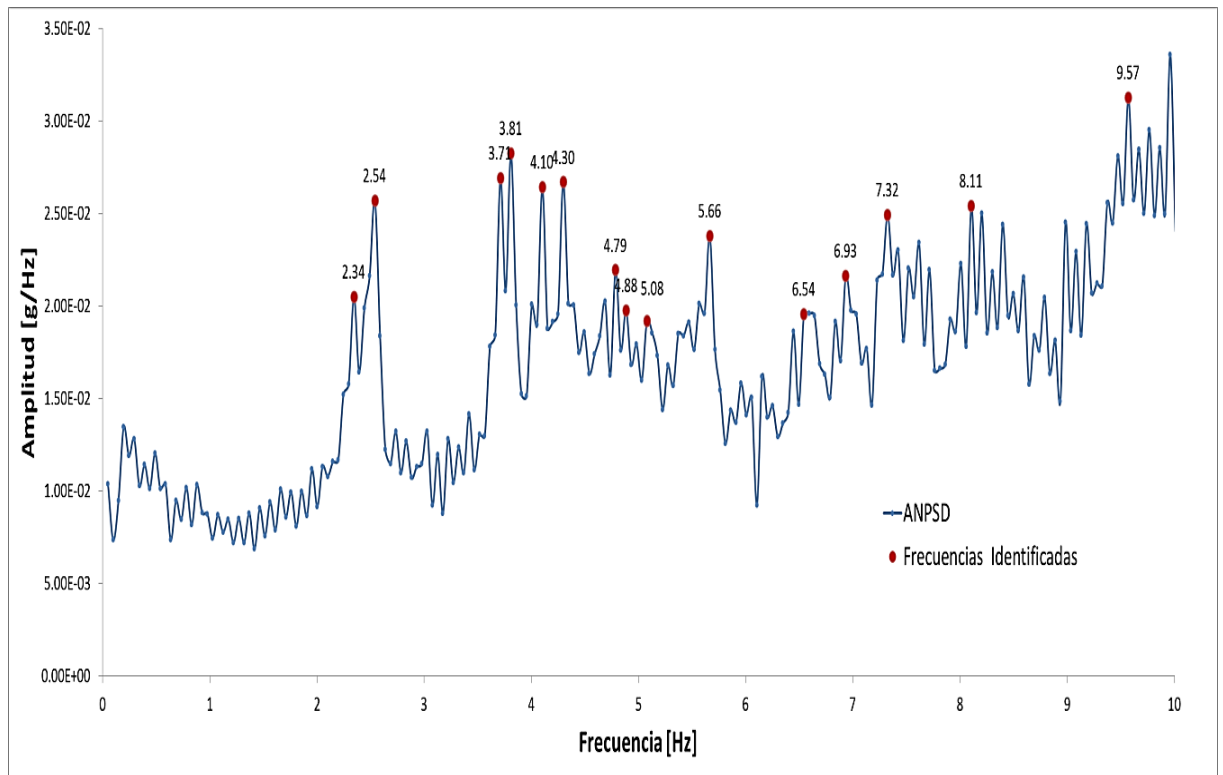
En este sentido, es necesario utilizar una función que represente cada una de las frecuencias de la totalidad de las frecuencias identificadas en cada uno de las funciones de densidad espectral. Para esto (Gómez Araujo 2010) recomienda el uso del espectro medio normalizado, el cual se describe con la siguiente expresión:

$$ANPSD(w) = \frac{\sum_{i=1}^l NPSD_i(w)}{l} \quad (4 - 2)$$

Donde,  $NPSD_i(w)$  corresponde a la función de densidad espectral de potencia de cada uno de los registros de vibración, y  $l$  es el número total de registros de vibración.

Determinando de esta manera el espectro medio normalizado de los registros de vibración de las torres, como se muestra en la figura 38, se identificaron altos contenidos de energía principalmente para las frecuencias 2.34, 2.54, 3.71, 3.81, 4.10, 4.30, 4.79, 5.56, 7.32, 8.11 y 9.57 Hz.

**Figura 38. Función ANPSD de mediciones en las torres. Fuente: el autor del proyecto.**



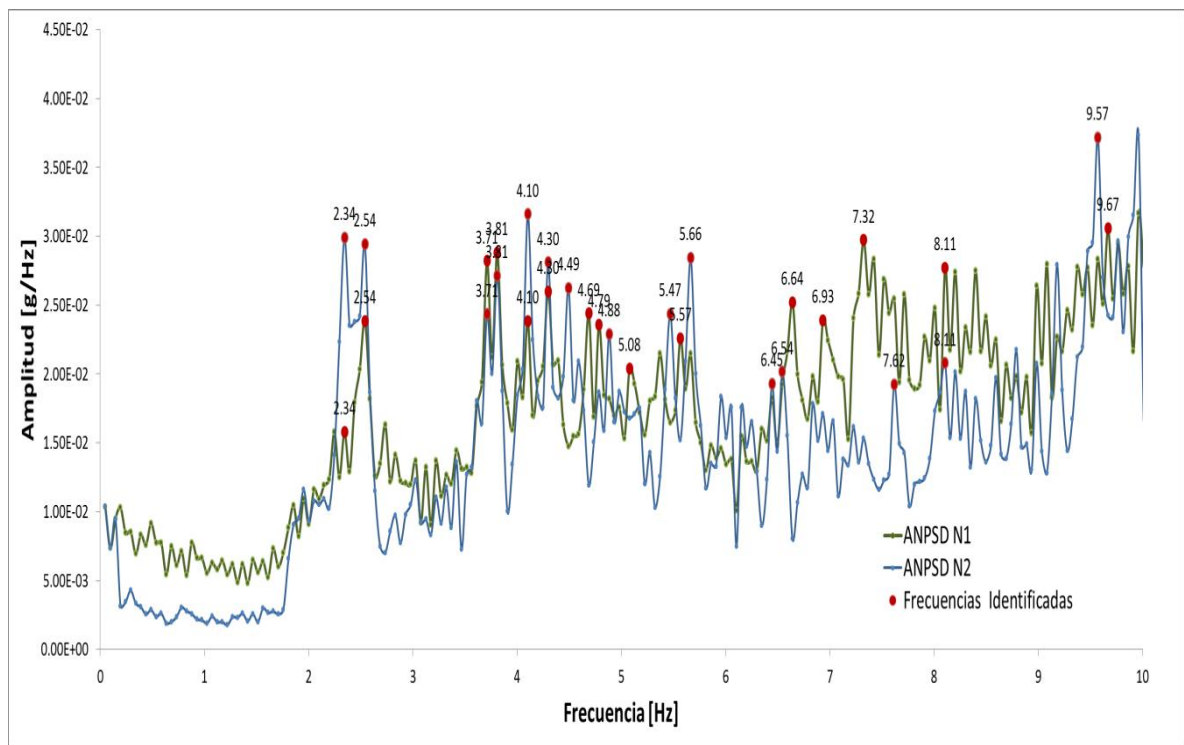
El alto contenido de energía en las primeras frecuencias las identifica como las correspondientes a los primeros modos de vibración. De igual manera, existen rangos de frecuencia en los cuales no se presentan grandes variaciones, como entre 2.6 y 3.6 Hz, indicando que no existen modos de vibración que se manifieste con frecuencias entre estos valores. Por el contrario, para frecuencias más

elevadas, entre 7 y 10 Hz, se pueden ver gran cantidad de picos, de los cuales solo se seleccionaron en carácter tentativo los más predominantes en cada rango, entre 7 y 8, 7.32, entre 8 y 9, 8.11 y entre 9 y 10, 9.57. Esto debido a que se puede seleccionar de manera errónea frecuencias que posiblemente no califiquen los modos de vibración.

En la figura 39 se graficaron las funciones ANPSD de las mediciones en cada uno de los niveles de las torres, nivel superior e inferior. Esto para poder comparar las frecuencias que se muestran con mayor energía, lo cual demuestra la reincidencia y claridad de las frecuencias de los primeros modos de vibración, a diferencia de modos superiores.

**Figura 39. Comparación funciones ANPSD en los niveles de las torres.**

**Fuente: el autor del proyecto.**



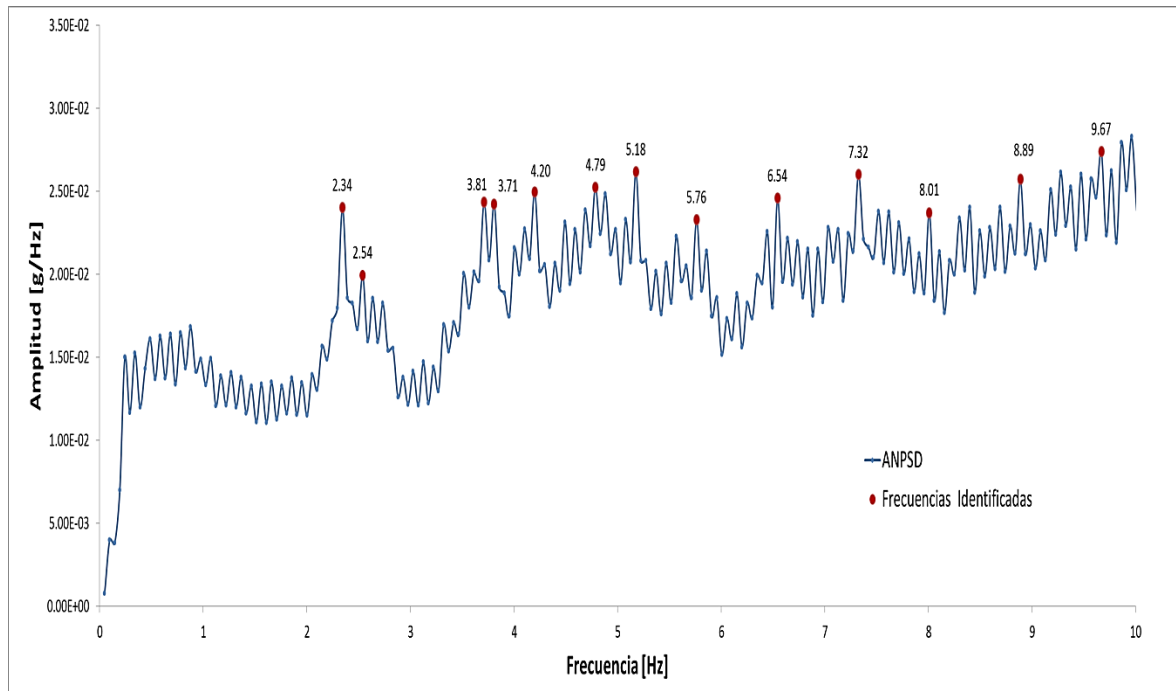
#### 4.5.2 Análisis de las mediciones en el cuerpo principal del templo

Las aceleraciones máximas registradas en las naves laterales fueron considerablemente menores a las registradas en las torres en el nivel superior, estuvieron entre 0.10 mg y 0.18 mg.

Por otro lado, los registros de aceleración sobre las bóvedas de la nave central mostraron aceleraciones bastante elevadas en comparación con las anteriores. Los valores máximos oscilaron entre 2 mg y 3 mg.

La media normalizada de las funciones de densidad espectral de los setups realizados tanto en las naves laterales como en la nave central se muestran a continuación en la figura 40.

**Figura 40. Función ANPSD de mediciones en las naves del templo. Fuente: el autor del proyecto.**



Si se comparan las frecuencias identificadas en las naves del templo con las que se identificaron en las torres, se obtienen varias frecuencias que corresponden en magnitud y en similares niveles de energía. La diferencia entre las frecuencias se expone en la siguiente tabla:

**Tabla 13. Comparación de las frecuencias identificadas en las torres y en las naves del templo.**

<b>Torres</b>	2.34	2.54	3.71	3.81	4.1	4.3	4.79	4.88	5.08	5.66	6.54	6.93	7.32	8.1	9.57
<b>Naves</b>	2.34	2.54	3.71	3.81	4.2	-----	4.79	-----	5.18	5.76	6.54	-----	7.32	8.01	9.67
<b>Diferencia %</b>	0	0	0	0	2.38	-----	0	-----	1.93	1.74	0	-----	0	1.12	1.03

Lo anterior refleja un buen comportamiento global de la edificación y demuestra que hay una buena interacción entre las dos partes de la estructura. Corroborar una conexión existente entre el cuerpo del templo y las torres es parte fundamental en el análisis dinámico del modelo numérico, de lo contrario, sería necesario realizar un análisis independiente para cada parte de la estructura estableciendo nuevas condiciones de frontera.

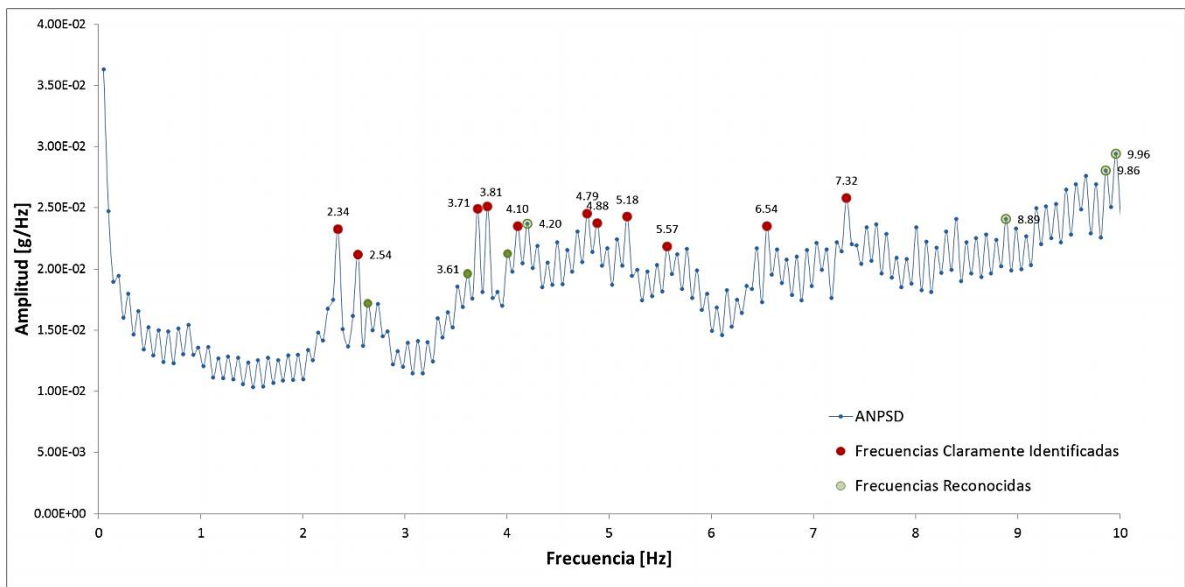
Por otro lado, es posible comparar las direcciones del movimiento de las naves y de las torres. Si se asume que el primer modo de vibración se identifica con la frecuencia de 2.34 Hz y se comparan las funciones de densidad espectral para las direcciones X y Y, tanto para las torres como para las naves, se detecta que mientras las naves se flectan en dirección Y, las torres se mueven en dirección ortogonal.

#### **4.5.3 Procesamiento de todas las mediciones realizadas en el templo**

Después de realizar un análisis individual de la función de densidad espectral de cada grado de libertad medido, fue posible identificar claramente al menos las frecuencias de los primeros cuatro modos de vibración. Los modos más altos

fueron visibles en todos los setups, pero la magnitud de sus frecuencias variaba una con respecto a la otra en cada análisis, por lo que no fue posible establecer una estimación con precisión. Para solucionar ello, todos los setups fueron procesados juntos, con el fin de poder identificar las frecuencias naturales globales de la estructura. Con el análisis de los 26 setups se obtuvo la media normalizada de las funciones de densidad espectral global que se muestra en la figura 41.

**Figura 41. Función ANPSD global. Fuente: el autor del proyecto.**



En la tabla 14 se muestran las frecuencias identificadas de la función ANPSD mostrada en la anterior gráfica y se asocia a un modo de vibración de la estructura.

**Tabla 14. Frecuencias identificadas a partir de ANPSD global**

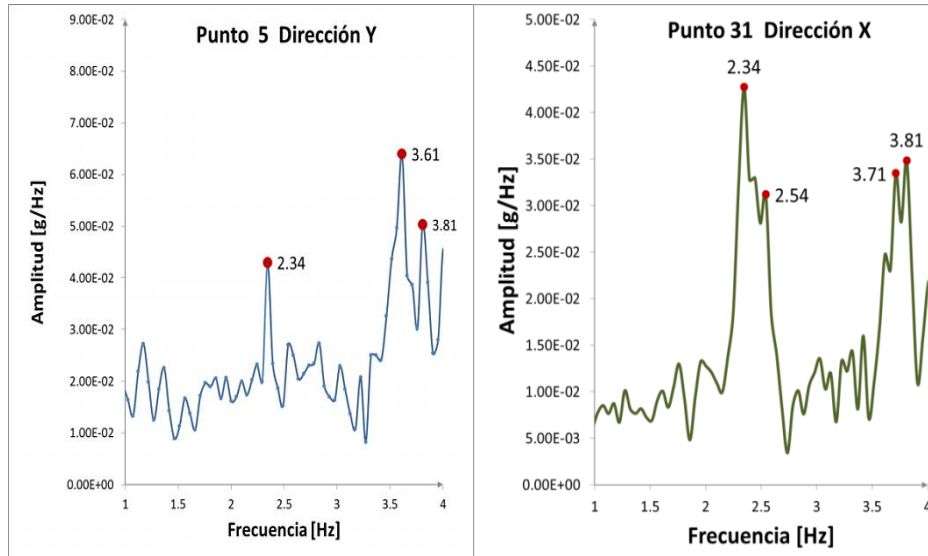
<b>Modo Probable</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Frecuencias Identificadas</b>	2.34	2.54	3.71	3.81	4.1	4.79	4.88	5.18	5.57	6.54

#### **4.6 ANÁLISIS FORMAS MODALES DE LA ESTRUCTURA**

La determinación de las formas de vibración del templo se realizó mediante el análisis individual de las funciones de densidad espectral obtenido de cada grado de libertad instrumentado. Así mismo, mediante un análisis comparativo de las funciones de densidad espectral tanto de las torres como de las naves, se pudo identificar la dirección predominante de los primeros cuatro modos de vibración.

Se determinó que el primer modo de vibración está gobernado en la dirección transversal del templo (dirección Y). Tal y como se planeó, los registros de aceleración en puntos cerca del medio del cuerpo del templo pudieron dar una información más clara de la frecuencia asociada a este movimiento. De igual forma, la mayoría de registros de aceleración de las torres en dirección X, mostraron un primer modo asociado a la misma frecuencia identificada en las naves (Figura 42). Esto indica sin duda, que la forma modal de la estructura en el primer modo corresponde a una flexión de las naves en dirección Y, haciéndose el movimiento más intenso en la parte media de la estructura, y a un desplazamiento ortogonal (en dirección X) de las torres. La dirección del movimiento del segundo modo de vibración se hizo evidente en la aparición de la segunda frecuencia 2.54 Hz en la instrumentación de los grados de libertad en dirección X, tanto de las torres como de las naves.

**Figura 42. Comparación gráfica Funciones PSD en puntos sobre nave y torre. Fuente: el autor del proyecto.**

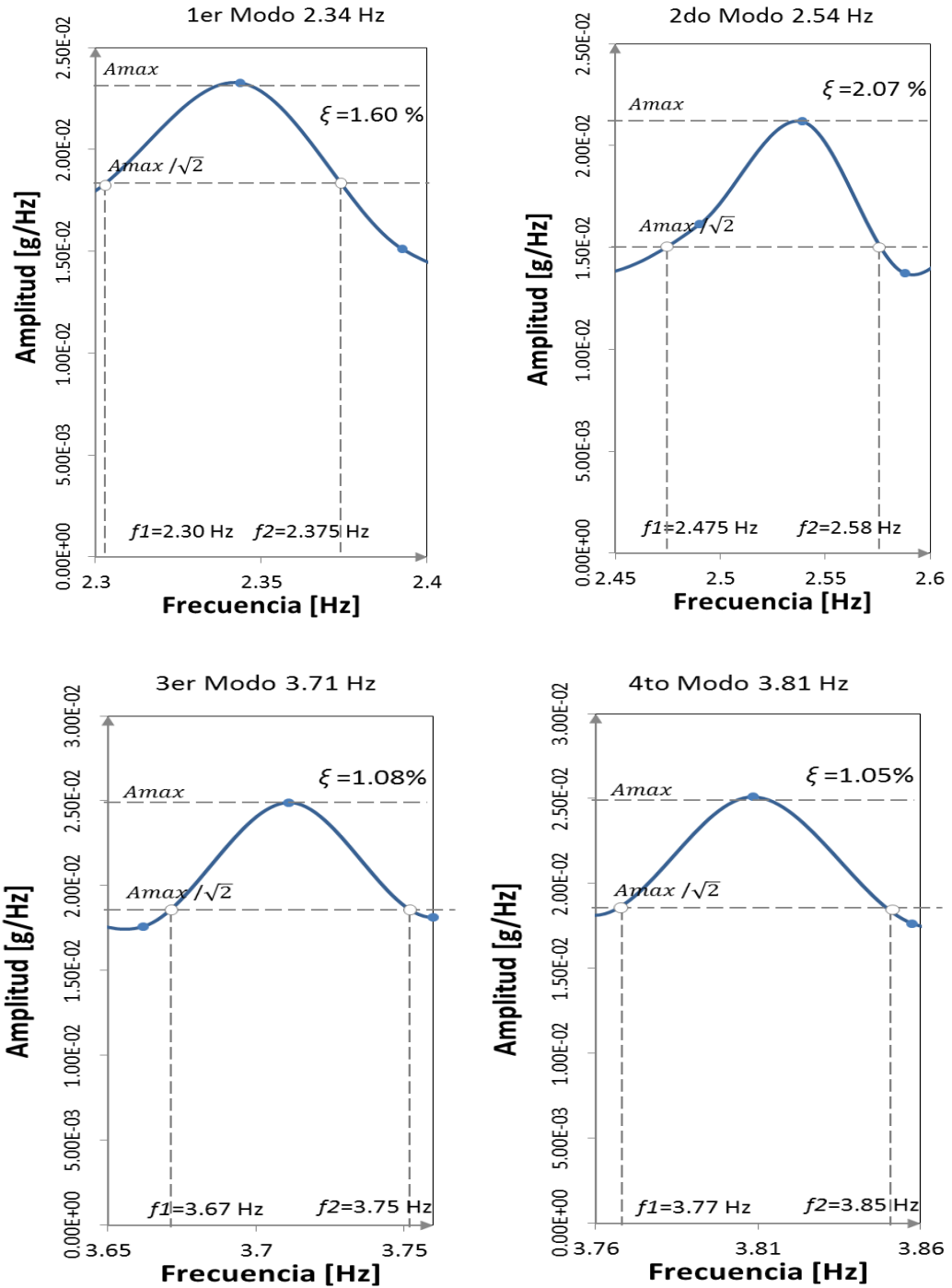


De igual forma, las frecuencias 3.71, y 3.81 Hz, que corresponden a los modos de vibración siguientes, se manifestaron en la mayoría de funciones de densidad espectral tanto en dirección X, como en dirección Y. Esto muestra modos de vibración torsionales.

#### **4.7 DETERMINACIÓN DE PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO**

La determinación de los porcentajes de amortiguamiento estuvo basada en la implementación del método de ancho de banda. En este sentido, se estimó el coeficiente de amortiguamiento  $\xi$  asociado a los cuatro primeros modos de vibración identificados con la función ANPSD global. En la figura 43 y la tabla 15 se presentan los resultados obtenidos.

Figura 43. Coeficientes de amortiguamiento utilizando método de ancho de banda. Fuente: el autor del proyecto.



**Tabla 15. Coeficientes de amortiguamiento de los primeros cuatro modos.**

<b>Modo</b>	<b>Frecuencia</b>	<b><math>\xi</math> [%]</b>
1	2.34	1.60
2	2.54	2.08
3	3.71	1.08
4	3.81	1.05

Los coeficientes de amortiguamiento obtenidos mediante el método de banda ancha se pueden comparar con los obtenidos en estudios de vibración en estructuras con características similares y se puede concluir que están dentro de un rango aceptable. Sin embargo, hay que tener en cuenta que es un método muy aproximado.

## 5. CALIBRACIÓN DEL MODELO NÚMÉRICO DEL TEMPLO

Teniendo en cuenta los parámetros modales identificados mediante las pruebas de vibración ambiental y las estimaciones dinámicas realizadas preliminarmente, se procedió a realizar la calibración del modelo numérico de elementos finitos, el cual se presentó con anterioridad en el capítulo 3.

Las consideraciones que se tuvieron en cuenta para el proceso de calibración del modelo numérico usando programa SAP2000 fueron:

- Se asumió un sistema de empotramiento en la cimentación mediante la restricción de los seis grados de libertad de los nodos inferiores de la estructura.
- Las propiedades mecánicas de los materiales trabajan en el rango elástico.
- Se trabajó con tres tipos de materiales diferentes.
- Las uniones entre los diferentes elementos de la estructura (placas, vigas, columnas, bóvedas etc.) se modeló con restricciones tipo Equal con el fin de igualar sus desplazamientos y rotaciones garantizando continuidad.
- Se trabajó con tres tipos de materiales diferentes: Mampostería en piedra, mampostería en ladrillo y concreto.
- Se consideró la geometría de la estructura con total simetría.

La metodología empleada consistió en la actualización de los denominados *parámetros de calibración* a partir de los *parámetros de validación*. Los parámetros de calibración del modelo numérico estuvieron gobernados por las propiedades de los materiales para los siguientes valores: (a) Módulo de elasticidad, (b) Coeficiente de Poisson y (c) Peso unitario. Los parámetros de validación correspondieron a las propiedades dinámicas de la estructura; frecuencia, periodos y formas modales, los cuales eran objeto de comparación entre los obtenidos experimentalmente y los obtenidos con el modelo numérico.

Los valores asumidos inicialmente para el módulo de elasticidad de cada uno de los materiales identificados en la estructura se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 16. Valores iniciales de los parámetros de calibración**

<b>Emp</b>	<b>15000 MPa</b>
<b>Eml</b>	<b>4000 MPa</b>
<b>Ec</b>	<b>21000 MPa</b>

Donde Emp, Eml y Ec, corresponden al módulo de elasticidad de la mampostería en piedra, de la mampostería en ladrillo y del concreto, respectivamente.

La comparación entre los parámetros de validación se realizó solamente para los primeros cuatro modos de vibración. Sin embargo, se presentaron grandes diferencias en la comparación inicial, alcanzando porcentajes de 35% en el primer modo de vibración y de 46% en el segundo. Lo que deja claro que los módulos de elasticidad iniciales se sobrestimaron.

**Tabla 17. Comparación entre frecuencias del modelo inicial y frecuencias experimentales.**

<b>Modo</b>	<b>f exp. [Hz]</b>	<b>f FEM [Hz]</b>	<b>Error %</b>
<b>1ero</b>	2.34	3.16	35.04
<b>2do</b>	2.54	3.71	46.06
<b>3ro</b>	3.71	3.95	6.47
<b>4to</b>	3.81	4.01	5.25

## **5.1 VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD DE LOS MATERIALES**

Dado que se obtuvo diferencias elevadas entre las frecuencias del primer y segundo modo de vibración, y asumiendo que la geometría de la estructura en el

modelo es correcta, se procede a variar la magnitud del módulo de elasticidad de los materiales. Las iteraciones realizadas estuvieron sujetas a valores mínimos y máximos de los módulos de elasticidad esperados en la mampostería y en el concreto según criterios establecidos de la caracterización de materiales en el capítulo 3. Tal y como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 18. Valores máximos y mínimos parámetros de calibración.**

<b>Indice material</b>	<b>Parámetros de calibración</b>	<b>Min. E [MPa]</b>	<b>Max. E [MPa]</b>	<b>Base [MPa]</b>
1	E M. Ladrillo (Eml)	2000	4000	3000
2	E M. Bóvedas (Emlb)	1000	3000	2000
3	E Concreto (Ec)	15000	21000	20000
4	E M. Piedra (Emp)	5000	15000	10000

Para la realización de las iteraciones se realizaron algunas combinaciones entre los valores máximos, mínimos y valores bases de los módulos de elasticidad de los materiales. Los resultados de tres de las iteraciones realizadas se presentan en la tabla 19.

**Tabla 19. Iteraciones con su porcentaje de error.**

<b>Combinaciones</b>	<b>f1</b>	<b>f2</b>	<b>f3</b>	<b>f4</b>
<b>(1B,2B,3B,4B)</b>	2.79	3.25	3.49	3.52
<b>error %</b>	11.11	15.75	15.90	16.80
<b>(1B,2Min,3B,4B)</b>	2.63	3.05	3.19	3.33
<b>error %</b>	12.39	20.08	14.02	12.60
<b>(1B,2B,3B,4Min)</b>	2.39	2.83	3.14	3.22
<b>error %</b>	2.14	11.42	15.36	15.49

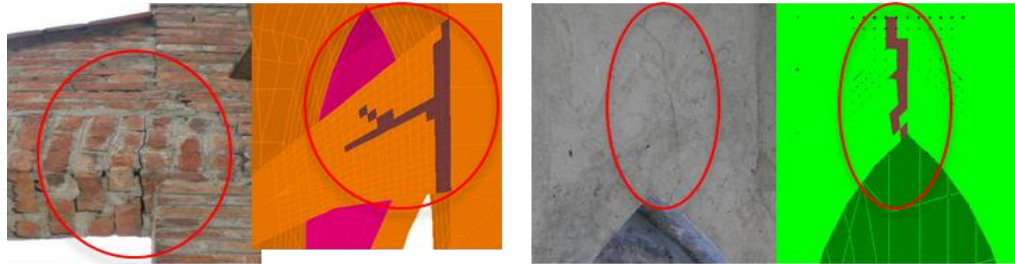
De los resultados se muestra que hubo una disminución de la diferencia entre las frecuencias de los dos primeros modos del modelo numérico y las frecuencias obtenidas experimentalmente. Sin embargo, crecieron las diferencias para el tercer y cuarto modo de vibración. A pesar de que las formas modales son equivalentes para los cuatro modos de vibración, tanto los obtenidos numéricamente como experimentalmente, se decidió calibrar el modelo solo para el periodo fundamental de la edificación, es decir, para el modo de vibración en la dirección más vulnerable (dirección Y), dado que es el modo en el cual se absorbe mayor cantidad de energía en caso de un sismo. De igual forma se buscó que las formas modales de los tres siguientes modos correspondieran con las encontradas experimentalmente.

## **5.2 INCLUSIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES AL MODELO NUMÉRICO**

Con el fin de considerar los daños estructurales observados en la edificación, se decidió simularlos mediante una disminución considerable del módulo de elasticidad del material en la zona implicada, asumiéndose valores de 1000 MPa hasta valores de 100 MPa y buscando la manera de no afectar las formas modales.

La mayoría de fisuras observadas se encontraron en los arbotantes del sistema de contrafuertes laterales. En la figura 44 se muestra la zonas de daños más comunes simuladas en el modelo numérico.

**Figura 44. Simulación de daños en el modelo numérico. Fuente: el autor del proyecto.**



En la siguiente tabla se muestran las combinaciones realizadas disminuyendo el módulo de elasticidad de la zona de fisuras para determinar su influencia en los modos de vibración:

**Tabla 20. Iteraciones realizadas con la inclusión de daños.**

<b>Combinaciones</b>	<b>f1</b>	<b>f2</b>	<b>Daños [MPa]</b>
<b>(1B,2B,3B,4Min)</b>	2.38	2.82	1000
<b>error %</b>	1.71	11.02	
<b>(1B,2B,3B,4Min)</b>	2.38	2.82	800
<b>error %</b>	1.71	11.02	
<b>(1B,2B,3B,4Min)</b>	2.36	2.71	500
<b>error %</b>	0.86	6.69	
<b>(1B,2B,3B,4Min)</b>	2.25	2.53	100
<b>error %</b>	3.85	0.39	

Según estos resultados, a medida que se disminuye el módulo de elasticidad en las zonas de daño, se presenta una menor diferencia entre las frecuencias fundamentales que se están comparando. No obstante, la disminución excesiva de este módulo de elasticidad incrementa el error con respecto a los parámetros de

validación objetivo por el remplazo de nuevas formas modales gobernadas por los elementos implicados en la zona de fisuras.

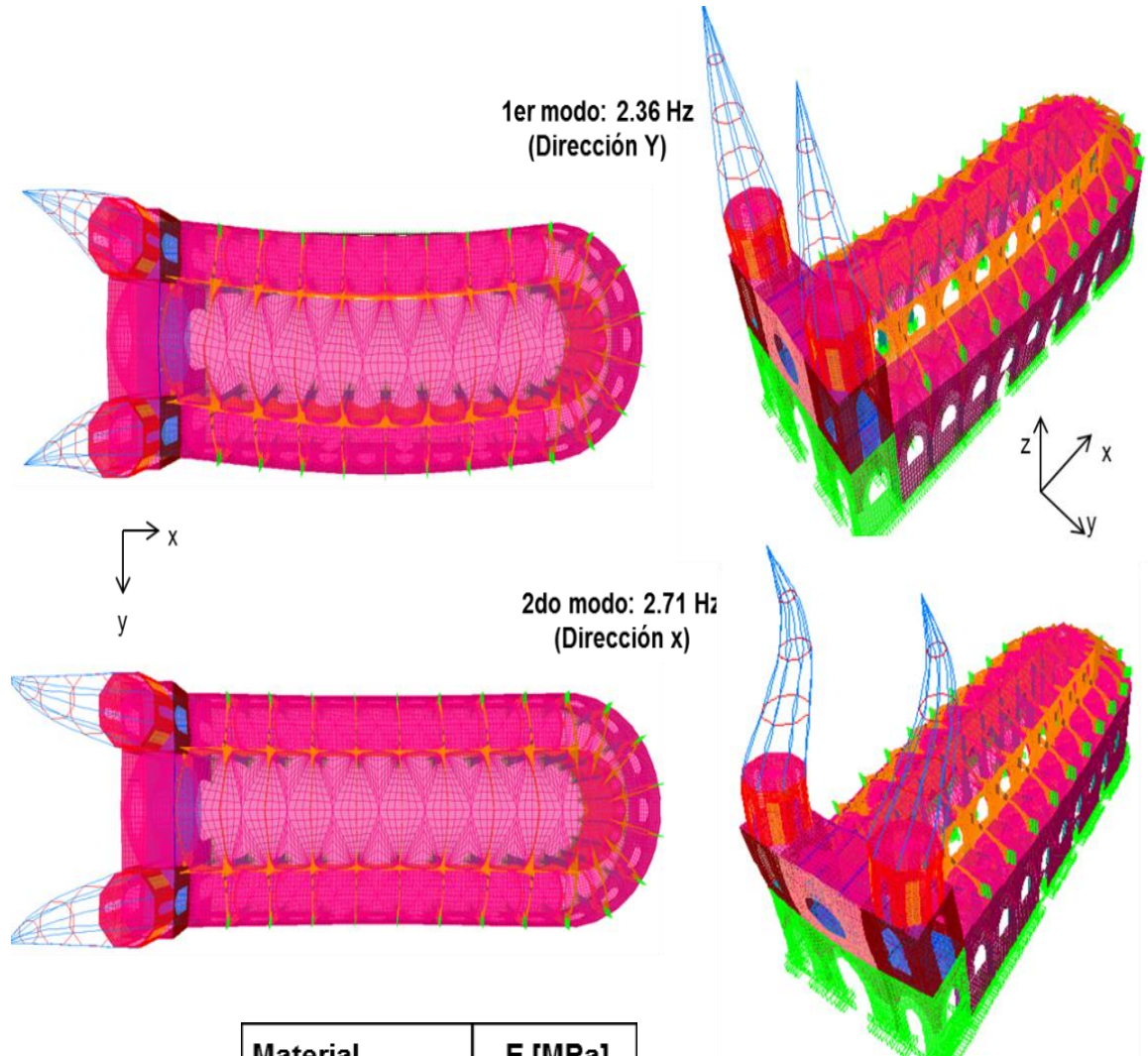
### 5.3 MODELO NUMÉRICO AFINADO

Una vez determinados los módulos de elasticidad probables de cada material y de la zona de daños a través de las iteraciones realizadas en busca de disminuir el error entre los parámetros de validación, se evaluaron las frecuencias y formas modales del modelo de elementos finitos para los dos primeros modos de vibración. En la tabla 21 se presentan las frecuencias obtenidas y su comparación con las frecuencias identificadas experimentalmente. Así mismo, en la figura 45 se muestran las formas modales del modelo numérico calibrado con las módulos de elasticidad utilizado en cada material.

**Tabla 21. Comparación de los parámetros de validación experimentales y numéricos.**

<b>Modo</b>	<b>Descripción</b>	<b>F FEM [Hz]</b>	<b>f exp. [Hz]</b>	<b>Error %</b>
1	Dirección Y	2.36	2.34	0.86
2	Dirección X	2.71	2.54	6.69

**Figura 45. Formas modales y frecuencias de los dos primeros modos de vibración del modelo numérico afinado. Fuente: el autor del proyecto.**



Material	E [MPa]
M. Ladrillo	3000
M. Bóvedas	2000
Concreto	20000
M. Piedra	5000
Zona de daños	500

## **CONCLUSIONES**

### **Referentes a la caracterización de los materiales constitutivos del templo**

Se identificaron la totalidad de materiales que constituyen la edificación y se valoraron sus propiedades mecánicas a partir de datos presentados en la literatura. Además de ello, se realizaron pruebas de esclerometría sobre algunas vigas de concreto y juntas de mortero en diferentes zonas de la estructura. También se obtuvieron valores de resistencia a compresión de unidades de ladrillo cocido tipo T1, basados en la suposición de que corresponden con propiedades mecánicas iniciales similares a las unidades utilizadas en la construcción del templo.

Los resultados de las pruebas de esclerometría, tanto para el concreto como para el mortero, muestran poca variación de los valores de resistencia a lo largo de los elementos evaluados. En el concreto de las vigas evaluadas tipo T1, T2 y T3, se muestran resistencias probables promedios desde 24.6 MPa hasta 26.4 MPa, y en las juntas de mortero resistencias promedios desde 15 MPa hasta 16.5 MPa, siendo índice de uniformidad en el proceso de construcción del templo.

Los resultados obtenidos de los ensayos a compresión simple de las unidades de ladrillo cocido tipo T1 muestran una resistencia a la compresión promedio de 14.5 MPa alcanzando la resistencia requerida para las unidades de mampostería estructural que indica la norma NTC 4205.

### **Referentes a las mediciones de vibración ambiental**

A partir de la elaboración y análisis del modelo numérico de la edificación en estudio fue posible estimar las frecuencias naturales y las formas modales. Este

análisis preliminar ayudó a tomar decisiones sobre el sistema de adquisición de datos a usar y la instalación de acelerómetros en la estructura.

Fue posible identificar los parámetros dinámicos de la edificación: frecuencias, formas modales y amortiguamiento a partir de las mediciones de vibración ambiental en el templo.

Se obtuvo un modelo numérico más cercano a la realidad mediante el ajuste de los módulos de elasticidad de los materiales constitutivos de la edificación y la inclusión de los daños estructurales identificados en el templo.

Se logró proponer un modelo numérico con la rigidez equivalente en los dos modos de vibración principales, los cuales se encuentran gobernados por flexión en dirección transversal y longitudinal de la estructura.

### **Referentes al estado de la estructura**

La comparación entre las frecuencias identificadas en las funciones de densidad espectral de potencia obtenidas con el análisis de los registros de aceleración en las torres y en el cuerpo del templo (naves laterales y nave central), dejó en evidencia la interacción entre las dos partes de la estructura, corroborando que existe una buena trabazón en los remates de muros y columnas tal como se evidencia visualmente. Por esta razón no es necesario realizar el análisis dinámico independientemente de los elementos.

Los módulos de elasticidad obtenidos de la calibración del modelo numérico de la edificación, bajo la suposición de que la geometría del modelo está bien definida y que los cimientos están en un suelo muy rígido, indican altas resistencias del material y un favorable estado de conservación.

El modelo numérico global de la edificación deja en evidencia la vulnerabilidad sísmica de la parte superior de las torres debido a su gran esbeltez y poca rigidez.

Los cuatro primeros modos de vibración están gobernados por movimientos de flexión y torsión de esta parte de la estructura.

### **En forma general**

El análisis de los parámetros dinámicos (frecuencias y formas modales), obtenidos mediante métodos de mediciones de vibración de una estructura, permiten calibrar y validar su modelo numérico de forma preliminar.

La metodología empleada en este trabajo contribuye positivamente en los avances por comprender el comportamiento de estructuras antiguas en mampostería.

Todo modelo numérico se construye con suposiciones, idealizaciones y aproximaciones que lo alejan de la realidad, pero entre más interacción física y experimental se tenga con la estructura bajo el soporte de metodologías de análisis precisas, menor será la brecha entre lo modelado y lo real, lo cual se puede constatar con los resultados obtenidos en este trabajo.

## RECOMENDACIONES

La prueba de esclerometría es uno de los métodos no destructivos más sencillos para la evaluación de la resistencia del concreto. Por lo tanto, es necesario emplear métodos más sofisticados para obtener datos más precisos y no sobrestimar la resistencia de los materiales en evaluación. Se recomienda el uso del método de la velocidad del pulso ultrasónico.

En este tipo de edificaciones es necesario realizar ensayos no destructivos complementarios en busca de determinar la calidad y el estado de los materiales, ya que factores como la porosidad, la humedad y la prolongada exposición a agentes externos contribuye en la meteorización del material disminuyendo su resistencia considerablemente.

Con respecto al análisis de señales de vibración, se recomienda tener un conocimiento general de los métodos existentes para procesar la señal obtenida y realizar el trabajo en conjunto con una persona capacitada en el tema, ya que muchos errores y malas conjeturas podrían resultar de un deficiente proceso de análisis de la señal.

Se requieren estudios complementarios aplicando otras técnicas en el análisis de señales bajo cargas de operación. Realizar un análisis de este tipo de estructuras con otras metodologías permite comparar resultados, validarlos y reconocer con mayor veracidad el comportamiento adecuado de la edificación.

Se recomienda la adquisición de nuevos equipos de mediciones de aceleración basados en tecnología inalámbrica. Esto facilita las mediciones en la estructura y rompe las limitantes en la selección de puntos de medición ocasionadas por el

cableado de equipos y los constantes movimientos de la estación de trabajo, con lo cual se puede optimizar tiempo y espacio.

Para estudios de edificaciones similares basados en la implementación del método de vibraciones ambientales, se recomienda realizar estudios del suelo y de la cimentación, para determinar posibles efectos locales que pueden influir en el comportamiento dinámico global de la estructura.

## BIBLIOGRAFÍA

Aguilar V., Rafael. *Dynamic Structural Identification using Wireless Sensor Networks*. Portugal: University of Minho, 2010.

Cahís i Carola, Xavier. *Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño sismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento*. Tesis doctoral, Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.

Céspedes García, Marco Antonio. *Resistencia a la compresión del concreto a partir de la velocidad de pulsos de ultrasonidos*. Perú: Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería Civil. Proyecto de grado, 2003.

Chopra, Anil K. *Dynamics Of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey Prentice-Hall., 2001.

Clough, R W, and J Penzien. *Dynamics of structures, segunda edición*. New York: McGraw-Hill, 1993.

Cunha, Álvaro, Elsa Caetano, Filipe Magalhaes, and Carlos Moutinho. "From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures." *SAMCO*, 2006.

Franciscanos de Bucaramanga. *Parroquia San Francisco de Asís, Bucaramanga*. Julio 2012. <http://www.franciscanosbucaramanga.com/> (accessed Julio 6, 2012).

Gentile, C, and A Saisi. *Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment*. Department of Structural Engineering, Polytechnic of Milan.: *Construction and Building Materials* 21, 2007.

Gómez Araujo, Iván Darío. *Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2010.

Huerta, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera. Escuela Técnica Superior de Arquitectura , 2004.

Meli, Roberto. *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*. México D.C.: Instituto de Ingeniería, UNAM, 1979.

Meli, Roberto. *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. México D. C.: Fundación ICA. A.C., 1998.

Mendes, Paulo, and Sérgio Oliveira. *Análise dinâmica de estruturas. Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. Lisboa, 2008.

Merluzzi, Nicola, Huiyin Lee, Kuili Suganya, and Iat Meng Wan. *Integrated project - St. Torcato Church*. Portugal: University of Minho, 2008.

Michel, Clotaire, Philippe Guégue, and Pierre-Yves Bard. *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions*. France: ELSEVIER, 2006.

Navarro, Carlos. "Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras." In *Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras*, Capítulo 1 (II). Análisis de estructuras. Madrid: Universidad Carlos III de Madrid, 2011.

NSR-10. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana Ingeniería Sísmica, 2010.

NTC, 4017. "Norma Técnica Colombiana." In *Método de muestreo y ensayos de unidades de mampostería y otros productos de arcilla*. ICONTEC, 2005.

Peña Mondragón, Fernando. "Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas." *Revista de Ingeniería Sísmica No. 83*, 2010: 43-63.

Ramos, Luís F. *Damage identification on masonry structures based on vibration signatures*. Portugal: Universidade do Minho. Escola de Engenharia, 2007.

Ríos Franco, Fabio Andrés. *Propuesta de un modelo numérico de una edificación de valor patrimonial. Caso de estudio: Templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga*. Proyecto de grado, Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2012.

Ritta, Raúl, Julio Massa, and Guillermo Chiap. *Identificación del período fundamental de sitio a partir de registros de vibración ambiental*. Córdoba: Universidad Nacional de Córdoba, 2009.

Rivero, Pedro, Maylin Nieto , and William Lobo. "Análisis dinámico lineal de una edificación histórica en San Cristóbal, Estado Táchira." *Revista Ciencia e Ingeniería. Vol. 30, No. 3, agosto-noviembre, 2009. ISSN 1316-7081*, 2009: 237-246.

Rodrigues, Jorge, Rune Brinker, and Palle Andersen. "Improvement of Frequency Domain Output-Only Modal Identification from the Application of the Random Decrement Technique." 2001.

## ANEXOS

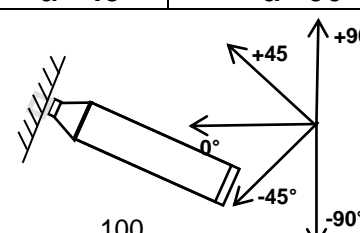
	Pág.
ANEXO A. ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA	110
ANEXO B. REGISTRO FOTOGRÁFICO ENSAYOS DE UNIDADES DE LADRILLO	120
ANEXO C. TABLAS DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS Y DESTRUCTIVAS EN CONCRETOS	122
ANEXO D. FICHA TÉCNICA EPISENSOR ES-T. Fuente: (Kinematics, 2012)	124
ANEXO E. FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN	126
ANEXO F. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSTALACIÓN DE LOS SENSORES EN EL TEMPLO	127
ANEXO G. ALGORITMO DESARROLLADO EN MATLAB PARA EL PROCESAMIENTO DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN	128
ANEXO H. FUNCIONES DE MEDIA NORMALIZADA DE DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA (ANPSD) DE LAS TORRES Y NAVES DEL TEMPLO	130

## ANEXO A. ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA

**Tabla 22. Tabla de conversión del valor del rebote del esclerómetro Schmidt en resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>).**

	IMPACT ANGLE $\alpha$					
	R	$\alpha -90^\circ$	$\alpha -45^\circ$	$\alpha 0^\circ$	$\alpha +45^\circ$	
	20	125	115			
	21	135	125			
	22	145	135	110		
	23	160	145	120		
	24	170	160	130		
	25	180	170	140		
	26	198	185	158	100	
	27	210	200	165	115	
	28	220	210	180	130	105
	29	238	220	190	140	120
	30	250	238	210	150	138
	31	260	250	220	170	145
	32	280	265	238	180	160
	33	290	280	250	190	170
	34	310	290	260	210	190
	35	320	310	280	220	200
	36	340	320	290	238	218
	37	350	340	310	250	230
	38	370	350	320	265	245
	39	380	370	340	280	260
	40	400	380	350	300	280
	41	410	400	370	310	295
	42	425	415	380	330	310
	43	440	430	400	345	325
	44	460	450	420	360	340
	45	470	460	430	380	360
	46	490	480	450	395	375
	47	500	495	465	410	390
	48	520	510	480	430	410
	49	540	525	500	445	430
	50	550	540	515	460	445
	51	570	560	530	480	460
	52	580	570	550	500	480
	53	600	590	565	515	500
	54	Over 600	Over 600	580	530	520
	55	Over 600	Over 600	600	550	530
					570	550

REBOUND VALUE R



CYLINDER COMPRESSIVE STRENGTH F (Kg/cm<sup>2</sup>)

**Tabla 23. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (1).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
1	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	32	238
2	0°	32	238
3	0°	38	320
4	0°	34	260
5	0°	36	290
6	0°	34	260
7	0°	34	260
8	0°	35	280
9	0°	32	238
10	0°	32	238
	<b>Media</b>	33,90	262,20
	<b>Desviación</b>	2,02	27,46

**Tabla 24. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (2).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
2	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	28	180
2	0°	34	260
3	0°	36	290
4	0°	34	260
5	0°	32	238
6	0°	34	260
7	0°	30	210
8	0°	32	238
9	0°	34	260
10	0°	36	290
	<b>Media</b>	33,00	248,60
	<b>Desviación</b>	2,54	33,94
	<b>Máxima</b>	36,00	290,00
	<b>Mínima</b>	28,00	180,00

**Tabla 25. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (3).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
3	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	32	238
2	0°	34	260
3	0°	36	290
4	0°	34	260
5	0°	36	290
6	0°	32	238
7	0°	32	238
8	0°	34	260
9	0°	34	260
10	0°	34	260
	<b>Media</b>	33,80	259,40
	<b>Desviación</b>	1,48	19,00
	<b>Máxima</b>	36,00	290,00
	<b>Mínima</b>	32,00	238,00

**Tabla 26. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (4).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
4	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	36	290
2	0°	34	260
3	0°	34	260
4	0°	34	260
5	0°	32	238
6	0°	34	260
7	0°	34	260
8	0°	36	290
9	0°	32	238
10	0°	28	180
	<b>Media</b>	33,40	253,60
	<b>Desviación</b>	2,32	31,20
	<b>Máxima</b>	36,00	290,00
	<b>Mínima</b>	28,00	180,00

**Tabla 27. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (5).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
5	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	28	180
2	0°	34	260
3	0°	30	210
4	0°	32	238
5	0°	30	210
6	0°	32	238
7	0°	32	238
8	0°	30	210
9	0°	32	238
10	0°	30	210
	<b>Media</b>	31,00	223,20
	<b>Desviación</b>	1,70	23,08

**Tabla 28. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (6).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
6	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	30	210
2	0°	31	220
3	0°	30	210
4	0°	29	190
5	0°	29	190
6	0°	28	180
7	0°	30	210
8	0°	32	238
9	0°	32	238
10	0°	30	210
	<b>Media</b>	30,10	209,60
	<b>Desviación</b>	1,29	19,34
	<b>Máxima</b>	32,00	238,00
	<b>Mínima</b>	28,00	180,00

**Tabla 29. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (7).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
7	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	35	280
2	0°	32	238
3	0°	32	238
4	0°	30	210
5	0°	34	260
6	0°	34	260
7	0°	36	290
8	0°	38	320
9	0°	38	320
10	0°	34	260
	<b>Media</b>	34,30	267,60
	<b>Desviación</b>	2,58	35,58
	<b>Máxima</b>	38,00	320,00
	<b>Mínima</b>	30,00	210,00

**Tabla 30. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (8).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
8	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	29	190
2	0°	32	238
3	0°	30	210
4	0°	32	238
5	0°	34	260
6	0°	34	260
7	0°	32	238
8	0°	32	238
9	0°	28	180
10	0°	32	238
	<b>Media</b>	31,50	229,00
	<b>Desviación</b>	1,96	27,10
	<b>Máxima</b>	34,00	260,00
	<b>Mínima</b>	28,00	180,00

**Tabla 31. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (9).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
<b>9</b>	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
<b>1</b>	0°	32	238
<b>2</b>	0°	34	260
<b>3</b>	0°	35	280
<b>4</b>	0°	34	260
<b>5</b>	0°	34	260
<b>6</b>	0°	32	238
<b>7</b>	0°	30	210
<b>8</b>	0°	28	180
<b>9</b>	0°	32	238
<b>10</b>	0°	32	238
	<b>Media</b>	32,30	240,20
	<b>Desviación</b>	2,11	28,51
	<b>Máxima</b>	35,00	280,00
	<b>Mínima</b>	28,00	180,00

**Tabla 32. Resultados mediciones con esclerómetro viga T1 (10).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
<b>10</b>	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
<b>1</b>	0°	32	238
<b>2</b>	0°	34	260
<b>3</b>	0°	36	290
<b>4</b>	0°	34	260
<b>5</b>	0°	36	290
<b>6</b>	0°	34	260
<b>7</b>	0°	30	210
<b>8</b>	0°	34	260
<b>9</b>	0°	32	238
<b>10</b>	0°	32	238
	<b>Media</b>	33,40	254,40
	<b>Desviación</b>	1,90	24,58
	<b>Máxima</b>	36,00	290,00
	<b>Mínima</b>	30,00	210,00

**Tabla 33. Resultados mediciones con esclerómetro viga T2 (1).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
1	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	34	260
2	0°	36	290
3	0°	34	260
4	0°	32	238
5	0°	34	260
6	0°	32	238
7	0°	36	290
8	0°	34	260
9	0°	34	260
10	0°	34	260
	<b>Media</b>	34,00	261,60
	<b>Desviación</b>	1,33	17,46

**Tabla 34. Resultados mediciones con esclerómetro viga T2 (2).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
2	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	32	238
2	0°	34	260
3	0°	32	238
4	0°	34	260
5	0°	36	290
6	0°	34	260
7	0°	32	238
8	0°	36	290
9	0°	38	320
10	0°	34	260
	<b>Media</b>	34,20	265,40
	<b>Desviación</b>	1,99	27,00
	<b>Máxima</b>	38,00	320,00

**Tabla 35. Resultados mediciones con esclerómetro viga T3 (1).**

Viga	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del concreto
1	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	34	260
2	0°	30	210
3	0°	32	238
4	0°	32	238
5	0°	32	238
6	0°	34	260
7	0°	34	260
8	0°	34	260
9	0°	34	260
10	0°	34	260
	<b>Media</b>	33,00	248,40
	<b>Desviación</b>	1,41	17,02
	<b>Máxima</b>	34,00	260,00
	<b>Mínima</b>	30,00	210,00

**Tabla 36. Resultados mediciones con esclerómetro en junta de mortero (1).**

Junta de mortero	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del mortero
1	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	25	140
2	0°	24	130
3	0°	30	210
4	0°	27	165
5	0°	32	238
6	0°	30	210
7	0°	28	180
8	0°	24	130
9	0°	24	130
10	0°	23	120
	<b>Media</b>	26,70	165,30
	<b>Desviación</b>	3,16	42,07
	<b>Máxima</b>	32,00	238,00
	<b>Mínima</b>	23,00	120,00

Tabla 37. Resultados mediciones con esclerómetro en junta de mortero (2).

Junta de mortero	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del mortero
2	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	27	165
2	0°	24	130
3	0°	28	180
4	0°	24	130
5	0°	30	210
6	0°	30	210
7	0°	24	130
8	0°	25	140
9	0°	28	180
10	0°	23	120
	<b>Media</b>	26,30	159,50
	<b>Desviación</b>	2,63	34,19
	<b>Máxima</b>	30,00	210,00
	<b>Mínima</b>	23,00	120,00

Tabla 38. Resultados mediciones con esclerómetro en junta de mortero (3).

Junta de mortero	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del mortero
3	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	23	120
2	0°	24	130
3	0°	30	210
4	0°	28	180
5	0°	25	140
6	0°	23	120
7	0°	26	158
8	0°	27	165
9	0°	30	210
10	0°	27	165
	<b>Media</b>	26,30	159,80
	<b>Desviación</b>	2,58	33,26
	<b>Máxima</b>	30,00	210,00
	<b>Mínima</b>	23,00	120,00

Tabla 39. Resultados mediciones con esclerómetro en junta de mortero (4).

Junta de mortero	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del mortero
4	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	23	120
2	0°	23	120
3	0°	24	130
4	0°	30	210
5	0°	28	180
6	0°	24	130
7	0°	27	165
8	0°	23	120
9	0°	28	180
10	0°	27	165
	<b>Media</b>	25,70	152,00
	<b>Desviación</b>	2,58	32,16
	<b>Máxima</b>	30,00	210,00
	<b>Mínima</b>	23,00	120,00

Tabla 40. Resultados mediciones con esclerómetro en junta de mortero (5).

Junta de mortero	Angulo Impacto	Valor Rebote	Resistencia del mortero
5	$\alpha$	R	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>Medición</b>			
1	0°	27	165
2	0°	28	180
3	0°	23	120
4	0°	24	130
5	0°	30	210
6	0°	28	180
7	0°	24	130
8	0°	30	210
9	0°	25	140
10	0°	28	180
	<b>Media</b>	26,70	164,50
	<b>Desviación</b>	2,54	33,04
	<b>Máxima</b>	30,00	210,00
	<b>Mínima</b>	23,00	120,00

## ANEXO B. REGISTRO FOTOGRÁFICO ENSAYOS DE UNIDADES DE LADRILLO

Figura 46. Proceso de elaboración de las unidades de ladrillo cocido.



**Figura 47. Primera unidad de ladrillo en ensayo a compresión.**



**Figura 48. Unidad de ladrillo fallada.**



## ANEXO C. TABLAS DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS Y DESTRUCTIVAS EN CONCRETOS

**Tabla 41. Pruebas no destructivas y destructivas en concretos de construcciones existentes. Fuente: Adaptación de (Céspedes García, 2003)**

<b>Ensayo</b>	<b>Fundamento</b>	<b>Objetivo</b>
Esclerómetro	Mediante mediciones de dureza determina la resistencia del concreto de forma no destructiva	Obtener valores probables de la resistencia a compresión del concreto. Buscar variaciones grandes en la resistencia y ubicar zonas de baja calidad del material.
Ultrasonido	Mediante mediciones de ondas ultrasónicas se determinan defectos internos del material.	Determinar densidad y porosidad del material medida la velocidad del pulso ultrasónico. Encontrar fallas producidas por grietas. Discontinuidad del material.
Potencial de media celda	Permite detectar el estado de los aceros del concreto reforzado.	Determinar niveles de corrosión de los aceros mediante medidas cuantitativas.
Termografía infrarroja	Permite determinar la integridad del concreto mediante la medición de la temperatura de la superficie.	Determinar integridad del concreto. Afectación por humedad.
Isótopos radiactivos	Empleando un haz de neutrones puede determinarse el contenido de agua. (Galabru, 2004)	Deducir la densidad del material de la medida de la absorción de la radiación gamma. Se sabe que la absorción de esta radiación varía de forma proporcional a la densidad del cuerpo sometido a ella. (Galabru, 2004)

Sonda de Windsor	La penetración es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del concreto, pero la relación depende de la dureza del agregado. (Céspedes García, 2003)	Calcular la resistencia del concreto a partir de la profundidad de la penetración de una varilla metálica impulsada por una carga estipulada de pólvora. (Céspedes García, 2003)
Prueba de ruptura	Se utilizan la fuerza medida y un lazo preestablecido de la fuerza para estimar la fuerza compresiva sobre el concreto. Se utiliza un gato hidráulico y una galga de presión. (Céspedes García, 2003)	Estimar la fuerza compresiva sobre el terreno, y evaluar la fuerza en enlace entre el concreto y los materiales de recubrimiento. (Céspedes García, 2003)
Extracción de núcleos	Perforar y extraer probetas para obtención de propiedades mecánicas en laboratorio.	Obtener valores cuantitativos de las propiedades mecánicas del concreto. Tales como resistencia, módulo de elasticidad, etc.

**Tabla 42. Procedimiento cualitativo de las pruebas en la edificación. Fuente: (Céspedes García, 2003)**

Prueba	Estándar de la ASTM	Aplicación en estructuras existentes históricas	Simplicidad
Esclerómetro	C 805/C805M-08	+++	+++
Ultrasonido	C 597 -09	+++	++
Potencial de media celda	C876	++	++
Termografía infrarroja	C1060-90 , C1153-97	+++	++
Isótopos radiactivos	D3017	++	+
Sonda de Windsor	C803	+ -	+++
Prueba de ruptura	C1150	+ -	+
Extracción de núcleos	C873	+ - -	+

---

### *Force Balance Accelerometer*

---



#### *Features*

- ◆ Low noise
- ◆ Extended bandwidth – DC to 200 Hz
- ◆ User-selectable full-scale range
- ◆ Calibration coil (standard)
- ◆ Single-end or differential output (user selectable)
- ◆ Double-stage transient protection

---

### *The EpiSensor ES-T – A Flexible, Versatile Value*

Kinematics announces its latest line of earthquake sensors – EpiSensor force balance accelerometers. Model FBA ES-T is a triaxial surface package useful for many types of earthquake recording applications. The unit consists of three EpiSensor force balance accelerometer modules mounted orthogonally in one small convenient package. With full-scale recording ranges of  $\pm 0.25$  to  $\pm 4g$  (user selectable) the EpiSensor provides on-scale recording of earthquake motions even at near-fault locations and in a wide variety of structure types.

The significantly improved bandwidth of DC to 200 Hz allows engineers and scientists to study motions at higher frequencies while maintaining the very important DC response that allows simple field calibration and reduces post-processing confusion.

Output circuitry is also significantly enhanced. Several types of outputs can be field-selected by the user:  $\pm 2.5V$  single-ended output for use with traditional Kinematics earthquake recording instruments;  $\pm 10V$  single-ended or  $\pm 20V$  differential output for use with Kinematics digital recorders and other 24-bit digital recorders currently on the market.

EpiSensor force balance accelerometers are also available in uniaxial (the FBA ES-U) and borehole (the FBA ES-SB shallow and FBA ES-DH deep) packages.

## EpiSensor ES-T Specifications

Dynamic range:	155 dB+
Bandwidth	DC to 200 Hz
Calibration coil:	Standard
Full-scale range:	User selectable at $\pm 0.25g$ , $\pm 0.5g$ , $\pm 1g$ , $\pm 2g$ or $\pm 4g$
Outputs:	User selectable at: $\pm 2.5V$ single-ended $\pm 10V$ single-ended $\pm 5V$ differential $\pm 20V$ differential
Zero adjust	Three user-friendly access holes for simple, safe, efficient adjustment
Linearity:	$< 1000 \mu g/g^2$
Hysteresis:	$< 0.1\%$ of full scale
Cross-axis sensitivity:	$< 1\%$ (including misalignment)
Zero point thermal drift:	$< 500 \mu g/^{\circ}C$ (1g sensor)
ESD, RF, EMI protection:	Double stage transient protection with gas arrester elements
Power consumption:	12mA from +/- 12V (Standard Amp) 35mA from +/- 12V (Low Noise Amp) Single supply option available
Physical size:	13.3 cm diameter (cylinder), 6.2 cm high
Mounting:	Single bolt mounting, three adjustable leveling feet and bubble level
Connection:	Single military-style metal connector
Operating Temperature:	$-20^{\circ}$ to $70^{\circ}C$ ( $0^{\circ}$ to $160^{\circ}F$ )
Housing:	Watertight enclosure

## ANEXO E. FORMATO DE ADQUISICIÓN DE DATOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN

*Proyecto de Grado: CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO EXISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE VALOR HISTÓRICO MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS DE BUCARAMANGA.*



### Formato de Registro AVT: Parroquia San Francisco de Asís

<b>Responsable</b>	<u>Carolina Franco</u>	<b>Archivo</b>	<u>19800101_004314</u>	<b>Sensores</b>	<u>K2</u>
<b>Estructura Analizada</b>	<u>Templo San Francisco de Asís</u>			<b>SN</b>	<u>2534</u>
<b>Fecha (dd/mm/aa)</b>	<u>7/27/2012</u>			<b>Transferencia por segundo</b>	
<b>Hora Inicio prueba</b>	<u>12:17</u>	<b>Ti (°C)</b>	<u>32</u>	<b>[Baud rate]</b>	<u>19200</u>
<b>Hora finalización prueba</b>	<u>12:22</u>	<b>Tf (°C)</b>	<u>32</u>	<b>Station ID</b>	<u>1</u>
<b>Medición (Set up) #</b>	<u>4</u>			<b>Longitud Cable 1[m]</b>	<u>9.144</u>
<b>Frecuencia de muestreo [Hz]</b>	<u>200</u>			<b>Longitud Cable 2 [m]</b>	<u>30.48</u>
<b>Tiempo de muestreo [s]</b>	<u>372</u>			<b>Longitud cable adq _m</b>	<u>7.6</u>

Referencia [cero]	Posición			Esquema
	X	Y	Z	
Sensor 1 (a0)	5.4	Eje 3	Nivel 2	
Sensor 2 (a1)	10.8	Eje 3	Nivel 2	
Sensor 3 (a2)	16.2	Eje 3	Nivel 2	

Sensibilidad

Episensor (Altus Assistant)  
Piezoelectrics (LabView)

	Default in K2				
	5	4	3	2	1
Range Code	5	4	3	2	1
Sensor G-Range [g]	0.25	0.5	1	2	4
Recommended Power	+/- 12v	+/- 12v	+/- 12v	+/- 12v	+/- 12v
Recommended Output	Single-ended	Single-ended	Single-ended	Single-ended	Single-ended
Voltage Level	2.5v	2.5v	2.5v	2.5v	2.5v
ONC	Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Full Scale	2.5v	2.5v	2.5v	2.5v	2.5v
Sensitivity	10.0 v/g	5.0 v/g	2.5 v/g	1.25 v/g	0.625 v/g
Bit Weight	0.298023 uv/ct	0.298023 uv/ct	0.298023 uv/ct	0.298023 uv/ct	0.298023 uv/ct

## ANEXO F. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSTALACIÓN DE LOS SENSORES EN EL TEMPLO

Figura 49. Sensores en las torres, sobre la nave central y naves laterales.  
Estaciones de trabajo



## ANEXO G. ALGORITMO DESARROLLADO EN MATLAB PARA EL PROCESAMIENTO DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN

```

%Datos de Entrada
fr=200; % Frecuencia de muestreo
F=fr/2; % Frecuencia Nyquist
sen=5; %Sensibilidad
%Vector señal
y1=["Datos Registro de
Aceleración"];
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
N=length(y1);%Longitud vector
señal
y2=y1/sen;% Transformación de
datos en términos de la gravedad
media= sum(y2)/N;
y=y2-media; % Corrección línea de
base del registro
t=(1:N)/fr;
%Gráfica de la señal
subplot(3,1,1);
plot(t,y,'b-')
xlabel('Tiempo [s]')
ylabel('Aceleración [g]')
title('Registro de
aceleraciones')
hold on
indexy=find(y==max(y));
ymax=num2str(max(y));
plot(t(indexy), y(indexy), 'r.',
'MarkerSize',10);
text(t(indexy)+1,y(indexy),['a =
', ymax], 'FontSize', 7);
hold off

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
v1= y(1:4097);
v2= y(2048:6144);
v3= y(4096:8192);
v4= y(6144:10240);
v5= y(8192:12288);
v6= y(10240:14336);
v7= y(12288:16384);

v8= y(14336:18432);
v9= y(16384:20480);
v10=y(18432:22528);
v11=y(20480:24576);
v12=y(22528:26624);
v13=y(24576:28672);
v14=y(26624:30720);
v15=y(28672:32768);
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%Ventana de Hanning en cada
intervalo de señal con traslapo
de 50%
h=hanning(N/8+1);
v1= v1.*h;
v2= v2.*h;
v3= v3.*h;
v4= v4.*h;
v5= v5.*h;
v6= v6.*h;
v7= v7.*h;
v8= v8.*h;
v9= v9.*h;
v10=v10.*h;
v11=v11.*h;
v12=v12.*h;
v13=v13.*h;
v14=v14.*h;
v15=v15.*h;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%Fast Fourier Transform en cada
ventana
A1=fft(v1,N/8+1);
A2=fft(v2,N/8+1);
A3=fft(v3,N/8+1);
A4=fft(v4,N/8+1);
A5=fft(v5,N/8+1);
A6=fft(v6,N/8+1);
A7=fft(v7,N/8+1);
A8=fft(v8,N/8+1);

```

```

A9=fft(v9,N/8+1);
A10=fft(v10,N/8+1);
A11=fft(v11,N/8+1);
A12=fft(v12,N/8+1);
A13=fft(v13,N/8+1);
A14=fft(v14,N/8+1);
A15=fft(v15,N/8+1);

A1(1)=[];
A2(1)=[];
A3(1)=[];
A4(1)=[];
A5(1)=[];
A6(1)=[];
A7(1)=[];
A8(1)=[];
A9(1)=[];
A10(1)=[];
A11(1)=[];
A12(1)=[];
A13(1)=[];
A14(1)=[];
A15(1)=[];

A=
(A1+A2+A3+A4+A5+A6+A7+A8+A9+A10+A
11+A12+A13+A14+A15)/(15);
n=length(A);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%Espectro normalizado de la señal
NPSD
espectron=abs(A(1:floor(n/2)));
f=(1:n/2)/(n/2)*F;
x1= 2*n/2/F;
x2= 10*n/2/F;

sumav=0;
for i=1:n/2;
    sumav=sumav+espectron(i);
end
espectron=espectron/sumav;
subplot(3,1,2);
plot(f,espectron)

title(' Función densidad
espectral de potencia
Normalizado')
xlabel('Frecuencia [Hz]')
ylabel('Amplitud [g/Hz]')
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

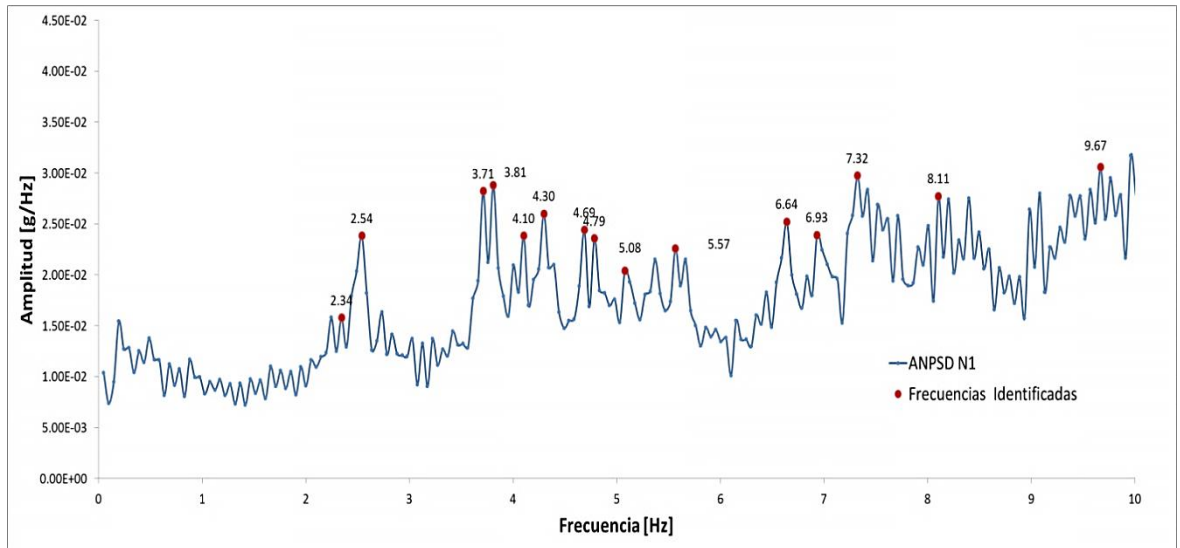
%Espectro de frecuencia
potencia=espectron.^2;
subplot(3,1,3);
plot(f(x1:x2),potencia(x1:x2))
title('Espectro de potencia
Normalizado')
xlabel('Frecuencia [Hz]')
ylabel('Amplitud [g^2/Hz]')
%Para ordenar vector potencia en
orden descendiente
ordenpo=potencia(x1:x2);
w=length(ordenpo);
for i=1:w
    for j=1:w-i
        if ordenpo(j)<
ordenpo(j+1)
            aux=ordenpo(j);
ordenpo(j)=ordenpo(j+1);
ordenpo(j+1)=aux;
        end
    end
end

%Para imprimir frecuencias
fundamentales en gráfico
hold on;
for i=1:7
indexi=find(potencia==ordenpo(i))
;
fmaxi=num2str(f(indexi));
plot(f(indexi), potencia(indexi),
'r.', 'MarkerSize',10);
text(f(indexi)+0.1,potencia(index
i),['f = ', fmaxi], 'FontSize',
7);
end
hold off;

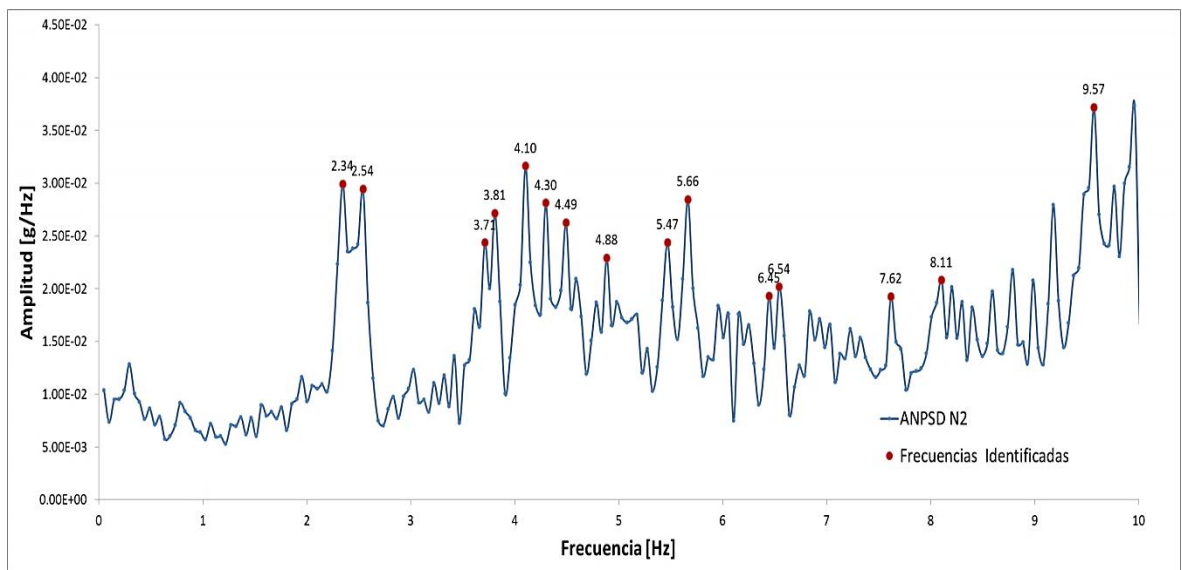
```

## ANEXO H. FUNCIONES DE MEDIA NORMALIZADA DE DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA (ANPSD) DE LAS TORRES Y NAVES DEL TEMPLO

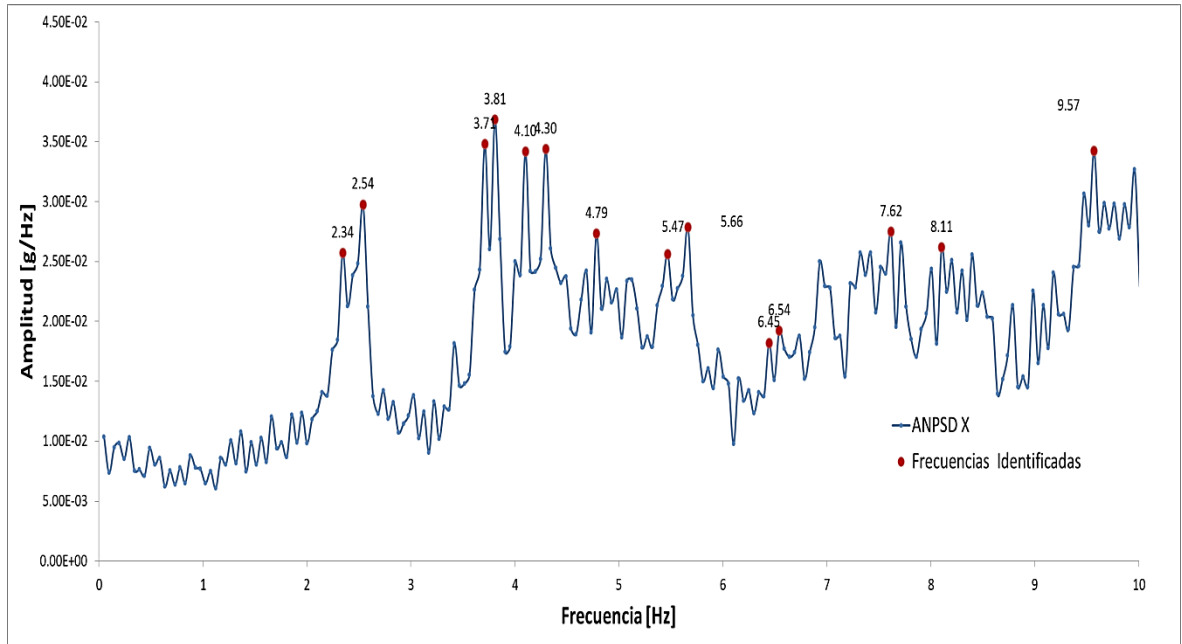
**Figura 50. Función ANPSD de registros de las torres en el nivel inferior.**



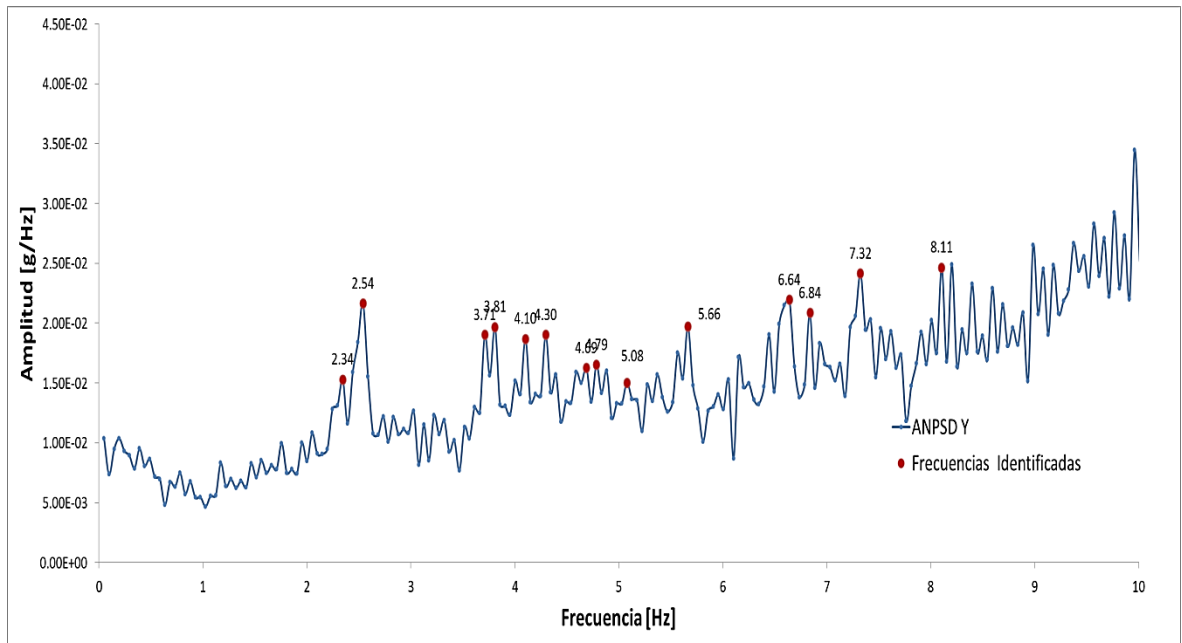
**Figura 51. Función ANPSD de registros de las torres en el nivel superior.**



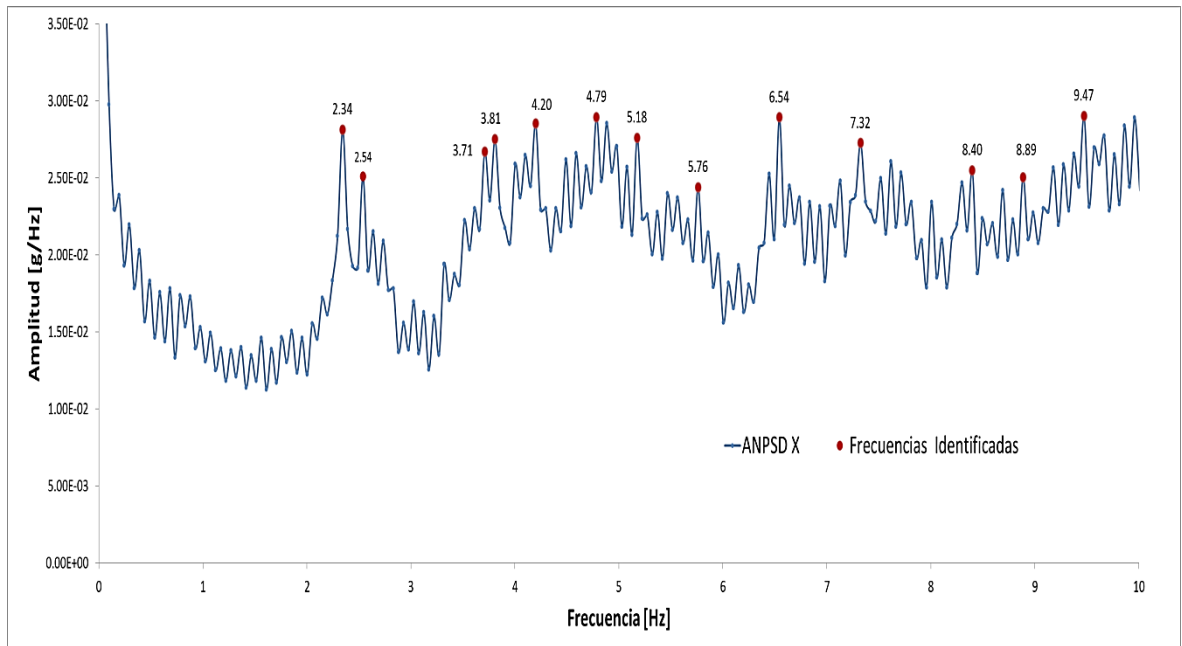
**Figura 52. Función ANPSD de registros de las torres en dirección x.**



**Figura 53. Función ANPSD de registros de las torres en dirección y.**



**Figura 54. Función ANPSD de registros de las naves en dirección x.**



**Figura 55. Función ANPSD de registros de las naves en dirección y.**

