

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS EN LA COSTA PERUANA UTILIZANDO TECNOLOGÍAS MODERNAS: EL CASO DEL HOTEL “EL COMERCIO” EN LIMA

Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

César Javier Chácara Espinoza

Asesor: Dr. Ing. Rafael Aguilar

Lima, Abril 2013

Resumen

La conservación de construcciones históricas es de gran importancia no solo por aspectos culturales sino también económicos. Este tipo de construcciones forman parte del patrimonio cultural del mundo y a la vez son una fuente de ingreso debido a la actividad turística que generan. Las culturas que se desarrollaron siglos atrás en el Perú dejaron como legado una gran cantidad de construcciones históricas. La falta de mantenimiento y monitoreo permanente en este tipo de construcciones, acompañada con la ocurrencia de movimientos sísmicos y otros fenómenos naturales como lluvias e inundaciones, ponen en riesgo su estabilidad y podrían ocasionar su desaparición.

En esta tesis se presenta una herramienta para la evaluación estructural de construcciones existentes que son los ensayos experimentales de identificación modal. Estos ensayos tienen como finalidad la de estimar el comportamiento real de las estructuras mediante la identificación de sus propiedades dinámicas (frecuencias, amortiguamiento y modos de vibración). Estos ensayos son de gran utilidad para el estudio de construcciones históricas porque se alinean con las filosofías modernas de conservación ya que son experimentos no destructivos en los cuales se usa solo el ruido ambiental como fuente de excitación de la estructura.

En la costa del Perú, la construcción en la época del virreinato (siglo XVI – XIX) consistió básicamente de muros de adobe y quincha. Inicialmente, con la llegada de los españoles (siglo XVI), se decidió reconstruir la ciudad empleando principalmente adobe como material de construcción. Sin embargo, después del terremoto de 1746, la tendencia del uso de adobe cambió debido a los efectos devastadores y pérdida de vidas que se produjeron en este tipo de construcciones. A partir del siglo XVIII, se empezó a utilizar un sistema de construcción mixto en base a madera, caña y barro el cual se conoce como quincha. A partir del mismo siglo, se decidió limitar el uso de adobe solo para el primer nivel y se utilizó quincha para los niveles superiores de las construcciones.

El caso de estudio de esta tesis es el hotel “El Comercio”, una construcción de tres pisos del siglo XIX de adobe y quincha la cual está ubicada frente al Palacio de Gobierno y a una cuadra de la Plaza de Armas de Lima. Los ensayos de identificación modal permitieron estimar experimentalmente nueve modos de vibración, con sus

respectivas frecuencias y amortiguamientos. A partir de los resultados experimentales se pudo apreciar que una de las fachadas del edificio tiene un comportamiento diferente al resto de la estructura lo cual es un indicador de daño. Para complementar la evaluación estructural del hotel, se construyó un modelo numérico en elementos finitos en el cual se modelaron los muros y el sistema de entrepiso de la estructura. A partir de los resultados experimentales y el modelo numérico, se realizó un proceso de calibración preliminar para completar la evaluación estructural.

Los resultados muestran la dificultad de realizar modelos numéricos precisos en construcciones que presentan daño extenso con condiciones de frontera y características mecánicas de los materiales inciertas. Se muestra que también la utilidad de los estudios experimentales ya que con ellos se consiguió caracterizar apropiadamente la respuesta real de la edificación.



Abstract

The conservation of historical constructions is vital not only for cultural but economic aspects. These constructions belong to the World Cultural Heritage and at the same time represent a source of income due to the tourist activity they provide. Peruvian ancient cultures had left us a great legacy over the centuries such as historical buildings. The lack of permanent maintenance and monitoring applied to this type of constructions as well as the occurrence of seismic movements and other natural phenomena such as rain and floods are endangering its stability which eventually may cause its disappearance.

On this thesis, a structural evaluation tool for existing constructions is presented and it is operational modal analysis (OMA). This analysis aims to characterize the real behavior of the structure by identifying its dynamic properties (natural frequencies, damping ratios and vibration modes). OMA fits into the modern conservation philosophies since it is non-destructive and uses ambient noise as an excitation source of buildings.

In the Peruvian coast, the construction system developed on the viceroyalty era (16th - 19th century) consisted basically on adobe and quincha walls. At the beginning, with the arrival of the Spaniards (16th century), it was settled down the reconstruction of the city using adobe as its primer construction material. However, after the earthquake of 1746, the trend of using adobe shifted due to the devastating effects and loss of lives produced on this type of constructions. Since the 18th century, a combined construction system based on wood, cane and mud, known as quincha, was implemented for the building of new structures. Furthermore, since the same century, it was decided to limit the use of adobe walls for the first story only and to use quincha walls for higher stories of buildings.

The case study for this thesis is the hotel “El Comercio”, a three-story, adobe-quincha building that belongs to the 19th century. The application of OMA made possible the experimental estimation of nine vibration modes with its corresponding natural frequencies and damping ratios. From the experimental results, it was observed that one of the facades of the building has a different behavior compared to the rest of the structure which indicates damage. In order to complement the structural evaluation of

the hotel, a FE model was built using frame and shell elements to represent the structure's walls and floor of the structure, respectively. From experimental results and the FE model, a preliminary modal updating process was performed in order to complete the structural evaluation. The results show the difficulty when performing accurate FE model of buildings that present severe damage and unknown mechanical properties of materials and boundary conditions. This thesis shows the applicability of OMA since it was possible to identify accurately the current dynamic response of the structure.



Agradecimientos

Ante todo agradezco a Dios. A mis padres y hermanas ya que sin su esfuerzo y apoyo incondicional durante todos estos años no estaría cumpliendo mis metas. En especial a mi madre, por ser una de mis mayores influencias y mi modelo a seguir.

Agradezco a mi asesor de tesis, Rafael Aguilar, por su paciencia y predisposición durante este proceso. Sin su constante apoyo e interés este trabajo no hubiese sido concluido.

Asimismo, agradezco a Daniel Torrealva y al instituto de conservación Getty por la valiosa información brindada, ya que fue clave para el desarrollo de esta tesis.

Finalmente, agradezco a mis profesores por los conocimientos impartidos todos estos años.



Índice

RESUMEN	I
ABSTRACT	III
AGRADECIMIENTOS	V
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABLAS	XII
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. <i>Motivación</i>	2
1.2. <i>Objetivos</i>	2
1.3. <i>Esquema</i>	3
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO: DINÁMICA ESTRUCTURAL Y MÉTODOS EXPERIMENTALES DE IDENTIFICACIÓN MODAL	4
2.1 INTRODUCCIÓN	5
2.2 ANÁLISIS DE VIBRACIONES CON MÉTODOS ANALÍTICOS	5
2.2.1 <i>Sistemas de un grado de libertad (1gdl)</i>	5
a) Método Clásico.....	6
b) Integral de Duhamel.....	8
c) Método de Newmark	9
d) Método de Fourier	10
2.2.2 <i>Sistemas de múltiples grados de libertad (mgdl)</i>	12
2.3 ANÁLISIS DE VIBRACIONES CON MÉTODOS EXPERIMENTALES.....	13
2.3.1 <i>Análisis de Vibraciones mediante Excitaciones Forzadas</i>	13
2.3.2 <i>Análisis de Vibraciones con Excitaciones Ambientales</i>	15
2.3.3 <i>Métodos de Procesamiento de Datos de Ensayos Modales Operacionales</i>	16
2.4 CALIBRACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS.....	19
2.5 CONCLUSIONES	21
CAPÍTULO 3. ENSAYOS EXPERIMENTALES DE IDENTIFICACIÓN MODAL COMO HERRAMIENTA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	22
3.1 INTRODUCCIÓN	23
3.2 SISTEMAS DE MEDICIÓN PARA ENSAYOS EXPERIMENTALES DE IDENTIFICACIÓN MODAL	23
3.2.1 <i>Transductores de Medida</i>	24
3.2.2 <i>Sistema de Adquisición de Datos</i>	25
3.3 CARACTERÍSTICAS Y RECOMENDACIONES PARA LA MEDICIÓN IN-SITU	25
3.4 APLICACIÓN EN DIVERSAS RAMAS DE LA INGENIERÍA.....	27
3.5 APLICACIÓN EN LA INGENIERÍA CIVIL.....	30
3.5.1 <i>Construcciones Modernas</i>	30
3.5.2 <i>Construcciones Históricas</i>	32
3.6 CONCLUSIONES	37
CAPÍTULO 4. MATERIALES Y SISTEMAS ESTRUCTURALES DE LA CONSTRUCCIÓN COLONIAL EN LA COSTA PERUANA	38

4.1	INTRODUCCIÓN	39
4.2	SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONSTRUCCIONES ANTIGUAS EN LA COSTA DEL PERÚ	41
4.2.1	<i>Construcción en tierra</i>	41
4.2.2	<i>Construcción de caña/madera/barro</i>	42
4.3	SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS DE CAÑA/MADERA/BARRO EN EL MUNDO	44
4.3.1	<i>Fachwerkbau (Alemania)</i>	44
4.3.2	<i>Pombalino (Portugal)</i>	45
4.3.3	<i>Dhaji-Dewari (India)</i>	46
4.3.4	<i>Bahareque (América Latina)</i>	46
4.3.5	<i>Himis y Bagdadi (Turquía)</i>	47
4.3.6	<i>Casa Baraccata (Italia)</i>	48
4.3.7	<i>Colombage (Francia)</i>	49
4.3.8	<i>Telar de Medianería (España)</i>	49
4.4	CONCLUSIONES	50
CAPÍTULO 5. ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN MODAL Y MODELO NUMÉRICO DEL HOTEL		
“EL COMERCIO”		51
5.1	INTRODUCCIÓN	52
5.2	RESEÑA HISTÓRICA DEL HOTEL	52
5.3	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.....	54
5.4	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	56
5.5	ESTADO ACTUAL Y MAPEO DE ANOMALÍAS.....	59
5.6	ENSAYOS EXPERIMENTALES DE IDENTIFICACIÓN MODAL	61
5.6.1	<i>Campaña de Medición In Situ</i>	62
5.6.2	<i>Procesamiento de la Data Adquirida</i>	63
5.7	MODELO NUMÉRICO.....	68
5.7.1	<i>Propiedades Mecánicas de los Materiales</i>	68
5.7.2	<i>Modelo de Elementos Finitos</i>	70
5.7.3	<i>Calibración del Modelo con Resultados de Ensayos Experimentales</i>	72
5.8	CONCLUSIONES	74
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES		76
REFERENCIAS		80

Lista de Figuras

Figura 2.1: Sistema de 1gdl: (a) representación gráfica y (b) diagrama del cuerpo libre (DCL).....	6
Figura 2.2 Respuesta de un sistema de 1gdl bajo vibración libre con amortiguamiento. 8	
Figura 2.3 Fuerza Arbitraria $P(t)$	9
Figura 2.4 Sistema de 2 grados de libertad: (a) representación gráfica .y (b) diagrama del cuerpo libre (DCL).....	12
Figura 2.5 Mecanismos de Excitación. (a) Martillo de impacto (b) vibrador electro-dinámico (c) vibrador de masa excéntrica (d) vibrados servo-hidráulico y (e) vibrador electro-hidráulico (Cunha y Caetano 2006a).....	14
Figura 2.6. Función de densidad espectral para el método Peak Picking	16
Figura 2.7. Algoritmo del método de descomposición en el dominio de la frecuencia-FDD (Aguilar 2010).....	17
Figura 2.8. Algoritmo del método de identificación de subespacios estocásticos SSI (Aguilar 2010).....	18
Figura 2.9. Diagrama de estabilización del método SSI (Alaboz 2009).....	19
Figura 2.10 Representación de FMAC	20
Figura 3.1 Sistema de monitoreo dinámico de estructuras (Aguilar 2010)	24
Figura 3.2. Representación de un acelerómetro como un sistema de 1gdl	24
Figura 3.3 Configuración para la medición de vibraciones y los primero cuatro modos de vibración.	26
Figura 3.4 Diagrama de estabilización para la turbina evaluada. (Tcherniak et al. 2011).	28
Figura 3.5. Distribución de sensores en barco (Rocca et al. 2011)	30
Figura 3.6 (a)Puente atirantado Adige, sureste de Verona, Italia (Argentini et al. 2012), (b) Tramo constante del puente en Arkansas (Fernstrom et al. 2012).....	31
Figura 3.7 Resultados: (a) diagrama de estabilización y (b) el primer modo de vibración (Aguilar et al. 2012a)	32
Figura 3.8 Torres de iglesias en las que se realizaron ensayos experimentales (Rainieri y Fabbrocino 2011).....	33

Figura 3.9. Domo de Guglia Maggiore: (a) vista en elevación y (b) vista en planta con la ubicación de los sensores (Busca et al. 2011) 34

Figura 3.10. Iglesia San Biagio (<http://www.scenebylaurie.com/page/31/>) 34

Figura 3.11. Iglesia San Giuseppe (<http://www.fotopaíses.com/foto/Italia/Taormina/337529.html>) 34

Figura 3.12. Torre de Reloj de Mogadouro (http://apeidaumregalodonarizagentetrata.blogspot.com/2012/06/gentilico_17.html) ... 35

Figura 3.13. Iglesia del Monasterio de los Jerónimos (<http://polemistas.foroactivo.com/t75p195-lista-del-patrimonio-mundial>) 35

Figura 3.14 (a) Iglesia de San Torcato (<http://www.panoramio.com/photo/37238581>) y (b) distribución de puntos en planta (Aguilar 2010) 35

Figura 3.15. Campanario de Hagia Sofia (Türker y Bayraktar 2011) 36

Figura 3.16. Qutub Minar (<http://bstcover.blogspot.com/2012/09/tallest-monument-of-india-qutub-minar.html>) 36

Figura 4.1 Anillo de fuego del pacífico (<http://profealexpedapadilla.blogspot.com/2008/10/el-cinturon-de-fuego.html>) 39

Figura 4.2 Terremotos ocurridos en el Perú (Córdova 2012). 40

Figura 4.3 Zonificación del territorio peruano (Ministerio de Vivienda 2006a). 40

Figura 4.4 Esquema de muro Fachwerkbau (Silva 2009) y una construcción típica (http://wiki.verkata.com/de/wiki/Datei:Rodgau_Fachwerk_08.JPG) 44

Figura 4.5 Jaula de madera del muro Pombalino (Lopes 2010). 45

Figura 4.6 Muro Bahareque típico (Carazas y Rivero 2002) 47

Figura 4.7 Armadura de madera de muros de Himis (Gülkan y Langerbach 2004). 48

Figura 4.8 Marco de madera para la construcción de un muro de Casa Baraccata (Tobriner 1997). 48

Figura 4.9 Elevaciones de casa típica empleando Colombage como sistema constructivo (Strasbourg 2004) y vivienda típica (<http://www.online-utility.org/image/gallery.jsp?title=Weitbruch>) 49

Figura 5.1 Plano del Cercado de Lima actual (verde) y del Cercado de Lima antes del terremoto de 1746 (naranja) 52

Figura 5.2 Evolución Histórica del hotel “El Comercio” 54

Figura 5.3 Descripción arquitectónica del hotel “El Comercio”	55
Figura 5.4 Esquema de la estructura de un panel típico de quincha del hotel “El Comercio”: (a) segundo piso y (b) tercer piso.	56
Figura 5.5 Cimentación Típica	57
Figura 5.6 Detalle típico del entrepiso de los dos primeros pisos del hotel “El Comercio”	58
Figura 5.7 Detalle típico del entrepiso del último piso del hotel “El Comercio”	58
Figura 5.8 Anomalías estructurales en el hotel: (a) zona completamente colapsada y (b) elemento estructural gravemente dañado.	59
Figura 5.9 Anomalías estructurales en el hotel (a) degradación de material en columna de madera y (b) agrietamiento en muro de quincha.	59
Figura 5.10 Anomalías estructurales en el hotel: (a) desprendimiento del material de recubrimiento y (b) entrepiso en mal estado	60
Figura 5.11 Estado actual y papeo de anomalías del hotel “El Comercio”	61
Figura 5.12 Planta del hotel “El Comercio” indicando la zona instrumentada.	62
Figura 5.13. Sistema de medición: (a) transductores de medida y (b) Sistema de Adquisición de Datos (Aguilar et al. 2012b)	62
Figura 5.14 Configuraciones para la medición de vibraciones ambientales: (a) Techo del primer piso, (b) techo del segundo piso y (c) techo del tercer piso (Aguilar et al. 2012b)	63
Figura 5.15. Ubicación de cada uno de los puntos de medición con sus respectivos transductores (a) Todas las configuraciones y (b) Configuración S1.....	63
Figura 5.16. Gráfico aceleración vs tiempo de la configuración S1: (a) Transductor #1 , (b) Transductor #2, (c) Transductor #3 y (d) Transductor #4.....	64
Figura 5.17 Resultado del método Welch.	65
Figura 5.18 Matriz de densidad espectral normalizada. (Aguilar et al. 2012b)	66
Figura 5.19 Resultados del método SSI.....	66
Figura 5.20. Matriz de semejanza de modos de vibración (MAC) entre los métodos EFDD y SSI..	67
Figura 5.21 Modos de vibración, frecuencias naturales y amortiguamiento a partir de los ensayos experimentales de identificación modal (Aguilar et al. 2013a)	68

Figura 5.22 Viga en volado sometida a una fuerza F 69

Figura 5.23. Modelo numéricos del hotel “El Comercio: (a) Modelo completo y (b) Modelo de la zona instrumentada.” 71

Figura 5.24 Ocho primeros modos de vibración del modelo en elementos finitos del hotel “El Comercio” 71

Figura 5.25 Variables para la calibración del modelo numérico 73

Figura 5.26 FMAC del modelo numérico inicial y final 74



Lista de Tablas

Tabla 2.1 Solución empleando el método clásico	7
Tabla 2.2 Solución Analítica para sistemas de mgdl (Ramos 2007).....	13
Tabla 2.3. Métodos Output-Only (Caetano 2000).....	15
Tabla 3.1 Resultados del análisis modal que se realizaron en turbinas eólicas (Pelayo et al. 2011).....	29
Tabla 3.2 Resultados experimentales (Devin y Fanning 2012)	32
Tabla 4.1 Resumen de propiedades mecánicas del adobe.....	42
Tabla 5.1 Aceleraciones máximas y media cuadráticas.....	65
Tabla 5.2 Resultado de Experimentales	67
Tabla 5.3 Modulo de Elasticidad de los materiales empelados para el modelo de los paneles de quincha.....	69
Tabla 5.4 Valores para el cálculo de las propiedades mecánicas de la quincha.	70
Tabla 5.5 Propiedades de los materiales y secciones de los elementos empleados para el modelo del hotel “El Comercio”	70
Tabla 5.6 Frecuencias experimentales y resultados con el modelo preliminar.	72
Tabla 5.7 Valores estimados para la calibración del primer modo de vibración del modelo numérico	73
Tabla 5.8 Valores y resultados finales de la calibración del primer modo vibración del modelo numérico	74



CAPÍTULO 1. Introducción

1.1. Motivación

La conservación de construcciones históricas es de gran importancia para los países por motivos culturales y económicos. Este tipo de construcciones no solo forman parte del patrimonio cultural del mundo sino que también son una fuente de ingreso debido a la atracción turística que generan. En el Perú se desarrollaron grandes culturas que dejaron un país plagado de vestigios y construcciones históricas. Lamentablemente, en el país no se desarrollan programas para la conservación, monitoreo o intervención de este tipo de estructuras. Su falta de práctica, acompañada con la ocurrencia de movimientos sísmicos y otros fenómenos naturales, está generando la desaparición de nuestro legado histórico. Este trabajo presenta la aplicación de ensayos de identificación modal para la evaluación estructural de estructuras que se conocen como ensayos de identificación modal. Este tipo de ensayos encajan en las filosofías modernas de conservación ya que son no destructivos. Mediante este tipo de ensayos se podría estimar el estado real de las estructuras así como la identificación del daño y la variación de sus propiedades a través del tiempo.

1.2. Objetivos

Este trabajo tiene como objetivo general la identificación de las propiedades dinámicas de una construcción histórica mediante la aplicación de ensayos experimentales y realizar una calibración preliminar del modelo numérico.


Dentro de los objetivos específicos tenemos:

1. Estudiar los conceptos básicos sobre dinámica estructural, identificación modal, calibración de modelos numéricos.
2. Realizar una investigación bibliográfica sobre ensayos experimentales de identificación modal y sus aplicaciones para el estudio de construcciones modernas e históricas.
3. Estudiar las características, materiales y sistemas estructurales típicos de la construcción colonial en la costa del Perú.
4. Realizar una campaña experimental e implementar modelos numéricos de una construcción colonial del siglo XIX ubicada en el Centro de Lima.

1.3. Esquema

La presente tesis contiene seis capítulos y se puede dividir en dos partes importantes. La primera parte corresponde a los conceptos de dinámica estructural, dinámica experimental y al estudio de las construcciones coloniales de la costa del Perú. La segunda parte corresponde a la evaluación estructural del hotel “El Comercio” e incluye el detalle de su estado actual, los ensayos realizados y los modelos numéricos implementados. El contenido de cada capítulo se resume a continuación:

- El capítulo 1 es la introducción, en donde se incluye la motivación así como el objetivo general y los objetivos del presente trabajo. En este capítulo se esquematiza el contenido de la tesis resumiendo brevemente su contenido.
- El capítulo 2 presenta los conceptos básicos de dinámica estructural, en la cual se explica la dinámica analítica para sistemas de un grado y múltiples grados de libertad así como la dinámica experimental mediante vibraciones forzadas y experimentales. Se presentan también los métodos empleados para procesar los datos adquiridos en la campaña experimental de identificación modal.
- El capítulo 3 presenta los ensayos experimentales de identificación modal así como algunas consideraciones para que la obtención de resultados sea confiable. Asimismo, se presentan casos de estudios en los que se emplearon estos ensayos en diversas ramas de la ingeniería.
- En el capítulo 4 se introducen los sistemas estructurales predominantes en la costa del Perú durante el virreinato. Asimismo, se detalla el proceso constructivo y el comportamiento sísmico de cada uno de estos sistemas. En este capítulo se presentan sistemas estructurales parecidos a la quincha pero en otras ciudades del mundo.
- El capítulo 5 presenta el caso de estudio del hotel “El Comercio”. Se incluye la reseña histórica de esta construcción, así como su descripción arquitectónica, estructural y su estado actual. En este capítulo se incluyen también los resultados de los ensayos experimentales realizados y los resultados del modelo numérico y el proceso de calibración del mismo.
- El capítulo 6 presenta las conclusiones de esta investigación así como algunas consideraciones para trabajos futuros.



CAPÍTULO 2. Marco Teórico: Dinámica Estructural y Métodos Experimentales de Identificación Modal

Resumen: En este capítulo se presentan los sistemas de un grado de libertad y múltiples grados de libertad para poder comprender la dinámica estructural, así como las diversas formas empleadas para resolver la ecuación del movimiento para ambos casos. Además, se explicará la dinámica experimental cuáles son sus objetivos y los métodos que existen para la evaluación dinámica de estructuras.

2.1 Introducción

El tipo de análisis de estructuras depende de las cargas a las que esté sometida. Si las cargas no varían en el tiempo se realiza en análisis estático como por ejemplo los esfuerzos producidos por el peso propio de la estructura. El análisis dinámico se caracteriza por que las cargas actuantes varían con el tiempo. En este tipo de análisis, la participación de las fuerzas de inercia se incluye en la estimación de la respuesta de la estructura. Existen dos métodos para la evaluación de la respuesta dinámica de la estructura. El primero es el método analítico que se basa en soluciones numéricas y el segundo es el método experimental que se basa en la medición de vibraciones.

2.2 Análisis de Vibraciones con Métodos Analíticos

2.2.1 Sistemas de un grado de libertad (1gdl)

El comportamiento de sistemas de un grado de libertad (1gdl) bajo diversas excitaciones está relacionado con la rigidez, la disipación de energía y la inercia del sistema. Estos factores son proporcionales a las magnitudes del desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente. Una forma usada para representar sistemas de 1gdl se indica en la Figura 2.1a, la cual muestra una masa m que puede desplazarse u respecto del suelo. El movimiento del sistema está limitado por un resorte de rigidez k y un amortiguador viscoso c , los cuales están conectados directamente a la masa m . Una vez la fuerza $p(t)$ aplicada al sistema sea retirada, el sistema comenzará a oscilar bajo una frecuencia determinada. En este tipo de sistemas, la velocidad con la que el sistema oscila así como su desplazamiento disminuirán con el transcurso del tiempo hasta que regrese a su posición inicial. En los sistemas con amortiguamiento, la energía se disipa mediante diversos mecanismos como la transformación de energía cinética en energía térmica, la formación de grietas. El diagrama de cuerpo libre de un sistema de 1gdl se muestra en la Figura 2.1b, donde la fuerza f_s es la fuerza restitutiva o elástica, la fuerza f_d es la fuerza de amortiguamiento y la fuerza f_i es la fuerza de inercia. Estas fuerzas están relacionadas proporcionalmente a la rigidez, amortiguamiento y masa del sistema respectivamente. De esta forma se obtiene la ecuación del equilibrio dinámico y la ecuación fundamental del movimiento para sistemas de 1gdl, Ecuación 2-1 o Ecuación 2-2, respectivamente.

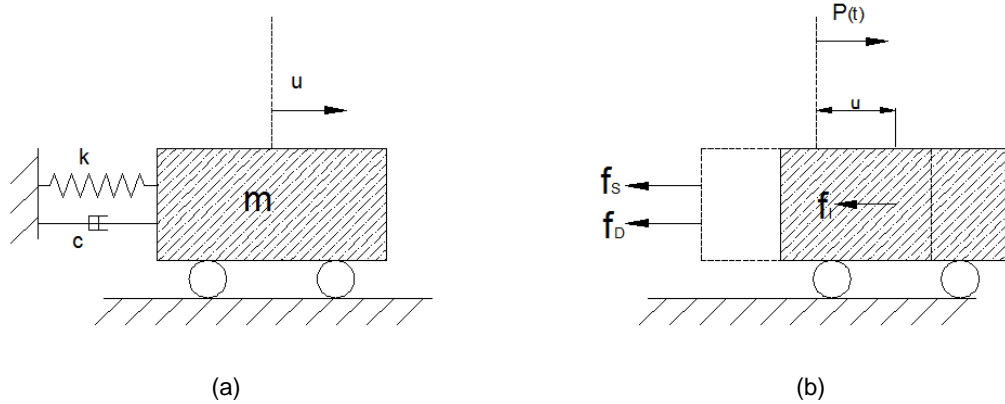


Figura 2.1: Sistema de 1gdl: (a) representación gráfica y (b) diagrama del cuerpo libre (DCL)

$$f_s + f_d + f_i = p(t) \quad \text{Ecuación 2-1}$$

$$ku + c\dot{u} + m\ddot{u} = p(t) \quad \text{Ecuación 2-2}$$

$$c = \xi C_{cr} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

$$C_{cr} = 2km \quad \text{Ecuación 2-4}$$

En donde k es la rigidez, c el factor de amortiguamiento, m la masa del sistema, $p(t)$ es la fuerza actuante en función del tiempo, u es el desplazamiento, \dot{u} es la velocidad y \ddot{u} es la aceleración del sistema. Asimismo, ξ es el amortiguamiento del sistema y C_{cr} es el coeficiente de amortiguamiento crítico.

La ecuación fundamental del movimiento para sistemas de 1gdl puede resolverse de cuatro formas: Método clásico que plantea una solución matemática del problema, la integral de Duhamel, la transformada de Fourier y métodos numéricos paso a paso como el método de Newmark.

A continuación se presenta un resumen de los métodos. Información detallada se encuentra en Chopra (1995).

a) Método Clásico

La solución de la ecuación del movimiento mediante el método clásico se puede dividir en dos tipos, vibración libre (sin amortiguamiento, con amortiguamiento) y vibración forzada. La Tabla 2.1 muestra las diversas formas como se puede presentar y desarrollar la ecuación del movimiento.

Tabla 2.1 Solución empleando el método clásico

Tipo de Vibración		Desarrollo de la Ecuación del Movimiento	En donde	Leyenda
Vibración Libre	$\xi = 0$	$u(t) = \rho_0 \cos(\omega t - \phi)$ Ecuación 2-5	$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ Ecuación 2-6 $\rho_0 = \left[u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ Ecuación 2-7 $\phi = \arctan\left(\frac{u_0}{\omega u_0}\right)$ Ecuación 2-8	ω = Frecuencia angular k = Rigidez m = Masa
	$\xi \neq 0$	$u(t) = e^{-\xi\omega t} \rho \cos(\omega_D t - \phi)$ Ecuación 2-9	$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$ Ecuación 2-10 $\rho_0 = \left[u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ Ecuación 2-11 $\phi = \arctan\left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D u_0}\right)$ Ecuación 2-12	u_0 = Desplazamiento inicial \dot{u}_0 = Velocidad inicial ρ_0 = Amplitud de las oscilaciones
Vibración Forzada	$\xi \neq 0$	$u(t) = \frac{P_0}{k} \left(\frac{1}{1 - \beta^2} \right) (\sin(\bar{\omega}t) - \beta \sin(\omega t))$ Ecuación 2-13	$\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$ Ecuación 2-14	ϕ = Ángulo de fase ω_D = Frecuencia angular amortiguada ξ = Amortiguamiento β = Relación entre frecuencias circulares

El amortiguamiento de una estructura se puede deducir utilizando el método de decremento logarítmico. Este método se conoce como el logaritmo natural de la relación que hay entre los dos picos como se aprecia en la Figura 2.2. La expresión para el decremento logarítmico está dada por la Ecuación 2-15, en la cual se puede reemplazar el valor de T_D en función de la frecuencia angular amortiguada (Ecuación 2-16). Esta frecuencia está relacionada con la frecuencia angular natural y el amortiguamiento del sistema.

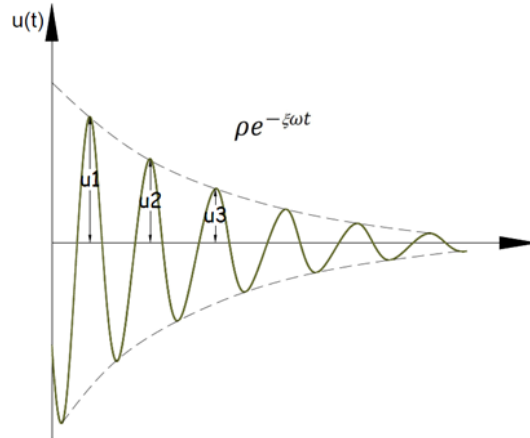


Figura 2.2 Respuesta de un sistema de 1gdl bajo vibración libre con amortiguamiento

$$\delta = \ln \frac{u_i}{u_{i+m}} = \zeta \omega (mT_D) \tag{Ecuación 2-15}$$

$$\zeta \omega (mT_D) = \zeta \omega \left(m \frac{2\pi}{\omega_D} \right) = \zeta \omega \left(m \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \zeta^2}} \right) \tag{Ecuación 2-16}$$

Para sistemas con amortiguamiento bajo, como es el caso de la mayoría de las estructuras en ingeniería civil, el valor de $\sqrt{1 - \zeta^2}$ se asume 1 por motivos de simplificación. De esta forma, despejando el amortiguamiento se obtiene la siguiente expresión.

$$\zeta = \frac{\ln \frac{u_i}{u_{i+m}}}{2\pi m} \tag{Ecuación 2-17}$$

b) Integral de Duhamel

Esta solución se emplea para analizar la respuesta $u(t)$ de un sistema simple sometido a una excitación arbitraria $P(t)$ la cual se considera como la superposición de impulsos infinitesimales como se muestra en Figura 2.3. La respuesta será igual a la suma de los efectos producidos por los impulsos $P(\tau).d(\tau)$ aplicados en un determinado instante.

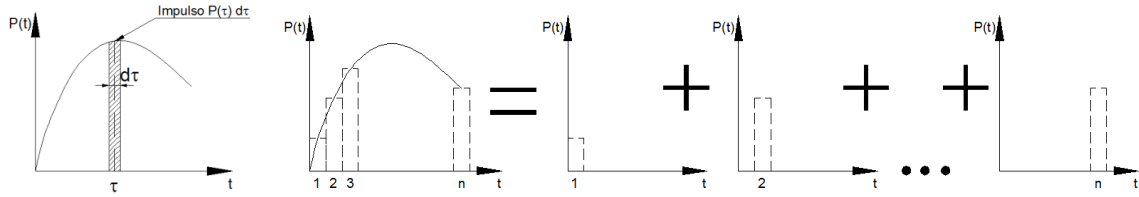


Figura 2.3 Fuerza Arbitraria P(t)

Por motivos de simplificación, se adoptan condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento nulos y se reemplazan en la Ecuación 2-2 , reduciendo la expresión de la siguiente forma:

$$m\ddot{u} = p \quad \text{Ecuación 2-18}$$

De donde despejamos la aceleración

$$\ddot{u} = \frac{p}{m} \quad \text{Ecuación 2-19}$$

Si se considera un tiempo infinitésimo $d\tau$, la solución de la ecuación del movimiento para carga arbitraria se expresa de la siguiente forma

$$du(t) = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\frac{p(\tau)}{m\omega_D} d\tau \sin(\omega_D(t-\tau)) \right] \quad \text{Ecuación 2-20}$$

La respuesta para una carga arbitraria se obtiene como la integral de las respuestas correspondientes a una sucesión de impulsos infinitesimales y está dada por la Ecuación 2-21. A esta expresión se le tiene que añadir las condiciones iniciales u y \dot{u} cuando $t=0$ ya que son independientes de $P(t)$. Esta ecuación se conoce como la integral de Duhamel puede ser aplicada a cualquier tipo de carga.

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D m} \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)} p(\tau) \sin(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad \text{Ecuación 2-21}$$

c) Método de Newmark

El método de Newmark se basa en la suposición de que la aceleración varía linealmente entre dos instante de tiempo. En este método, el desplazamiento y la velocidad pueden expresarse mediante la Ecuación 2-22 y la Ecuación 2-23 respectivamente.

$$u_{i+1} = u_1 + \Delta t \dot{u}_1 + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}_1 + \alpha \ddot{u}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad \text{Ecuación 2-22}$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_1 + [(1 - \beta) \ddot{u}_1 + \beta \ddot{u}_{i+1}] \Delta t \quad \text{Ecuación 2-23}$$

Donde α y β son constantes y Δt es el intervalo de tiempo.

Los valores u_{i+1} y \dot{u}_{i+1} se reemplazan en la ecuación del movimiento para obtener la expresión dada por Ecuación 2-24.

$$u_{i+1} = \left[\frac{1}{\alpha \Delta t^2} m + \frac{\beta}{\alpha \beta \Delta t} c + k \right]^{-1} \left\{ p_{(i+1)} + m \left(\frac{1}{\alpha \Delta t^2} u_i + \frac{1}{\alpha \Delta t} \dot{u}_i + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \ddot{u}_i \right) + c \left(\frac{\beta}{\alpha \Delta t} u_i + \left(\frac{\beta}{\alpha} - 1 \right) \dot{u}_i + \left(\frac{\beta}{\alpha} - 2 \right) \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \right) \right\} \quad \text{Ecuación 2-24}$$

Para el método de Newmark calculamos el valor de \ddot{u}_0 empleando u_0 y \dot{u}_0 de las condiciones iniciales del problema y se seleccionan valores adecuados para α y β y Δt . El valor de β tiene que ser mayor que $\frac{1}{2}$ y el valor de α tiene que ser mayor que $\frac{1}{4} \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^2$. Luego se calcula u_{i+1} con $i=0$. Finalmente se calculan la aceleración y la velocidad del tiempo t_{i+1} expresados mediante la Ecuación 2-25 y la Ecuación 2-26, respectivamente.

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\alpha (\Delta t)^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\alpha \Delta t} \dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \ddot{u}_i \quad \text{Ecuación 2-25}$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + (1 - \beta) \Delta t \ddot{u}_i + \beta \Delta t \ddot{u}_{i+1} \quad \text{Ecuación 2-26}$$

d) Método de Fourier

La ecuación del movimiento puede resolverse mediante una ecuación diferencial lineal en el dominio de la frecuencia aplicando la transformada de Fourier. La transformada de Fourier de una función $x(t)$ se expresa mediante la Ecuación 2-27.

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-j\omega t} dt \quad \text{Ecuación 2-27}$$

Donde j es el número imaginario ($j^2=-1$).

Durante el proceso, la transformada de Fourier de los vectores $u(t)$ y $p(t)$ se representarán mediante $Q(\omega)$ y $P(\omega)$ y la ecuación del movimiento se puede reformular mediante la siguiente expresión

$$-m\omega^2 Q(\omega) + cj\omega Q(\omega) + k_e Q(\omega) = P(\omega) \quad \text{Ecuación 2-28}$$

Despejando $Q(\omega)$ de la Ecuación 2-28, podemos decir que la transformada de Fourier de la excitación depende de la excitación $P(\omega)$ y de $H(\omega)$ como se aprecia en la Ecuación 2-29.

$$Q(\omega) = \frac{P(\omega)}{-m\omega^2 + cj\omega + k_e} = H(\omega)P(\omega) \quad \text{Ecuación 2-29}$$

$H(\omega)$ se conoce también como una función de respuesta en frecuencia y relaciona las transformadas de Fourier de la respuesta $Q(\omega)$ y de la excitación $P(\omega)$, la cual está representada mediante la Ecuación 2-30. La solución de esta función compleja se realiza obteniendo la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados de las partes imaginarias y se expresa mediante la Ecuación 2-31.

$$H(\omega) = \frac{Q(\omega)}{P(\omega)} = \frac{1}{k_e} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)^2 + j \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)\right]} \quad \text{Ecuación 2-30}$$

$$H(\omega) = \frac{1/k_e}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)\right]^2}} \quad \text{Ecuación 2-31}$$

Finalmente, la solución de $u(t)$ está dada por la transformada de Fourier inversa de la función $Q(\omega)$ y está dada por

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega)P(\omega)e^{j\omega t} dt \quad \text{Ecuación 2-32}$$

2.2.2 Sistemas de múltiples grados de libertad (mgdl)

En la Figura 2.4a se representa un sistema de 2gdl sometidos a dos fuerzas distintas. Estos sistemas poseen características propias como rigidez, amortiguamiento y masa.

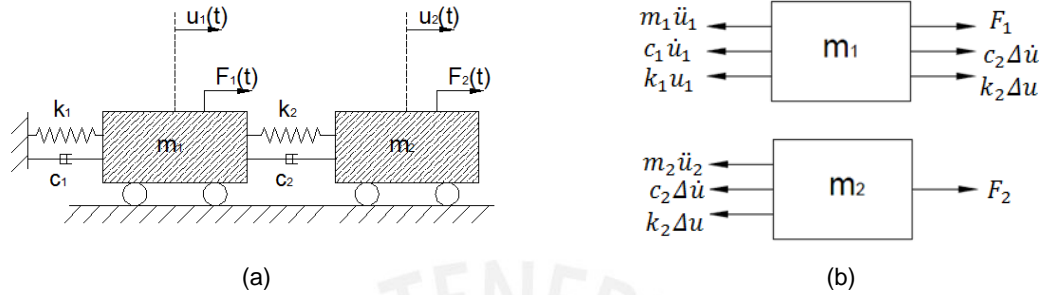


Figura 2.4 Sistema de 2 grados de libertad: (a) representación gráfica .y (b) diagrama del cuerpo libre (DCL)

A partir del diagrama de cuerpo libre representado en la Figura 2.4b obtenemos las fuerzas que se generan en cada uno de los sistemas. Basándonos en la ecuación de equilibrio $\sum F_x = 0$ obtendremos una ecuación para cada uno de los sistemas.

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_2 (u_1 - u_2) = F_1 \quad \text{Ecuación 2-33}$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) = F_2 \quad \text{Ecuación 2-34}$$

Ordenando estas dos ecuaciones obtenemos

$$\begin{aligned} \ddot{u}_1 m_1 + \dot{u}_1 (c_1 + c_2) + \dot{u}_2 (-c_2) + u_1 (k_1 + k_2) + u_2 (-k_2) &= F_1 \\ \ddot{u}_2 m_2 + \dot{u}_1 (-c_2) + \dot{u}_2 (c_2) + u_1 (-k_2) + u_2 (k_2) &= F_2 \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2-35}$$

Las expresiones descritas anteriormente pueden escribirse en forma de matriz, llegando a la ecuación fundamental del movimiento para sistemas de mgdl dada por la Ecuación 2-37.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-36}$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{\bar{F}} \quad \text{Ecuación 2-37}$$

Donde M es la matriz de masa que en este caso es diagonal, C es la matriz de coeficientes de amortiguamiento, K es la matriz de rigidez, \ddot{q} es el vector de aceleración, \dot{q} es el vector de velocidad, q es el vector de desplazamiento y \bar{F} es el vector de fuerzas externas. La Tabla 2.2 muestra un resumen de la solución analítica para sistemas de mgdl, asumiendo amortiguamiento tipo viscoso.

Tabla 2.2 Solución Analítica para sistemas de mgdl (Ramos 2007)

Solución Analítica	$\xi = 0$	$[K - (-\lambda_i^2)M] \varphi_i = 0$ Ecuación 2-38 $K\Phi = M\Phi\Lambda$ Ecuación 2-39 $\Phi^T K \Phi = k_i $ Ecuación 2-40 $\Phi_m^T K \Phi_m = \Lambda^2$ Ecuación 2-41 $\Phi^T M \Phi = m_i $ Ecuación 2-42 $\Phi_m^T M \Phi_m = I$ Ecuación 2-43 $\omega_i^2 = \frac{k_{e,i}}{m_i}$ Ecuación 2-44	$q(t)$ =Solución de la ecuación diferencial de la respuesta dinámica λ_i =Valores propios de frecuencias naturales Φ =Matriz modal Φ_m = Matriz modal normalizada Λ =Matriz diagonal de frecuencias
	$\xi \neq 0$	$q(t) = \varphi_i e^{\lambda_i t}$ $\Phi^T C \Phi = [c_i] = [2\xi_i \omega_i m_i] = \Gamma [m_i]$ Ecuación 2-45 $\Gamma = [2\xi_i \omega_i]$ Ecuación 2-46 $I \ddot{q}_m(t) + \Gamma \dot{q}_m(t) + \Lambda^2 q_m(t) = \begin{bmatrix} 1 \\ m_i \end{bmatrix} \Phi^T p(t)$ Ecuación 2-47 $\lambda_i^2 + 2\xi_i \omega_i \lambda_i + \omega_i^2 = 0$ Ecuación 2-48 $\lambda_i = -\xi_i \omega_i + j \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$ Ecuación 2-49 $\omega_i = \lambda_i $ Ecuación 2-50 $\xi_i = -Re(\lambda_i)/ \lambda_i $ Ecuación 2-51	$ k_i $ =Matriz diagonal de rigidez $ m_i $ =Matriz diagonal de masa I =Matriz identidad Γ =Matriz diagonal de amortiguamiento

2.3 Análisis de Vibraciones con Métodos Experimentales

2.3.1 Análisis de Vibraciones mediante Excitaciones Forzadas

El análisis de vibraciones mediante excitaciones forzadas es una herramienta que se emplea en diversas ramas de la ingeniería y tiene como objetivo identificar las propiedades dinámicas de una estructura. Este tipo de análisis requiere de entradas (inputs) conocidas, las cuales son aplicadas en un sistema para poder registrar las salidas (outputs) respectivas. A partir de las funciones de entrada y salida se obtiene la

respuesta FRF (Función de Respuesta en Frecuencia) con la cual es posible estimar las propiedades dinámicas de una estructura (Cunha et al. 2006b).

Existe una gran variedad de métodos de identificación modal con excitaciones forzadas, los cuales se pueden clasificar según el dominio de la aplicación (tiempo o frecuencia), el tipo de formulación (indirecta o directa), el número de modos analizados (1gdl o mgdl) y el número de estimaciones de entrada o de salida (SISO, SIMO, MISO, MIMO) (Cunha et al. 2006b). Más detalles de este tipo de métodos se encuentra en Caetano (2000) y Cunha et al. (2006b).

En este tipo de ensayos, la excitación del sistema estructural que se evalúa se logra con martillos de impacto o vibradores electrodinámicos para estructuras pequeñas. Los vibradores de masa excéntrica, así como vibradores servo-hidráulicos y electro-hidráulicos se emplean para la excitación de estructuras más grandes. Estos equipos se muestran en la Figura 2.5 (Cunha et al. 2006b).

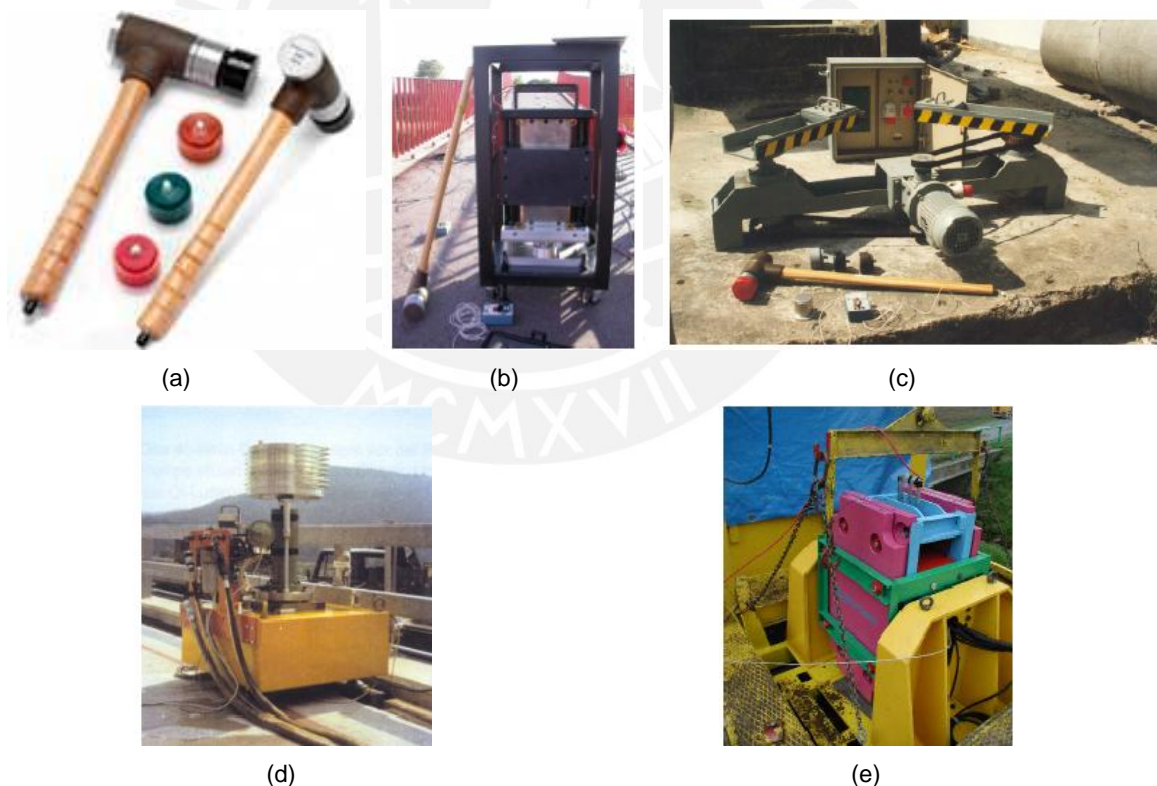


Figura 2.5 Mecanismos de Excitación. (a) Martillo de impacto (b) vibrador electro-dinámico (c) vibrador de masa excéntrica (d) vibrados servo-hidráulico y (e) vibrador electro-hidráulico (Cunha y Caetano 2006a).

2.3.2 Análisis de Vibraciones con Excitaciones Ambientales

Cuando se emplean métodos experimentales con vibraciones forzadas para el estudio de estructuras de Ingeniería Civil, existen problemas de aplicación debido a su gran tamaño. Los equipos empleados para la excitación de la estructura no poseen la energía suficiente para la estimulación de modos de vibración importante (Cunha et al. 2006b).

Por ejemplo, el análisis de vibraciones con excitaciones ambientales, conocido también como análisis de identificación modal operacional-OMA, es una nueva herramienta que se emplea para la identificación de las propiedades dinámicas de las estructuras. En este tipo de análisis no se conocen las entradas ya que son vibraciones ambientales las que originan la excitación (Cunha et al. 2006b). En este tipo de técnicas, las excitaciones ambientales se consideran como un proceso estocástico estacionario de ruido blanco Gaussiano que excitan a las estructuras en todo el rango de frecuencia de interés. Debido a la naturaleza de los datos, la respuesta estructural incluye las contribuciones de las vibraciones ambientales y señales de ruido proveniente de fuentes no deseadas. Por esta razón, las técnicas empleadas para el procesamiento de datos deben ser capaces de separarlas. Estas técnicas se pueden clasificar en dos grupos dependiendo del dominio donde se las analiza: en tiempo o en frecuencia. Las técnicas en el dominio de la frecuencia se basan en un análisis de las funciones de densidad espectral determinada por diferentes métodos. Este tipo de métodos presentan tiempos de procesamiento cortos, pero poseen dificultades al momento de identificar modos/frecuencias cercanos. Por otro lado, las técnicas en el dominio del tiempo se basan en el ajuste de modelos numéricos y se les conoce como métodos paramétricos. La Tabla 2.3 muestra los métodos más empleados para analizar los datos en el dominio del tiempo y la frecuencia. Mayor información sobre los métodos se encuentra en Caetano (2000) y Cunha et al. (2006b).

Tabla 2.3. Métodos Output-Only (Caetano 2000)

Método	
Dominio de la Frecuencia	Dominio del tiempo
Peak Picking (Felber 1993)	Randon Decrement (Asmussen 1997)
Frequency Domain Decomposition (Brincker et al. 2000)	Maximum Likelihood Methods (Guillaume et al. 1998)
Enhanced Frequency Domain Decomposition (Brincker et al. 2001)	Stochastic Subspace Identification Methods (Van Overschee y De Moor 1991)
Polimax (Peeters y Vanhallebeke 2005)	Recursive Techniques (Mrad 1988)

2.3.3 Métodos de Procesamiento de Datos de Ensayos Modales Operacionales

Selección de Picos

El método de Selección de Picos o Peak Picking (Felber 1993) es el método más simple y práctico y consiste en la selección de los picos más altos del promedio normalizado de las funciones de densidad espectral (Braun et al. 2002). Para la obtención de estas funciones se emplea el método Welch (Welch 1967). Este método se encarga de transformar las señales del dominio del tiempo en el dominio de la frecuencia y se encarga de la estimación de la función de densidad espectral de las mismas. El cálculo de amortiguamiento se realiza utilizando la fórmula de decremento logarítmico que se muestra en la sección 2.2.1. Un ejemplo de la función de densidad espectral obtenida mediante el método Welch se muestra en la Figura 2.6. Así también se muestran los picos que corresponden a las primeras frecuencias naturales de la estructura que se estudia.

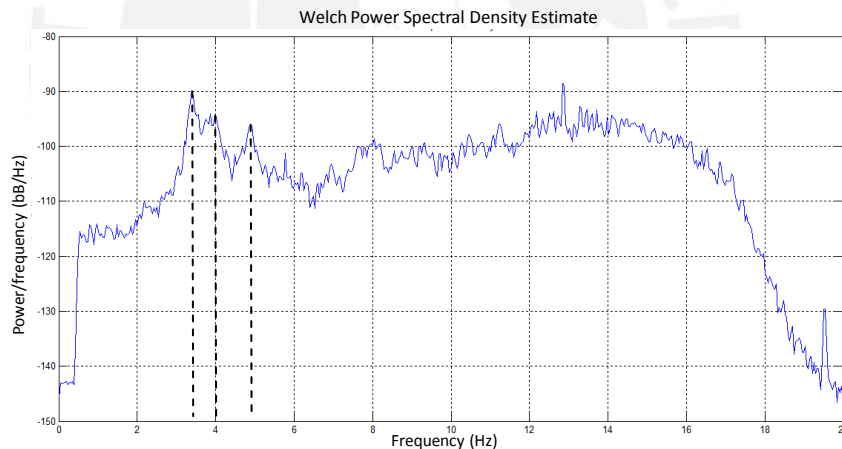


Figura 2.6. Función de densidad espectral para el método Peak Picking

Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD)

FDD o Descomposición en el Dominio de la frecuencia (Brincker et al. 2000) es un método mediante el cual, la matriz de las funciones de densidad espectral se descompone en valores y vectores singulares para obtener gráficos más claros y con menos ruido. Para esto se emplea el algoritmo de descomposición de valores singulares SVD a partir de los cuales se identifica la auto-correlación de las funciones

de densidad espectral. Los picos de las funciones de valores singulares representan las frecuencias naturales de la estructura. El desarrollo del algoritmo del método FDD se muestra en la Figura 2.7.

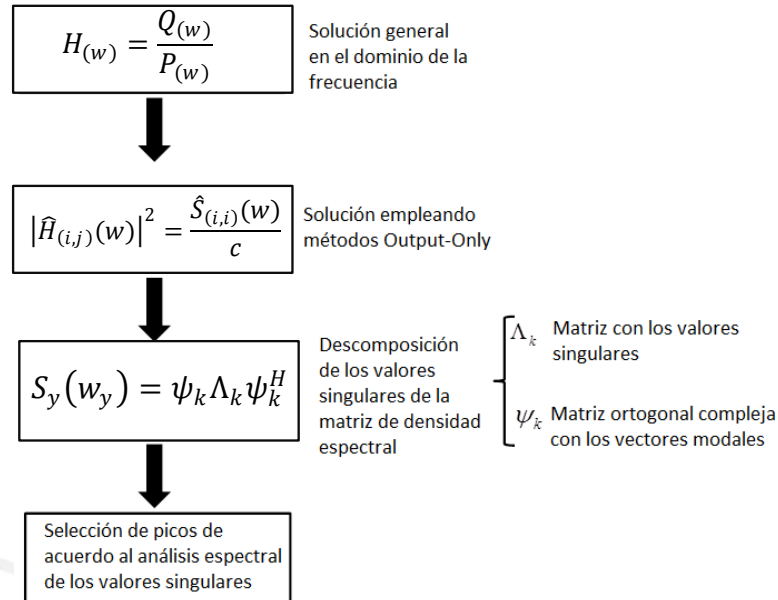


Figura 2.7. Algoritmo del método de descomposición en el dominio de la frecuencia-FDD (Aguilar 2010)

El método FDD se ha optimizado con la presentación del método EFDD (Brincker et al. 2001) por sus siglas en inglés Enhanced Frequency Domain Decomposition. Para el EFDD se aplica la transformada de Fourier inversa de cada función de densidad espectral. La función de respuesta obtenida es la respuesta de un sistema de 1gdl bajo vibración libre. La frecuencia natural de cada sistema está representada por la intersección de la respuesta con el valor cero y el coeficiente de amortiguamiento se calcula mediante el decremento logarítmico.

Identificación de Subespacios Estocásticos (SSI)

El método de Identificación de Subespacios Estocásticos (Van Overschee y De Moor 1991) se desarrolla en el dominio del tiempo y permite la estimación de las propiedades dinámicas con una alta resolución. El método SSI tiene como objetivo principal la identificación de la matriz A y la matriz C (ver Figura 2.8) que contienen información sobre frecuencias, modos de vibración y coeficientes de amortiguamiento (Ramos 2007).

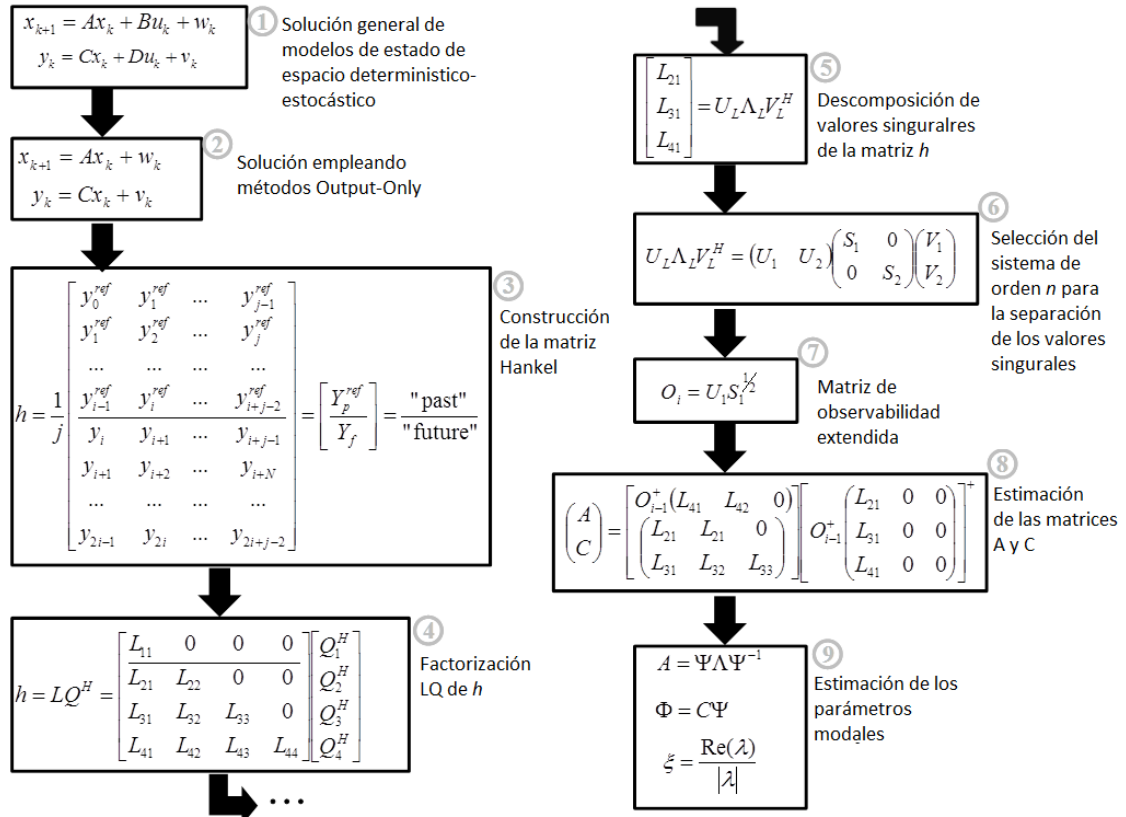


Figura 2.8. Algoritmo del método de identificación de subespacios estocásticos SSI (Aguilar 2010)

Los resultados de este método se suelen representar en diagramas de estabilización que contienen polos estables, inestables y de ruido. Estos diagramas consisten en un sistema de coordenadas en las cuales el eje se las abscisas corresponde a las frecuencias y las ordenadas al orden del modelo donde se determina la respuesta dinámica del sistema. A partir de este diagrama (Figura 2.9), es posible identificar las propiedades dinámicas de la estructura mediante la selección de polos estables. Cada configuración definida tendrá su propio diagrama de estabilización mediante los cuales se seleccionará un orden de modelo en común. Cuando todas las configuraciones tengan el mismo orden de modelo, la identificación modal se realiza mediante la selección de columnas de polos estables. Mientras más vertical sea la columna de polos estables, mayor precisión presenta la frecuencia estimada. Mas detalle de este método en Aguilar (2010).

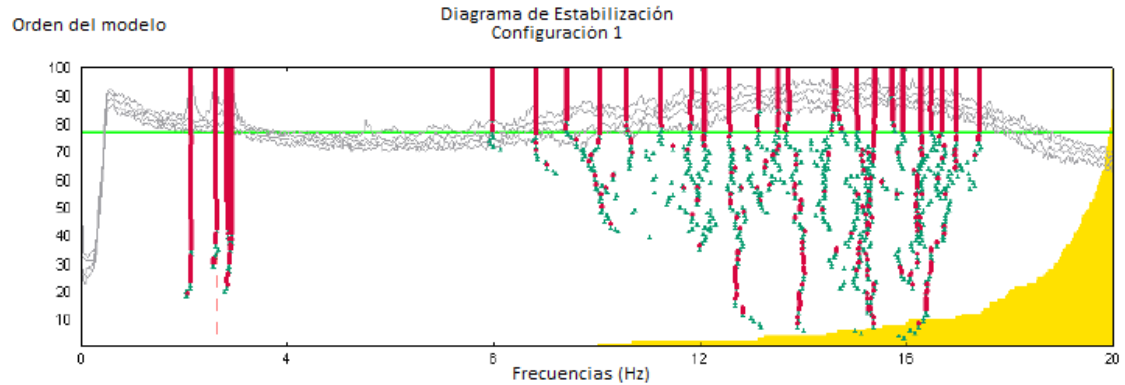


Figura 2.9. Diagrama de estabilización del método SSI (Alaboz 2009)

2.4 Calibración de Modelos Numéricos

Existen en la actualidad una serie de herramientas numéricas como los elementos finitos, discretos que se utilizan para entender el comportamiento de modelos simplificados que representan a estructuras reales. Sin embargo, la mayoría de estos modelos no son confiables porque utilizan una serie de suposiciones y aproximaciones que hacen que sus resultados no representen lo que realmente sucede (Friswell et al. 2009). La calibración de modelos numéricos se basa en una serie de técnicas de procesamiento que consiste en la modificación de los parámetros de entrada (Mottershead y Friswell 1993). Generalmente, los parámetros que se modifican son las condiciones de frontera y las propiedades de los materiales. El objetivo de la calibración de los modelos numéricos es que sus resultados representen el comportamiento de la estructura medido con ensayos experimentales para lo cual se utiliza la teoría de optimización de modelos.

Los criterios que se utilizan para la calibración de los modelos numéricos se dividen en dos grupos: comparación de modos de vibración y frecuencias naturales. Dentro de los criterios del primer grupo se tiene la relación de modos (MAC) (Allemang 2003), modos normalizados (NMD) modos y frecuencias naturales (FMAC) coordenadas modales (COMAC y ECOMAC) y para el segundo grupo se tiene la respuesta de la frecuencia (FRAC) y el dominio de la frecuencia (FDAC). Más detalles de los métodos en Aguilar (2010) y Alaboz (2009)

El métodos de relación de modos MAC ha sido empleado durante muchos años como una herramienta para determinar la relación que entre modos de vibración experimentales y numéricos (Fotsch y Ewins 2000). El MAC se define como un número escalar que representa la consistencia entre dos vectores modales y está dado por la Ecuación 2-52. En este caso de estudio, los vectores modales (φ) del método analítico se expresan con el subíndice a y del método experimental con subíndice e. Los valores de MAC están comprendidos entre 0 y 1; mientras más cercano sea el valor a 1, mayor será la similitud que existe entre los vectores modales. Esta comparación también puede realizarse con dos resultados experimentales para estimar la confiabilidad de los resultados.

$$MAC_{(a,e)} = \frac{|\varphi_a^T \varphi_e|^2}{(\varphi_a^T \varphi_a)(\varphi_e^T \varphi_e)} \quad \text{Ecuación 2-52}$$

Asimismo, el FMAC es un criterio que compara modos de vibración y frecuencias naturales y lo presenta mediante una grafica (Figura 2.10). En este criterio cada uno de los círculos tiene que estar más cerca a la línea de tendencia, lo cual indica la relación que existe entre las frecuencias. Por otro lado, el tamaño de cada círculo representa el valor de de semejanza modal (MAC).

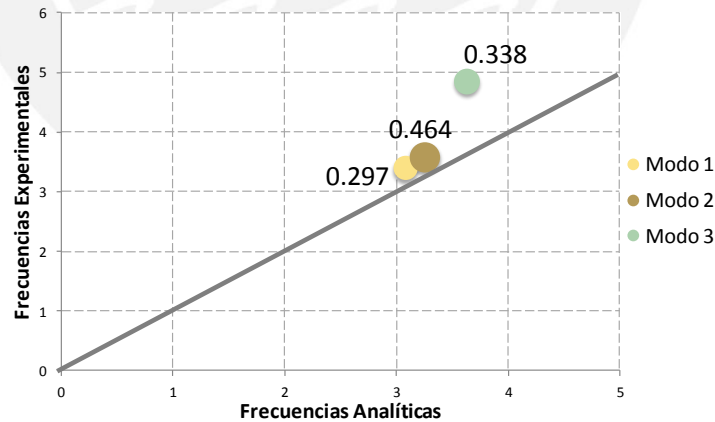
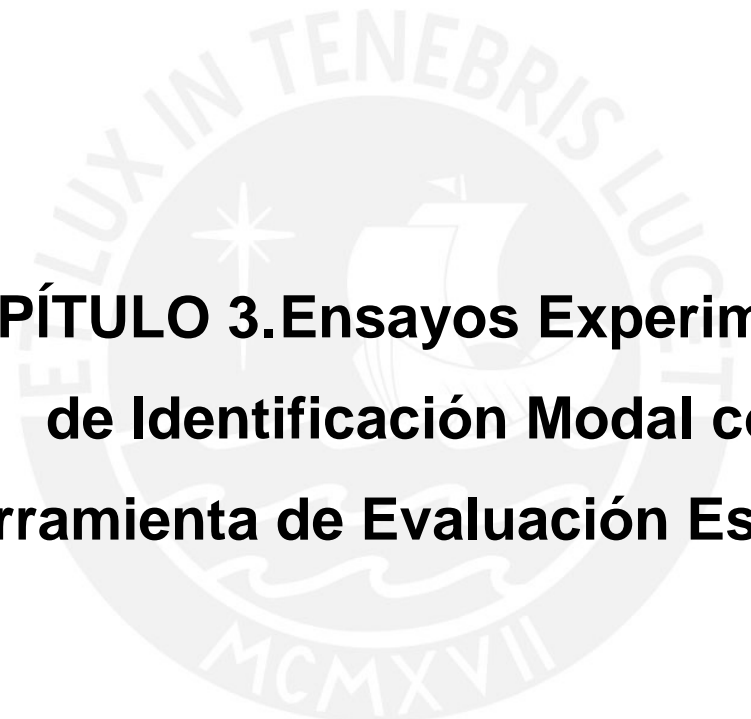


Figura 2.10 Representación de FMAC

2.5 Conclusiones

En este capítulo se ha presentado un resumen sobre la dinámica de estructuras analítica y experimental. Se ha mencionado los diversos métodos analíticos que se emplean para el desarrollo de la ecuación del movimiento de sistemas de 1gdl y mgdl. Se introduce también la dinámica experimental la cual se divide en métodos con excitaciones forzadas o con excitaciones ambientales. En los últimos años, para el estudio de estructuras de Ingeniería Civil, se está empleando los métodos de vibraciones ambientales porque son más fáciles y menos costosos de aplicar. Los métodos de procesamiento de datos disponibles para estas técnicas son diversos y los más usados son el FDD, EFDD y SSI. Los dos primeros que se emplean en el dominio de la frecuencia mientras que el último en el dominio del tiempo. Por otro lado, se ha visto que la calibración de los modelos numéricos se realiza mediante criterios que consisten en la comparación de frecuencias y modos de vibración.





CAPÍTULO 3. Ensayos Experimentales de Identificación Modal como Herramienta de Evaluación Estructural

Resumen: En este capítulo se presentará el procedimiento y los equipos necesarios para determinar la respuesta dinámica de estructuras. Asimismo se detallará las consideraciones que se tienen que tomar en cuenta al momento de realizar las mediciones en alguna estructura para que los resultados sean confiables. Finalmente, se mostrará algunos casos de ensayos experimentales realizados en los últimos años en diversas ramas de la ingeniería para ilustrar las posibles aplicaciones y la importancia de este tipo de ensayos.

3.1 Introducción

Los ensayos de identificación modal componen una herramienta que sirve para determinar las propiedades dinámicas de una estructura (frecuencia natural, amortiguamiento y modos de vibración). Estos ensayos se pueden integrar en un esquema de monitoreo continuo para determinar el cambio de las propiedades dinámicas en el tiempo, detección de daño, etc (Aguilar 2010). Para obtener la respuesta de la estructura se necesitan transductores o sensores de medición y unidades de adquisición que se encargan de convertir señales analógicas en digitales así como de la filtración de datos. Este tipo de ensayos tuvo sus primeras aplicaciones en la década de los 80's donde se estudiaron aeronaves y estructuras en alta mar. Con el pasar de los años y los avances tecnológicos, los diferentes métodos se están aplicando en otras ramas de la ingeniería. En la Ingeniería Civil es muy usual que se empleen estas técnicas para evaluar el comportamiento de puentes o edificios.

Las construcciones históricas también son evaluadas con la ayuda de estos métodos, especialmente empleando el ruido ambiental como fuente de excitación, ya que son técnicas no destructivas que encajan en las filosofías modernas de estudio y conservación de monumentos.

3.2 Sistemas de Medición para Ensayos Experimentales de Identificación Modal

Los ensayos experimentales se realizan midiendo en la estructura algún parámetro que varía en el tiempo. Este parámetro puede ser la aceleración, velocidad o desplazamiento de algunos puntos de la estructura. Los sistemas de medición de estos parámetros están compuestos por una unidad de adquisición ligada a una estación central y un transductor de medida. En algunos casos, se utiliza conexiones remotas para controlar el sistema y/o visualizar los resultados. El esquema de funcionamiento de este sistema se muestra en la Figura 3.1 (Aguilar 2010).

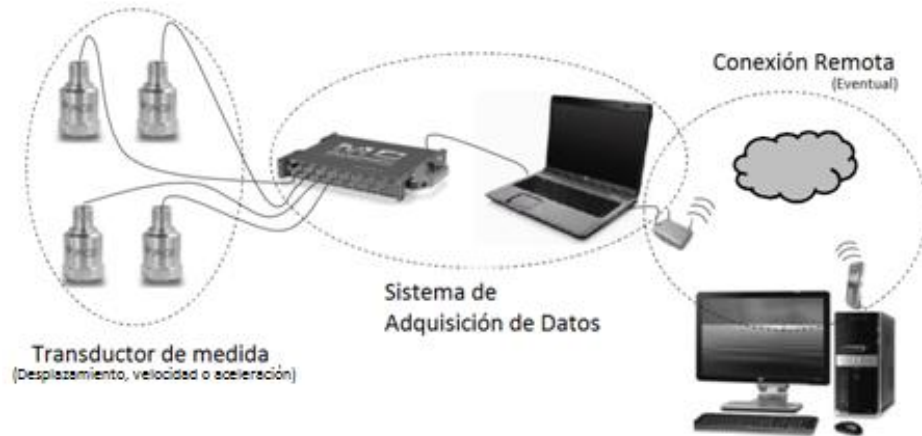


Figura 3.1 Sistema de monitoreo dinámico de estructuras (Aguilar 2010)

3.2.1 Transductores de Medida

La medición de la respuesta dinámica de una estructura se realiza empleando equipos capaces de transformar los parámetros de desplazamiento, velocidad o aceleración en señales eléctricas. Los equipos más comunes para realizar esta tarea son los acelerómetros por su alta sensibilidad y bajo costo (Weng et al. 2008). Un acelerómetro (Figura 3.2) se puede entender como un oscilador viscoelástico de 1gdl que tiene una masa inercial (m). Esta masa se mueve proporcionalmente (k_a) a la amplitud de la aceleración del cuerpo que está en movimiento. La amplitud del movimiento se detecta y se convierte en una señal eléctrica en forma de voltaje (He y Fu 2001).

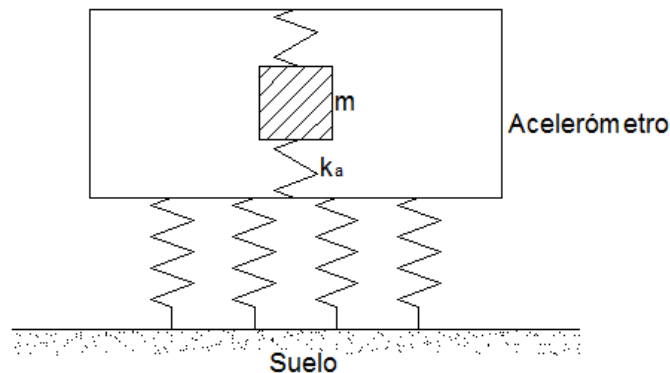


Figura 3.2. Representación de un acelerómetro como un sistema de 1gdl

Existe cuatro tipos de acelerómetros: los piezoeléctricos, piezoresistivos, capacitivos y los de fuerza balanceada. Para elegir correctamente los acelerómetros a emplear se deben tomar en cuenta variables como el tipo de datos a adquirir, número y ubicación de sensores, sensibilidad y banda de frecuencia de trabajo y el nivel de excitación que produce la fuente generadora de vibración (He y Fu 2001).

3.2.2 Sistema de Adquisición de Datos

Un sistema de adquisición de datos es un dispositivo capaz de registrar las señales detectadas por los transductores a través de intervalos de tiempo discreto. El sistema de adquisición se encarga de transformar las señales analógicas registradas en señales digitales y transferirlas a la unidad central (computador).

Para evitar errores durante la transmisión de las señales, éstas deben ser amplificadas de tal forma que el rango de voltaje máximo de la señal modificada sea igual al rango de entrada máximo del conversor analógico-digital (Silva 2007). La conversión analógico-digital es un proceso mediante el cual una señal analógica se transforma en una señal digital manteniendo su contenido original. En el proceso de conversión la resolución de la señal dependerá del número de bits o dígitos binarios empleados para la digitalización.

El proceso de adquisición requiere además de un tratamiento de señales para evitar problemas como el *leakage* y el *aliasing*. El *leakage* se produce cuando el tiempo de medición no es múltiplo entero del periodo de la señal. Esto ocasiona que las señales se dispersen a otras frecuencias. Una de las formas empleadas para evitar el “leakage” es aumentar el tiempo de muestreo para que la diferencia entre las líneas de frecuencia sea pequeña. El *aliasing* aparece como frecuencias distintas en la señal muestreada cuando la frecuencia de muestreo es baja. Este tipo de fenómeno se evita empleando tasas de muestreo apropiadas, lo cual se asegura con el uso del teorema de Nyquist (Shannon 1949).

3.3 Características y Recomendaciones para la Medición In-Situ

El paso previo para iniciar un proceso de medición in situ es hacer un modelo numérico preliminar de la estructura que se evalúa para tener una idea de su comportamiento dinámico y definir los puntos más adecuados para la medición.

Generalmente, el número de puntos de medición es mayor que el número de sensores disponibles por lo cual se hace necesario definir varias configuraciones en las cuales se mantienen algunos puntos de medición comunes (sensores de referencia). Para optimizar los resultados, los sensores de referencia se ubican en los puntos con significativo movimiento en las diferentes formas modales que se quieren identificar. La Figura 3.3 muestra una viga instrumentada y sus cuatro primeros modos de vibración. Como se puede apreciar, se definieron dos configuraciones, en donde los puntos 4 y 9 son considerados como sensores de referencia. Estos puntos tienen desplazamientos máximos en cada uno de los modos de vibración de interés.

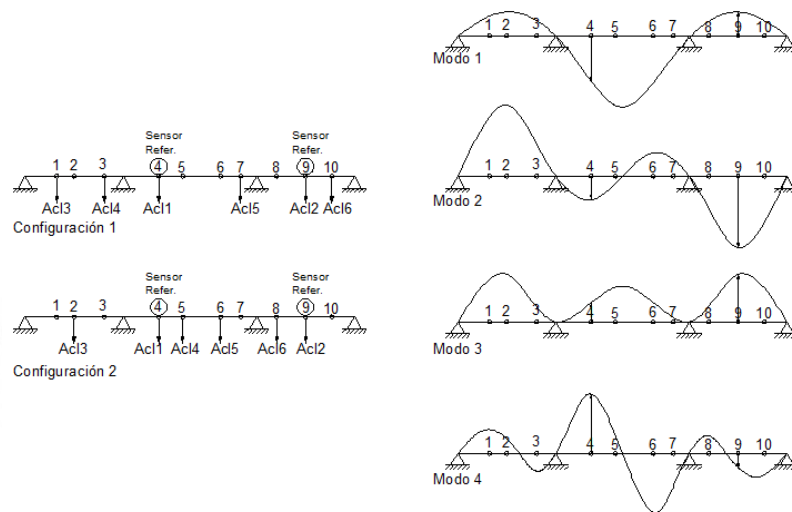


Figura 3.3 Configuración para la medición de vibraciones y los primero cuatro modos de vibración.

Para cada configuración se requiere definir la duración de la medición, la cual varía entre 1000 y 2000 veces el primer periodo natural de la estructura que se estudia (Rodrigues 2004). Caetano (2000) indica que la duración de las mediciones para estructuras flexibles debe estar entre el rango de 30 a 40 minutos, mientras que Ramos (2007) sugiere una duración de 1000 veces el primer periodo.

Se requiere que las señales medidas de cada uno de los sensores sean controladas para evitar pérdida de información o tener datos de poca calidad. Asimismo, antes de guardar los equipos se recomienda realizar verificaciones preliminares de la calidad de datos obtenidos para asegurarnos que los resultados sean confiables y consistentes.

3.4 Aplicación en Diversas Ramas de la Ingeniería

El inicio de las aplicaciones de análisis modal fue en la Ingeniería Mecánica y Aeronáutica en los años 80 así como para el estudio de estructuras en alta mar. Utilizando los ensayos modales experimentales se pudo también evaluar mejor el comportamiento dinámico de los autos convertibles. Se entendió que cuando estos carros son sometidos a fenómenos vibratorios, la rigidez reducida del cuerpo genera vibraciones en su primera frecuencia natural, lo cual se manifiesta como incómodas vibraciones en el marco del parabrisas y en el volante (Schmidt y Mahinzaeim 2011). En el caso de un convertible abierto, debido a la baja rigidez torsional, el cuerpo del vehículo experimenta severos movimientos torsionales en un bajo rango de frecuencia. Para el caso de un convertible cerrado, la cubierta textil no contribuye significativamente a la rigidez torsional del vehículo, por lo que los movimientos torsionales se manifiestan nuevamente (Mahinzaeim et al. 2006).

La aplicación de ensayos experimentales de identificación modal en turbinas eólicas es una tarea difícil debido a las componentes armónicas de la rotación del rotor y al amortiguamiento aerodinámico (Tcherniak et al. 2011). Es importante entender el comportamiento dinámico de las turbinas eólicas para poder producir componentes mecánicos ligeros y estructuralmente confiables (Rodríguez-Tsouroukdissian et al. 2011) y para poder diseñar sistemas de control que aseguren la eficiencia y la operación de la turbina (Rossetti 2010). Una de las grandes ventajas de las técnicas de identificación modal aplicada a generadores de turbinas eólicas es proporcionar un modelo dinámico de la estructura bajo condiciones operacionales y con condiciones de frontera reales. En el caso de una turbina eólica presentada en Tcherniak et al. (2011) se registraron 65 señales. El método empleado para la identificación de sus propiedades dinámicas fue el SSI (Brincker y Anderson 2006). Los resultados experimentales se dividieron en modos en el plano de la estructura y modos fuera del plano de la estructura. La identificación de los modos en el plano presenta gran confiabilidad. En el caso de los modos fuera del plano, debido a los efectos aerodinámicos, los tres primeros modos no pudieron ser identificados.

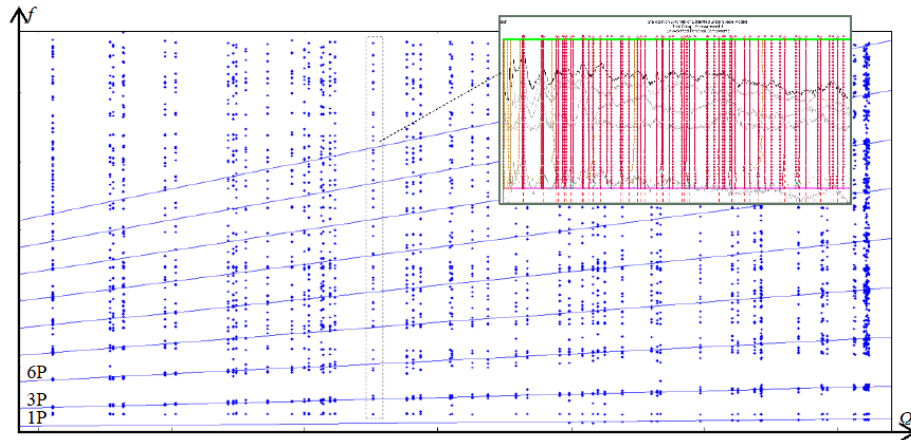


Figura 3.4 Diagrama de estabilización para la turbina evaluada. (Tcherniak et al. 2011).

Un caso donde se aplicaron ensayos experimentales de identificación modal en turbinas con niveles de vibración anómalas bajo condiciones normales de viento y fisuras en la cimentación debido a la fatiga se presenta en Pelayo et al. (2011). En dicho estudio, tres turbinas eólicas fueron evaluadas para determinar su comportamiento dinámico bajo condiciones operacionales. La cimentación de dos de las turbinas fue reforzada debido al excesivo desplazamiento relativo que existía entre la torre y la cimentación. Los ensayos se realizaron antes y después del reforzamiento de la cimentación. La tercera no presentaba exceso de vibraciones ni daños pero fue estudiada para poder compararla con las otras dos. Los sensores empleados en este estudio fueron doce acelerómetros, ocho con sensibilidad de 10 V/g colocados en la cimentación, y cuatro de 1 V/g colocados en la torre. EFDD fue el método empleado para la identificación de las propiedades dinámicas de las tres turbinas. A partir de los resultados se aprecia como la frecuencia de las primeras dos turbinas aumenta después del reforzamiento, lo cual se debe a un aumento en la rigidez y una mejor conexión entre la torre y la cimentación. La Tabla 3.1 muestra los resultados de los ensayos experimentales de identificación modal obtenidos para este caso de estudio.

Tabla 3.1 Resultados del análisis modal que se realizaron en turbinas eólicas (Pelayo et al. 2011)

Modo	Frecuencias (Hz)				
	Turbina A		Turbina B		Turbina C
	Antes	Después	Antes	Después	
1	0.551	0.5625	0.543	0.5615	0.5647
2	1.27	1.294	-	1.294	1.29
3	1.61	1.627	1.63	1.637	1.663
4	2.2	2.199	2.18	2.153	2.238
5	3.29	3.296	-	3.327	3.246
6	3.81	4.051	3.78	4.048	4.056
7	5.25	5.313	5.24	5.391	5.349
8	6.44	6.497	6.42	6.438	6.316
9	9.36	9.434	-	-	9.439
10	11.09	11.38	11.09	12.06	11.98

En el caso de la Ingeniería Naval, los ensayos experimentales de identificación modal se utilizan para determinar el efecto de las vibraciones en las personas, las vibraciones estructurales y las vibraciones de los motores y componentes. Éstas son tres áreas esenciales que deben ser incluidas en el diseño para poder definir los límites de vibración. A través de investigaciones teóricas y experimentales aplicadas a barcos y sus respectivas subestructuras se ha desarrollado mejoras en la evaluación precisa de vibraciones (Asmussen et al. 2001). Estas investigaciones incluyen exámenes en las estructuras locales para evitar el fenómeno de resonancia y ayudan a determinar los niveles de vibración. Asimismo, se realiza la identificación de frecuencias naturales y valores de amortiguamiento de los componentes. En Rocca et al. (2011) se realizaron evaluaciones en los componentes de un barco para poder estudiar su comportamiento frente a vibraciones.. La Figura 3.5 muestra la distribución de los transductores empleados para el registro de datos. En este caso se emplearon acelerómetros triaxiales y uniaxiales para la medición de la respuesta dinámica en tres escenarios diferentes. Se identificaron cuatro modos de vibración para cada uno de los escenarios, obteniendo frecuencias muy similares.

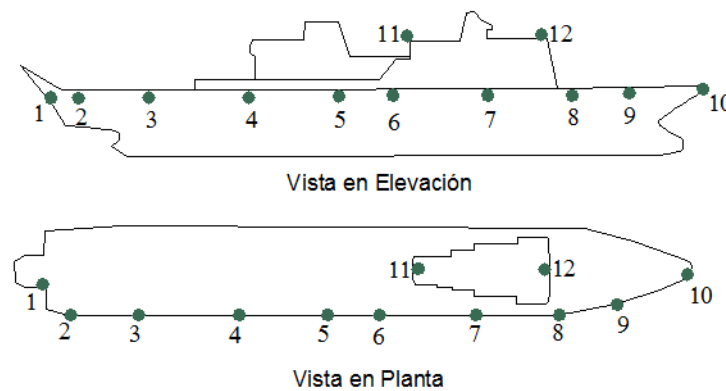


Figura 3.5. Distribución de sensores en barco (Rocca et al. 2011)

3.5 Aplicación en la Ingeniería Civil

Actualmente, la infraestructura importante, como los puentes, es instrumentada con sensores para poder monitorear su comportamiento y el estado en el que se encuentra. Al mismo tiempo edificios modernos y construcciones históricas están siendo evaluados con métodos experimentales para determinar sus propiedades dinámicas y detectar posibles daños en etapas iniciales. En países desarrollados, las normas han implementado la exigencia de la instrumentación y monitoreo permanente de estructuras importantes porque los resultados son útiles para la correcta programación de los procedimientos de control y reparación.

3.5.1 Construcciones Modernas

Argentini et al. (2012) presenta ensayos de identificación modal en el puente Adige, ubicado el sureste de Verona, Italia (Figura 3.6a). La excitación se realizó mediante vibraciones generadas por un camión de 40 toneladas el cual transitaba a velocidad constante a lo largo del puente. Este puente de 580m de longitud contaba con obstáculos rectangulares de madera espaciados uniformemente. Para la estimación de la respuesta dinámica se seleccionaron seis puntos de medición con acelerómetros de 10 V/g de sensibilidad. A partir de los ensayos se obtuvieron seis modos de vibración; cuatro por flexión y dos por torsión. Existe diferencia entre los valores de amortiguamiento de los modos de vibración por flexión y por torsión. Esto se debe a que los cables contribuyen menos a la disipación de energía en los modos de vibración

por flexión. Otro caso de ensayos de identificación modal realizados en puentes se presenta en Fernstrom et al. (2012). El puente de estudio, ubicado en Arkansas, Estados Unidos (Figura 3.6b), posee tres tramos simplemente apoyados, cada uno de 100 pies de longitud y fue construido en 1930. La excitación del puente en mención se realizó empleando un camión vibroseis y se definieron dos configuraciones de medición, la primera con treinta acelerómetros y la segunda con veintisiete acelerómetros. Se identificaron doce modos de vibración; cuatro por torsión y los restantes por flexión. En este estudio se concluyó que la masa y amortiguamiento del camión afecta directamente a los modos de vibración del puente.



Figura 3.6 (a) Puente atirantado Adige, sureste de Verona, Italia (Argentini et al. 2012), (b) Tramo constante del puente en Arkansas (Fernstrom et al. 2012)

Luego del terremoto que ocurrió en Chile en el 2007, Aguilar et al. (2012a) realizó ensayos en un edificio de concreto armado de diecisiete pisos ubicado en Viña del mar. Este edificio fue analizado empleando técnicas experimentales de identificación modal para entender el comportamiento de su estructura frente a movimientos sísmicos. Para este caso de estudio se emplearon doce acelerómetros uniaxiales para la medición de la respuesta dinámica y se realizaron ensayos de excitación forzada (fuente de excitación: el sismo) y vibraciones ambientales. La identificación modal se realizó empleando el método SSI para las vibraciones ambientales y técnicas MIMO para las señales sísmicas. Utilizando del diagrama de estabilización mostrado en la Figura 3.7a, se identificaron seis modos de vibración. El primer modo de vibración de este edificio de concreto armado se muestra en la Figura 3.7b. Las frecuencias obtenidas con vibraciones ambientales son mayores que las frecuencias obtenidas con las señales sísmicas, teniendo una diferencia máxima de 20%. Asimismo, la estimación del amortiguamiento presentó una variación del 60%.

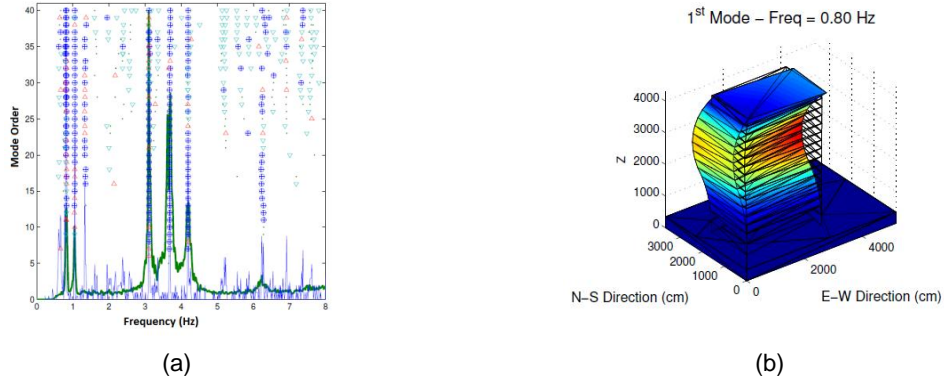


Figura 3.7 Resultados: (a) diagrama de estabilización y (b) el primer modo de vibración (Aguilar et al. 2012a)

En Devin y Fanning (2012) se estudió el comportamiento de las estructuras considerando la influencia que tienen los elementos no estructurales en el amortiguamiento. En este caso se realizaron ensayos de identificación modal en un edificio de concreto armado de cuatro pisos. Este edificio contaba con elementos estructurales de materiales ligeros. La fuente de excitación fue artificial y ambiental. Los métodos empleados el cálculo del amortiguamiento fueron decremento logarítmico, half-power bandwidth y el método EFDD. Los resultados obtenidos de cada uno de los métodos no son parecidos, lo cual indica la poca precisión del cálculo lo cual se puede apreciar en la Tabla 3.2. Asimismo, en Satake et al. (2003) se concluyó que las construcciones con mayor cantidad de elementos no estructurales presentaron mayores valores de amortiguamiento que en otro tipo de estructuras.

Tabla 3.2 Resultados experimentales (Devin y Fanning 2012)

	EFDD		Half-power bandwidth		% Error
	Frecuencia	Amortiguamiento	Frecuencia	Amortiguamiento	
TV1	13.4	2.6	13.4	3.3	27
	14.1	2.4	14.1	2.3	4
TV2	15.3	1.3	15.3	1.5	15
	16.0	1.5	16.0	1.3	15
TV3	10.4	5.9	10.4	6.9	17
	16.5	4.0	16.5	10.2	155

3.5.2 Construcciones Históricas

En la actualidad la aplicación de ensayos no destructivos es importante para estudiar las construcciones históricas porque proveen datos precisos sobre propiedades de los materiales y condiciones de frontera sin necesidad de dañar su estructura. En particular, los ensayos experimentales de identificación modal han demostrado ser

útiles porque brindan información cuantitativa del comportamiento real y del estado de daño de las estructuras. A continuación se muestra una serie de casos de estudio.

En Molise, al sur de Italia, se realizaron ensayos de identificación modal en las torres de varias iglesias con la finalidad de conocer el estado de las mismas después del terremoto que ocurrió en el 2002. La fuente de excitación fueron vibraciones ambientales y para la medición de la respuesta dinámica se emplearon acelerómetros de fuerza balanceada con un rango de ± 0.5 g y una sensibilidad de 20 V/g. Las propiedades dinámicas de cada torre fueron estimadas mediante el método FDD. El objetivo de este estudio fue la comparación de los periodos experimentales con los periodos obtenidos mediante ecuaciones empíricas. Se llegó a la conclusión de que se necesita mayor investigación sobre la veracidad de estas ecuaciones. Asimismo, se presentó una fórmula para la determinación de la frecuencia de las estructuras que se obtuvo a partir de los datos experimentales. En la Figura 3.8 se pueden apreciar las diversas torres que fueron analizadas (Rainieri y Fabbrocino 2011).



Figura 3.8 Torres de iglesias en las que se realizaron ensayos experimentales (Rainieri y Fabbrocino 2011).

En la ciudad de Milano, Busca et al. (2011) realizó ensayos experimentales en el domo de Guglia Maggiore, catedral que se considera como una de las construcciones más impresionantes de Italia. En esta construcción se emplearon acelerómetros piezoeléctricos con un rango de ± 0.5 g y una sensibilidad de 10 V/g. La Figura 3.9 muestra una elevación de la catedral así como la ubicación de los sensores empleados. En el estudio se identificaron seis modos de vibración empleando varios métodos en el dominio de la frecuencia. A partir de los resultados de estos métodos se pudo apreciar que las frecuencias guardaban una relación cercana. En Casarin et al. (2011) se realizaron ensayos de identificación modal en la iglesia San Biagio y San Giuseppe, ubicadas en Italia. Estas iglesias presentan daños ocasionados por el terremoto del 2009. En la iglesia de San Biagio (Figura 3.10) se definieron veinticinco

puntos de medición, se identificaron cinco modos de vibración. Para la iglesia de San Giuseppe (Figura 3.11) se definieron doce puntos y se identificaron seis modos de vibración. Con estos datos se procedió a calibrar exitosamente el modelo numérico en elementos finitos de la iglesia de San Biagio. En este proceso, el parámetro modificado fue el módulo de elasticidad del material con el que se construyó la iglesia.

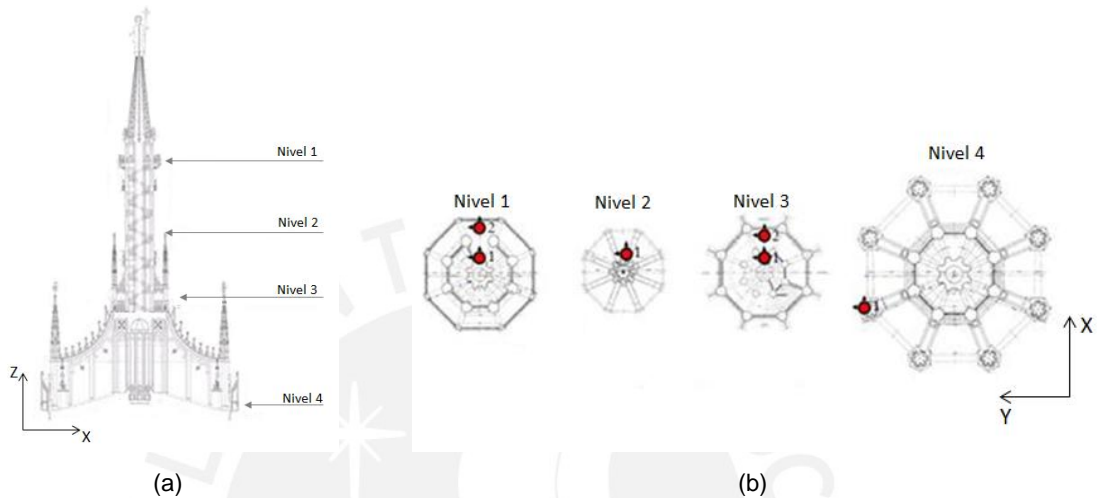


Figura 3.9. Domo de Guglia Maggiore: (a) vista en elevación y (b) vista en planta con la ubicación de los sensores (Busca et al. 2011)



Figura 3.10. Iglesia San Biagio
(<http://www.scenebylaurie.com/page/31/>)



Figura 3.11. Iglesia San Giuseppe
(<http://www.fotopaíses.com/foto/Italia/Taormina/337529.html>)

En Portugal se tiene el estudio presentado en Ramos et al. (2010). En este estudio se realizó ensayos de identificación modal en la torre de Reloj de Mogadouro (Figura 3.12) y la iglesia del Monasterio de los Jerónimos (Figura 3.13). En el primer caso, los ensayos se realizaron antes y después de una intervención que se realizó en el 2005. Para la medición de la respuesta dinámica se emplearon tres acelerómetros piezoeléctricos y se identificaron cinco modos de vibración. En el segundo caso, se emplearon dos acelerómetros triaxiales de fuerza balanceada y se identificaron ocho

modos de vibración. Los resultados obtenidos de este caso sirvieron para la calibración del modelo numérico. El procesamiento de datos se realizó empleando el método SSI para ambos casos.



Figura 3.12. Torre de Reloj de Mogadouro (http://apeidaumregalodonarizagentetrata.blogspot.com/2012/06/gentilico_17.html)

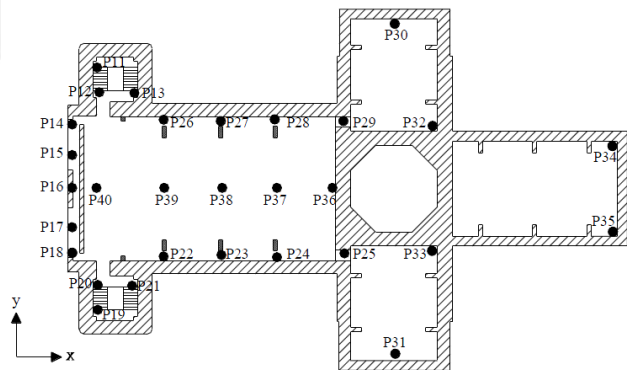


Figura 3.13. Iglesia del Monasterio de los Jerónimos (<http://polemistat.foroactivo.com/t75p195-lista-del-patrimonio-mundial>)

En (Ramos et al. 2012) se realizó ensayos experimentales en la iglesia de San Torcato, ubicada en Guimarães, al norte de Portugal. En este caso, se emplearon 10 acelerómetros piezoeléctricos de alta sensibilidad. Se definieron 35 puntos de medición y 9 configuraciones para el análisis modal. La Figura 3.14 muestra a la iglesia de San Torcato así como la distribución de los puntos de medición en planta. El procesamiento de las señales se realizó empleando cuatro métodos, tres de ellos en el dominio de la frecuencia y uno en el dominio del tiempo. Se identificaron los primeros cuatro modos de vibración y con estos resultados se calibró exitosamente el modelo numérico.



(a)



(b)

Figura 3.14 (a) Igreja de San Torcato (<http://www.panoramio.com/photo/37238581>) y (b) distribución de puntos en planta (Aguilar 2010)

En Turquía se estudió el campanario de Hagia Sofia (Figura 3.15) cuya evaluación estructural se realizó después de su restauración. La estructura se excitó con vibraciones ambientales y vibraciones generadas con un martillo de impacto para asegurar la excitación del sistema. El registro de señales se realizó empleando acelerómetros uniaxiales con una sensibilidad de 10 V/g, con un rango de $\pm 0.5g$. Los métodos empleados para la identificación modal fueron el EFDD y el SSI con los cuales se obtuvieron cinco modos de vibración. Estos resultados se compararon con los resultados obtenidos antes de su restauración y se observó una disminución en las frecuencias y en el amortiguamiento (Türker y Bayraktar 2011).

El Qutub Minar ubicado en Nueva Delhi, India, es otra construcción histórica en la que se ha realizado ensayos de identificación modal. Esta construcción (Figura 3.16) es una de las torres de albañilería de arcilla cocida más altas del mundo y es el monumento más alto de la localidad. Para la medición de la respuesta dinámica se emplearon ocho acelerómetros uniaxiales con un rango de $\pm 0.5 g$ y una sensibilidad de 10 V/g. Para la identificación de sus propiedades dinámicas se empleó un método en el dominio del tiempo (SSI) con el cual se definieron catorce modos de vibración, con sus respectivas frecuencias y valores de amortiguamiento (Ramos et al. 2006).



Figura 3.15. Campanario de Hagia Sofia (Türker y Bayraktar 2011)

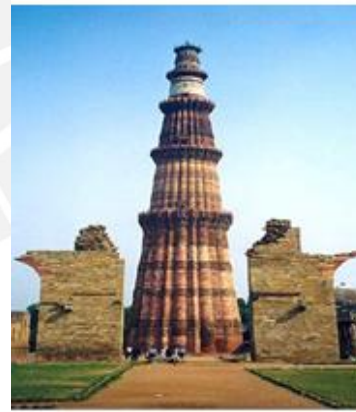


Figura 3.16. Qutub Minar
(<http://bstcover.blogspot.com/2012/09/tallest-monument-of-india-qutub-minar.html>)

3.6 Conclusiones

En el capítulo se presentó una introducción de los ensayos experimentales como herramienta de evaluación estructural de construcciones antiguas y modernas de Ingeniería Civil. En los últimos años, se ha popularizado el uso de las técnicas experimentales de vibración con ruido ambiental en estructuras de Ingeniería Civil porque sus resultados son útiles para entender el comportamiento de las mismas, para realizar procesos de calibración de modelos numéricos y procesos de detección de daño.





CAPÍTULO 4. Materiales y Sistemas Estructurales de la Construcción Colonial en la Costa Peruana

Resumen: En este capítulo se presentará un breve recuento de los terremotos más importantes que se han registrado en el país desde la época del virreinato. Se mostrará también los sistemas estructurales de la época como la construcción en tierra y construcción mixta (barro, madera y caña), serán detallados, explicando el comportamiento que poseen frente a movimientos sísmicos. Se presentará asimismo diversos sistemas mixtos de construcción en el mundo.

4.1 Introducción

El Perú se encuentra localizado en una de las zonas con mayor actividad sísmica del mundo que se conoce como el cinturón de fuego del pacífico que se muestra en la Figura 4.1.

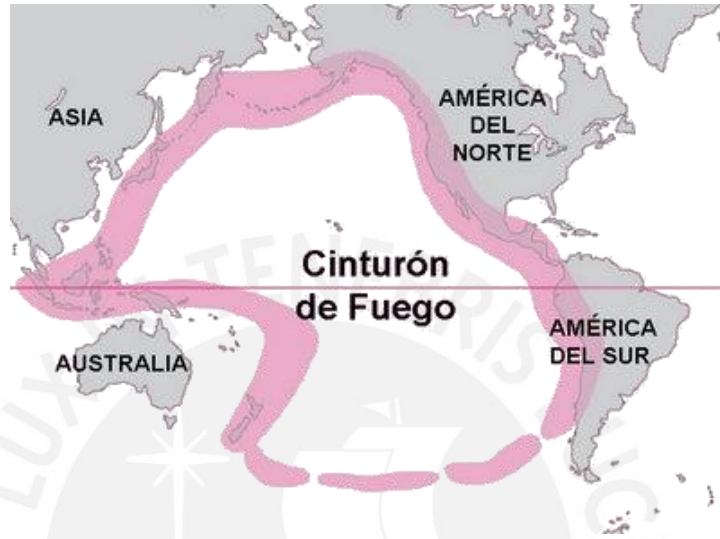
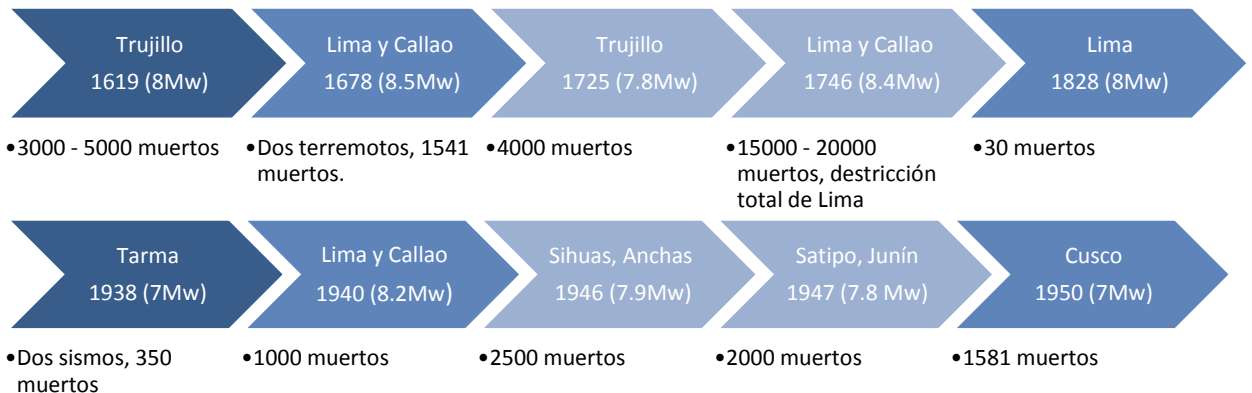


Figura 4.1 Anillo de fuego del pacífico (<http://profealexpedapadilla.blogspot.com/2008/10/el-cinturon-de-fuego.html>)

La alta sismicidad que caracteriza al Perú proviene de procesos de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. Este proceso genera una constante acumulación de energía que se libera en forma de movimientos sísmicos (Pomachagua 2000). Estudios de arqueología y geología de la época evidencian que terremotos de gran magnitud ocurrieron desde incluso siglos atrás. La Figura 4.2 muestra un resumen de los terremotos que causaron daños severos en ciudades del Perú. Estos acontecimientos datan de la época del virreinato (Córdova 2012).



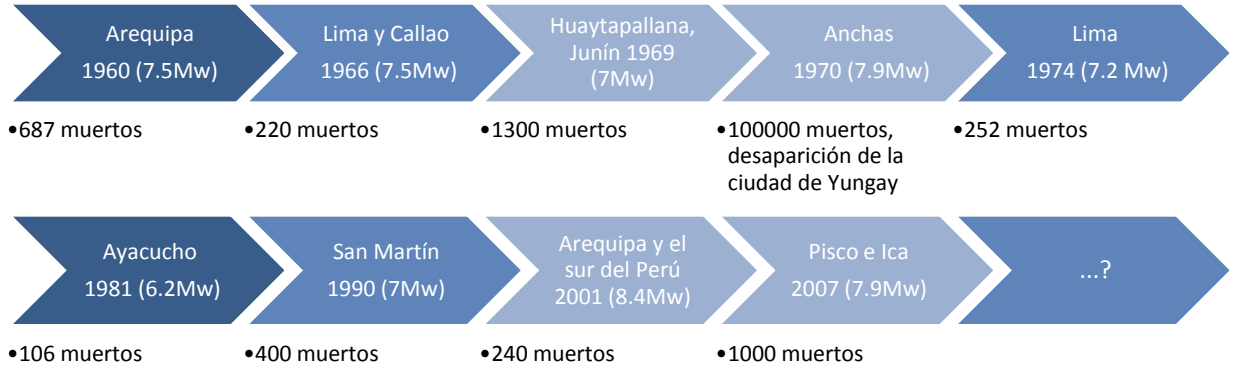


Figura 4.2 Terremotos ocurridos en el Perú (Córdova 2012).

La Norma Sísmica del Perú (NTE 030) ha dividido al país en tres zonas sísmicas según la aceleración con la que llegan los terremotos. Como se muestra en la Figura 4.3, la zona 3 que corresponde a la costa presenta un mayor peligro sísmico con aceleración máxima en sismos raros de hasta 0.40 g. En este escenario se espera que en las zonas 1 y 2 se registren aceleraciones máximas de 0.15 g y 0.30 g, respectivamente.



Figura 4.3 Zonificación del territorio peruano (Ministerio de Vivienda 2006a).

4.2 Sistemas estructurales de construcciones antiguas en la costa del Perú

En épocas prehispánicas se desarrollaron técnicas de construcción que tuvieron un buen comportamiento frente a diversos sismos y han logrado perdurar en la historia. Actualmente podemos apreciar algunas de estas construcciones, pero si bien no se encuentran en perfecto estado, aún se mantienen estables.

4.2.1 Construcción en tierra

La tierra es el material de construcción más abundante en la mayoría de regiones del mundo y las técnicas de construcción empleando este material datan de hace más de 9000 años. Las bóvedas del Templo mortuario de Ramsés II en Egipto es un ejemplo de construcciones de adobe. En este caso, el Templo está compuesto por adobes de hace más de 3000 años (Minke 2005).

Los adobes son bloques de barro producidos manualmente. Para la fabricación de estos bloques se mezcla tierra con agua y, en algunos casos se le añade paja cortada. La mezcla se lanza en los moldes con gran fuerza para obtener un bloque compacto y con buena resistencia. Para uniformizar la superficie se emplea la mano, una madera o una paleta y se retiran los moldes. Una vez retirados, los adobes se secan al aire libre debidamente protegidos de la lluvia. Generalmente, los adobes deben tener la suficiente cantidad de arena gruesa que le permita alcanzar una alta porosidad con un mínimo de retracción. Asimismo, los adobes deben tener suficiente cantidad de arcilla para que tenga una buena cohesión y la trabajabilidad suficiente para su manipulación (Minke 2005).

La construcción con adobes es similar a la construcción con ladrillo cocido. Se realiza la cimentación con un espesor no menor que el espesor del muro. El sobrecimiento generalmente tiene una altura mayor a 25 cm para evitar que los bloques tengan contacto directo con el agua. Los adobes, previamente mojados, se asientan sobre el sobrecimiento y se unen entre sí mediante un mortero de barro con paja.

El adobe tiene excelentes propiedades térmicas y acústicas y es un material de muy bajo costo. Sin embargo, su gran peso, baja resistencia y comportamiento frágil lo hace un material con un mal comportamiento frente a movimientos sísmicos. (Blondet et al. 2003). Las fallas típicas que se producen durante los sismos en las construcciones de

adobe son en el amarre de los muros y agrietamiento diagonal por corte (NTE 070) . En Tabla 4.1 la se presenta un resumen de valores empleados para las propiedades mecánicas del adobe.

Tabla 4.1 Resumen de propiedades mecánicas del adobe

	Peso Específico (kN/m ³)	Esfuerzo a la Compresión (MPa)	Esfuerzo a la Tracción (MPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Referencia
Construcciones Antiguas	-	0.66 – 2.15	0.13 – 0.4	51 – 448	(Silveira et al. 2012)
	14.1 - 18.8	0.24 – 1.33	0.12 – 0.32	55 – 289	(Adorni et al. 2013)
	14.7 - 18.7	0.6 – 1.12	-	-	(Vásquez 2008)
	15.9 - 186	0.15 – 0.75	-	-	(Vásquez 2010)
	-	0.77 – 1.2	0.31 – 0.36	26 – 40	(Quagliarini et al. 2009)
	19.4	-	-	200	(Fonseca y D’Ayala 2012)
Construcciones Modernas	-	2.08	0.29	-	(Velosa et al. 2010)
	-	5.15	-	94	(Piattoni et al. 2011)
	-	0.53-1.72	0.106-0.344	-	(Varum et al. 2011)
	-	1.57	-	~700	(Matos et al. 1997)
	14.6 – 18.7	0.71 – 4.5	-	-	(Ribeiro et al. 2005)

4.2.2 Construcción de caña/madera/barro

La palabra “Quincha” proviene etimológicamente de la palabra quechua “kencha” que significa cerramiento formado por palos, cañas o cerramientos entretejidos cubiertos de barro (Rodríguez 2003). La quincha es un sistema constructivo típico cuyo uso remonta a la época prehispánica. Las culturas de aquella época aprovecharon los medios y materiales que abundaban en la naturaleza y en la costa, la construcción con este sistema tuvo una gran acogida. Con la llegada de los españoles, la construcción con quincha se paralizó y se decidió construir una nueva ciudad empleando materiales más “resistentes” para dar prestigio a sus construcciones. En la época, se instalaron fábricas de ladrillo y adobe que fueron los materiales más empleados en diversos tipos de estructuras. Sin embargo, en la costa del Perú ocurrieron movimientos sísmicos de gran intensidad los cuales afectaron gravemente a las estructuras de adobe y ladrillo e hicieron modificar su sistema constructivo. Así fue como la construcción con quincha es nuevamente empleada pero únicamente en bóvedas, ya que era un material más ligero, trabajable, económico y con la ventaja de que se le puede dar la textura deseada con un buen revestimiento. No fue hasta después del terremoto de 1746 que se decidió implementar el uso de la quincha en todas las construcciones ya que éstas

fueron las menos afectadas en comparación con otras construcciones tradicionales de la época. A partir de ese momento, las construcciones con el primer nivel de adobe y los niveles superiores de quincha proliferaron hasta los inicios de la República (Schilder 2000).

El proceso constructivo de los muros de quincha comienza con el asentado de la solera inferior que usualmente se ubica sobre los muros de adobe. Mediante conexiones de caja y espiga se colocan los pies derechos o postes que son piezas de madera de sección rectangular. Estos elementos tienen un espaciamiento que varía desde 0.60 m hasta 1.00 m. Luego se coloca la solera superior empleando el mismo tipo de conexión. Elementos diagonales llamados tornapuntas o cítaras son empleados para brindarle rigidez a la armadura. Estos rigidizadores se clavan a la armadura, uniendo la solera inferior con los pies derechos y llegan hasta una altura que varía desde 0.70 m a 0.90 m desde la solera inferior. El muro de quincha necesita una sección de transición, para lo cual se colocan adobes hasta una altura que los tornapuntas. Esta transición hace que el muro de quincha del segundo piso presente una mejor estabilidad debido al peso que se concentra en la parte inferior del mismo. En cada uno de los postes se realizan perforaciones para poder colocar caña horizontal, la cual se entrelazará con la caña vertical que se coloca entre los pies derechos. Finalizando la construcción, se rellena el muro con una o dos capas de mortero de tierra. En el caso de tener un tercer piso, la construcción de estos muros requiere de postes o pies derechos que se unen a la solera inferior y superior mediante conexiones caja y espiga. La sección de transición y las cítaras desaparecen. Para rigidizar a la estructura se colocan diagonales de madera. Entre los pies derechos se coloca caña horizontal y vertical, Finalmente, el muro se recubre con barro (Torrealva y Vicente 2012).

Los muros de quincha son elementos livianos y flexibles. Debido a las fibras de la madera, los muros de quincha tienen buena resistencia a la flexión, y bajo solicitaciones de compresión admiten esfuerzos de 8MPa a 10MPa. Los paneles de quincha presentan un comportamiento linealmente elástico (Blondet et al. 1986). El revestimiento de barro es el componente que soporta las cargas horizontales, y su resistencia depende del revestimiento que se emplee. La rigidez del marco de madera aumenta considerablemente al considerar tanto el revestimiento de madera como la caña. Las fallas por corte se originan por tracción diagonal y se generan comúnmente en el revestimiento de barro y en las conexiones (Gutierrez y Manco 2006).

4.3 Sistemas estructurales mixtos de caña/madera/barro en el mundo

4.3.1 Fachwerkbau (Alemania)

El Fachwerkbau es una técnica de construcción que se desarrolló en Alemania y fue en el siglo XVII donde tuvo su máximo apogeo. Fachwerkbau proviene de la palabra Fachwerk la cual se refiere al espacio relleno con material entrelazado de una pared hecha de vigas y pilares. Este sistema de construcción consiste en paredes montadas con palos de madera, los cuales se unen entre sí empleando diversos tipos de conexiones. Los espacios vacíos en este tipo de técnica se rellenan de ladrillo o piedra. En los inicios de Fachwerkbau sólo se desarrollada en localidades donde había abundancia de madera. Fue a partir de los 1700 que por la escasez de madera se decidió emplear un sistema mixto, en el que la parte inferior de las construcciones era de piedra y la parte superior de Fachwerkbau. Desde 1900 la madera se empleó principalmente para cubiertas (Silva 2009).

La construcción del Fachwerkbau se caracteriza por ser bastante sistemática y bien planificada ya que las personas encargadas de desarrollar esta actividad realizaban dibujos del contorno de la pared en el suelo. Una vez que terminaban el dibujo, cortaban las piezas y realizaban las conexiones. Cada una de las piezas se marcaba con el fin de ubicarlas fácilmente al momento de la construcción. Una vez construida, la pared era desmontada y llevada a su ubicación real. La Figura 4.4 muestra un esquema de los elementos que componen el muro de Fachwerkbau y una vivienda típica construida de Alemania.

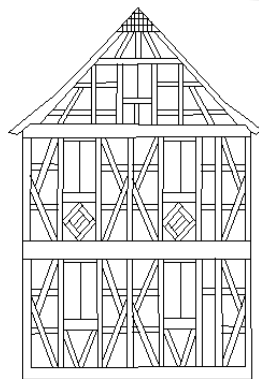


Figura 4.4 Esquema de muro Fachwerkbau (Silva 2009) y una construcción típica (http://wiki.verkata.com/de/wiki/Datei:Rodgau_Fachwerk_08.JPG).

Tradicionalmente, el material que se empleaba para el relleno de los muros era el barro y para compensar la retracción del material, se mezclaba comúnmente con paja. Para la construcción de un muro de Fachwerkbau existen varias formas para colocar el barro dentro del marco de madera. La técnica más común es lanzar el barro sobre un entramado de ramas que se colocaban dentro del muro. Una vez lanzado el barro, se revestía con una mezcla de cal. Rollos horizontales de barro y paja es otra de las técnicas empleadas para rellenar el muro. El rollo consistía en un palo de madera envuelto en barro y paja y colocado uno encima del otro uniéndolo con la estructura vertical. A partir del siglo XVIII el ladrillo reemplazó estas dos técnicas (Silva 2009).

4.3.2 Pombalino (Portugal)

Debido a los daños ocasionados por el terremoto de 1755 se tuvo que reconstruir la ciudad de Lisboa y otras localidades afectadas. Para esto, se empleó el sistema Pombalino o Gaiola que consiste en un entramado de madera capaz de resistir fuerzas horizontales y verticales. Este entramado de madera está compuesto por paneles que están divididos por montantes verticales. Cada uno de estos paneles está constituido por una serie de triángulos como se puede apreciar en la Figura 4.5 (Cóias 2002). Estos triángulos son rellenos con mampostería de ladrillo y posteriormente se coloca el revestimiento, lo cual evita que la estructura de madera tenga contacto con el medio ambiente (Lopes 2010).



Figura 4.5 Jaula de madera del muro Pombalino (Lopes 2010).

El Pombalino fue empleado de manera masiva y se lograron estandarizar los procesos constructivos mejorando la eficiencia al momento de la construcción. Para poder dinamizar la construcción empleando Pombalino, se estandarizaron los tipos de vivienda. Estas viviendas contaban con una planta baja, tres plantas altas y un ático.

Debido a que la ciudad de Lisboa está ubicada en una zona con un suelo de baja capacidad portante, la cimentación de estas construcciones era con un cajón que estaba sostenido por un conjunto de estacas que se clavaban en el suelo (Lopes 2010).

4.3.3 Dhajji-Dewari (India)

Dhajji-Dewari es el sistema constructivo equivalente a la quincha pero que fue desarrollado en Kashmir, un valle ubicado al noroeste de India. Este tipo de sistema constructivo resultó una opción eficiente y económica y se desarrolló a fines del siglo XIX junto con otra técnica conocida como Taq. El sistema Dhajji-Dewari está compuesto por un marco de madera, el cual se divide en varios paneles mediante elementos verticales, horizontales y transversales (Langenbach 1992). Estos paneles están compuestos por ladrillos cocidos, adobe y hasta por piedra, unidos con un mortero de barro. El Dhajji-Dewari se emplea para los pisos superiores de las construcciones, las cuales tienen un primer nivel de albañilería de piedra o de ladrillo. El marco de madera, al ser dividido en varios paneles más pequeños evita la formación de grietas en el muro y le brinda rigidez a la estructura. Viviendas de Dhajji-Dewari han tenido un mejor comportamiento sísmico comparado con el comportamiento de muros de albañilería no confinada.

4.3.4 Bahareque (América Latina)

El bahareque ha sido desarrollado en varias localidades de América Latina. Este sistema se caracteriza por estar conformada por una estructura de madera la cual se rellena con piedras, barro y otros materiales. La estructura está formada por una serie de elementos verticales de madera que pueden estar hincados en el suelo o apoyados sobre la cimentación. Elementos horizontales también conforman la estructura de madera y son denominados soleras. Los elementos verticales están distanciados entre sí de 0.65 m a 2.40 m y tienen una sección cuadra o rectangular que varía de 0.12 m a 0.15 m de espesor. El entramado del muro de bahareque consiste de cañas dobles horizontales que se colocan a lo largo de los elementos verticales y están espaciados de 8 cm a 19 cm y tienen un diámetro aproximadamente de 2 cm. Estas cañas dobles se amarran a los elementos verticales con fibras naturales. Para evitar la deformación de la estructura de madera y que ésta pueda resistir a sollicitaciones horizontales, se

colocan cañas dobles auxiliares en sentido vertical. El material de la caña vertical es el mismo que el de la caña horizontal y comúnmente se emplea caña brava. Para el relleno de la estructura de madera se emplea piedra y barro, o sino la mezcla de piedra, barro, cal y otros materiales. Para el revestimiento se emplea una mezcla de cal y barro (Hunneberg 2007).

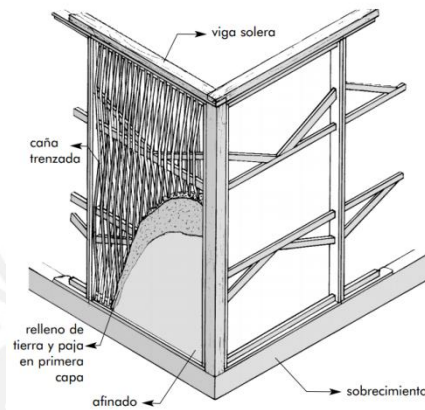


Figura 4.6 Muro Bahareque típico (Carazas y Rivero 2002)

4.3.5 Himis y Bagdadi (Turquía)

El himis es un sistema constructivo que se desarrolló en Turquía a partir del siglo XV y está compuesto por materiales como madera y ladrillos o piedras. La estructura de madera consiste de elementos verticales distanciados aproximadamente 0.60 m. El material que se emplea para rellenar la estructura de madera es el ladrillo o piedra. El espesor de los muros de himis varía desde 0.10 m a 0.12 m. La Figura 4.7 muestra la estructura de madera empleada para la construcción de una casa. Los muros de himis dejaron de ser empleados a partir del siglo XVIII cuando el bagdadí ocupó su lugar. El bagdadí es un sistema constructivo similar al himis pero en vez de emplear ladrillo y piedra, se utiliza una mezcla de yeso (Gülkan y Langerbach 2004).

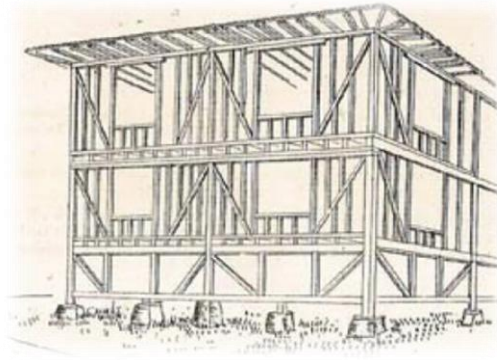


Figura 4.7 Armadura de madera de muros de Himis (Gülkan y Langerbach 2004).

4.3.6 Casa Baraccata (Italia)

Luego del sismo de 1783 en Calabria, una región al sur de Italia, se comenzó la reconstrucción de la ciudad empleando un sistema conocido como Casa Baraccata. El uso de este sistema se extendió hasta la segunda mitad del siglo XVII (Dutu et al. 2011). El sistema constructivo Casa Baraccata es un muro de mampostería con un par de marcos de madera. Cada marco está compuesto por elementos verticales y horizontales y se unen entre sí para asegurar un mejor comportamiento frente a sismos. Los elementos verticales están conectados mediante diagonales de madera como se puede apreciar en la Figura 4.8. El relleno que se emplea es usualmente ladrillo y con un revestimiento para que los marcos de madera no estén expuesto al ambiente y se mantengan en buen estado (Tobriner 1997).

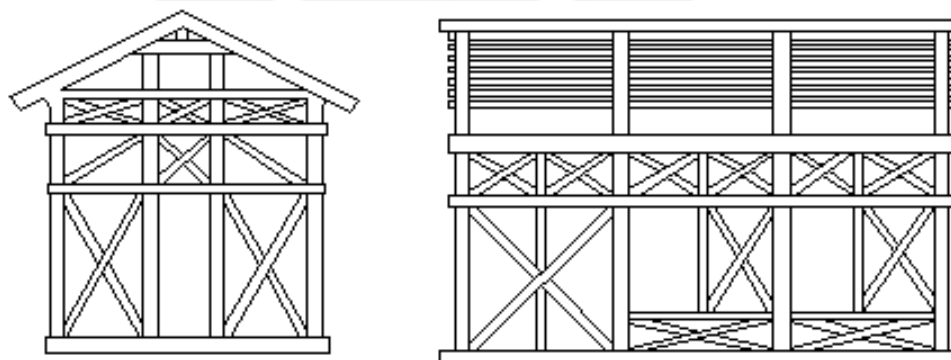


Figura 4.8 Marco de madera para la construcción de un muro de Casa Baraccata (Tobriner 1997).

4.3.7 Colombage (Francia)

El Colombage fue empleado en Francia desde la edad media hasta aproximadamente el siglo XIX. Este sistema está compuesto por una estructura de madera la cual se rellena con ladrillos o yeso. La Figura 4.9 muestra las elevaciones de una casa construida empleando el sistema Colombage y una construcción típica con este sistema (Strasbourg 2004).



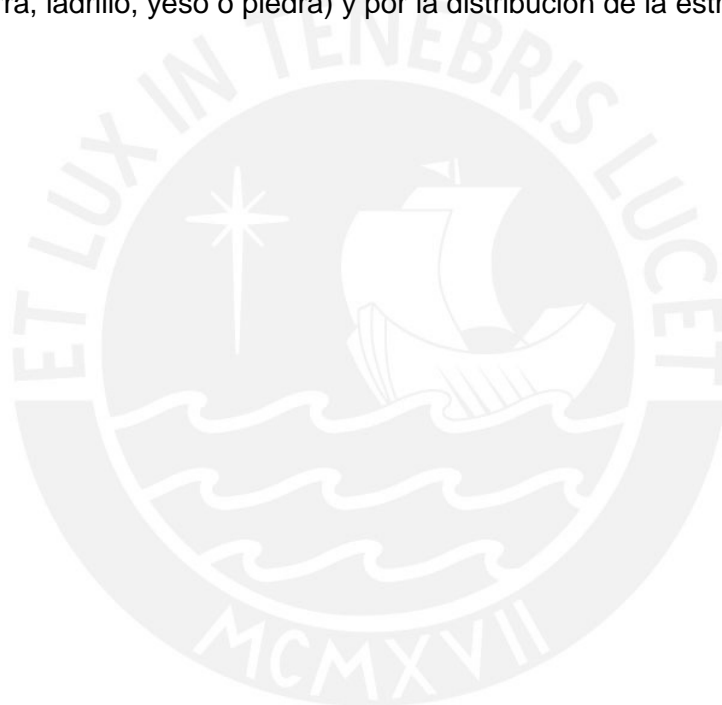
Figura 4.9 Elevaciones de casa típica empleando Colombage como sistema constructivo (Strasbourg 2004) y vivienda típica (<http://www.online-utility.org/image/gallery.jsp?title=Weitbruch>)


4.3.8 Telar de Medianería (España)

El Telar de Medianería se originó en Madrid, España y se desarrolló hasta el siglo XVIII (González y Aroca 2003). Los telares de medianería cumplían una función estructural y estaban compuestos por una estructura de madera, la cual estaba rodeada por cuerdas de fibra de sisal. Los espacios vacíos que había entre los elementos de madera verticales y horizontales eran rellenos con mampostería de diversos materiales, dentro de los cuales el adobe y piedra eran los más empleados. Este sistema fue reemplazado por mampostería de adobe después del incendio de la Plaza Mayor de Madrid (Dutu et al. 2011).

4.4 Conclusiones

La alta sismicidad en la costa peruana ha permitido que en el país se originen nuevos sistemas constructivos resistentes en los cuales, los materiales principales eran la madera, el barro y la caña. Durante la época de la colonia, la construcción típica en la costa consistía de sistemas de albañilería de tierra (adobe) y sistemas mixtos de madera-tierra y caña, lo cual se conoce como quincha. Este sistema demostró ser más eficaz para resistir terremotos por su alta flexibilidad y relativo poco peso. La quincha no solo se empleó en el Perú sino también en distintos países del mundo. Las variaciones de este sistema estaban compuestas fundamentalmente por el material de relleno (tierra, ladrillo, yeso o piedra) y por la distribución de la estructura de madera de soporte.





CAPÍTULO 5. Ensayos de Identificación Modal y Modelo Numérico del Hotel “El Comercio”

Resumen: En este capítulo se presenta la historia del hotel “El Comercio”, su descripción arquitectónica y estructural, así como el estado en el que se encuentra actualmente. Asimismo se presentan los ensayos experimentales de identificación modal que se realizaron en el hotel y los resultados que se obtuvieron. Finalmente, se presenta el modelo numérico del hotel, la determinación de las características mecánicas de los materiales que componen el sistema estructural y los detalles del procesamiento de calibración preliminar del modelo.

5.1 Introducción

El centro histórico de Lima, el cual se muestra en la Figura 5.1, se caracteriza por la presencia un gran número de edificaciones de gran importancia construidas con adobe y quincha que datan de la época virreinal. La actual capital del Perú fue una de las principales ciudades del virreinato y posee numerosas construcciones históricas que datan de esa época. Por esta razón, la UNESCO calificó al Cercado de Lima como Patrimonio Cultural del Mundo desde 1991.

El hotel “El Comercio” se encuentra ubicado en el centro histórico de la ciudad de Lima, frente al Palacio de Gobierno y a una cuadra de la Plaza de Armas de la ciudad, en la intersección del Jirón Ancash y el Jirón Carabaya. El hotel fue construido a mediados del siglo XIX, tiene tres niveles y un sistema mixto de adobe en el primer nivel y quincha en el segundo y tercer nivel.

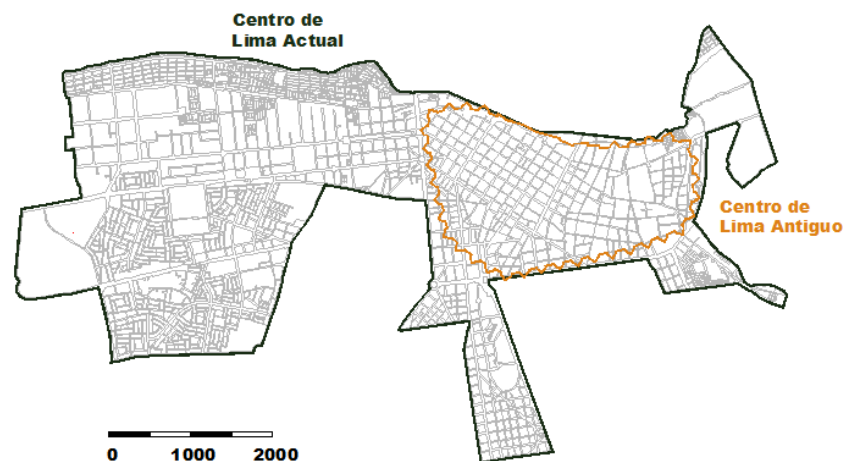


Figura 5.1 Plano del Cercado de Lima actual (verde) y del Cercado de Lima antes del terremoto de 1746 (naranja)

5.2 Reseña Histórica del Hotel

Para realizar la evaluación estructural de alguna construcción histórica es de gran importancia no solo conocer su sistema estructural, sino también la historia que posee y la concepción arquitectónica con la cual fue ideada.

Una estructura en forma de pirámide que funcionaba como un pequeño santuario fue encontrada en lo que hoy es el hotel “El Comercio”. El santuario era conocido por los españoles como la Huaca Riquelme ya que en aquella época Don Alonso de Riquelme era el propietario del terreno donde se encontraba dicho santuario. Con la llegada de los españoles, las construcciones prehispánicas perdieron la importancia que tenían y la Huaca Riquelme no fue la excepción. Durante el virreinato, el material de las construcciones existentes era reutilizado en la construcción de las nuevas edificaciones. Fue por esta razón que la mayoría de construcciones históricas desaparecieron rápidamente. En el siglo XVI una casa de dos pisos se construyó en la ubicación del hotel “El Comercio” y permaneció intacta durante dos siglos hasta el terremoto de 1746. El efecto devastador de este terremoto que duró tres minutos fue lamentable, quedaron en pie sólo 25 casas pero tuvieron que ser demolidas porque sufrieron graves daños. A partir de ese acontecimiento se prohibió la construcción de edificaciones con más de un piso de adobe. Esta prohibición perduró hasta el siglo XIX en el que se decidió que las construcciones podían tener hasta tres pisos, el primero de adobe y los superiores de quincha (Cancino y Lardinois 2011).

Fue a mediados del siglo XIX que se construyó el hotel “El Comercio”, un edificio de tres pisos, de adobe y de quincha, ubicado en la esquina del Jr. Carabaya y el Jr. Ancash. Aproximadamente medio siglo después, en 1897, fue comprado por Don Manuel Quimper. El hotel en un principio funcionaba como una casa y las habitaciones que dan a la calle se utilizaban como tiendas. En 1878, la construcción de una estación de tren ubicada cerca al hotel hizo que esta zona se convirtiera en un lugar con mayor circulación de personas. No fue hasta 1912, con la construcción de una nueva estación de tren, que se decidió brindar hospedaje a las personas que arribaban a la ciudad. Este cambio de uso tuvo gran acogida por la cercanía que tenía la edificación a las estaciones (Cardenas 2008). Durante sus últimos años, el hotel fue destinado a otras actividades realizadas por militares y civiles como un cuartel y el funcionamiento de una imprenta. La Figura 5.2 muestra la evolución histórica del hotel desde el siglo XVI al siglo XXI. En la Figura se aprecia cómo se encontraba dividido el terreno y cómo se fue modificando durante los siglos. Asimismo, se citan acontecimientos importantes de la evolución histórica y se muestran dos imágenes del hotel en dos siglos consecutivos (Cancino y Lardinois 2011).

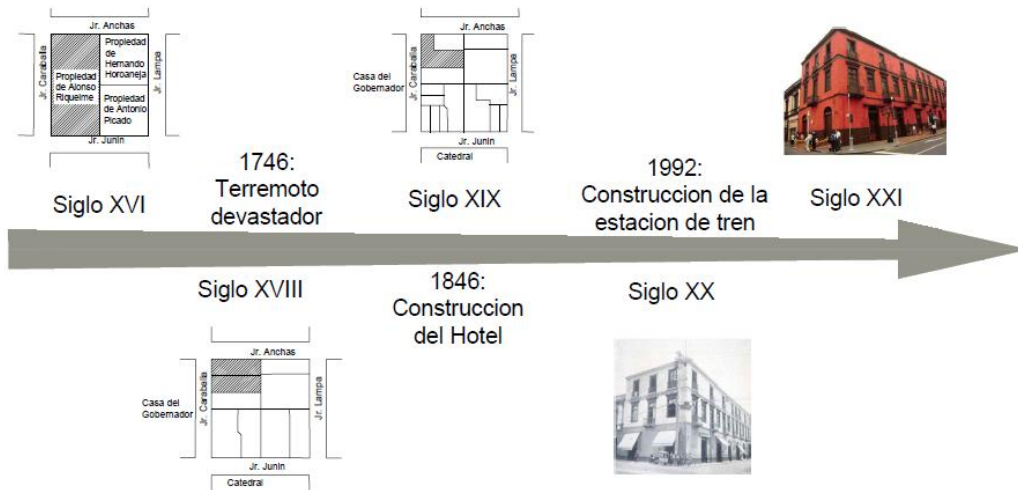


Figura 5.2 Evolución Histórica del hotel “El Comercio”

Actualmente, el hotel “El Comercio” es de propiedad del Ministerio de Cultura del Perú y gran parte se encuentra abandonado. En el hotel habita una familia que ocupa algunas habitaciones y se encarga de la guardianía del hotel. Además existe una zona en el primer piso donde se encuentra el Bar Cordano, el bar más antiguo de Lima, fundado por los genoveses Fortunato y Andrés Cordano, así como una tienda de zapatos.(Cardenas 2008).

5.3 Descripción Arquitectónica

El hotel “El Comercio” presenta una arquitectura virreinal conocida como “casa patio”. Este tipo de casas limeñas estaba influenciada por la casa española a partir del siglo XV así como por tradiciones greco-romanas como los aportes árabes. Asimismo, la introducción del zaguán, que es un ambiente intermedio entre la calle y el patio, fue otro de los aspectos característicos de este tipo de casas. La puerta de acceso desde la calle al zaguán y el primer patio era de gran tamaño ya que en aquella época era común que los carruajes, jinetes y acémilas ingresen a la casa. Como se presenta en Velarde (1978), este tipo de casas se dividían en tres zonas: exterior, central e interior. La zona exterior es constituida por el zaguán, el primer patio y las habitaciones a ambos lados del zaguán, que en la mayoría de casos se utilizaban para negocios. Por esta razón, generalmente las ventanas de las habitaciones que colindaban con la calle eran reemplazadas por puertas. La zona central era la más importante de todas y recibía el nombre de ambiente principal y se ubica perpendicularmente al eje de

entrada. El ambiente principal estaba constituido por uno o dos salones alargados colocados transversalmente entre el primer y segundo patio, los cuales conectaba con puertas anchas. Asimismo, el ambiente principal era la parte donde se recibía a las visitas y debido a esto era la parte de la casa más decorada. La zona interior está constituida por un segundo patio y por los ambiente de servicio que lo rodea. Ambos patios son de sección rectangular y tienen a uno o ambos lados habitaciones seguidas o dormitorios. Esta zona se conecta con la zona exterior mediante un pasaje (García-Bryce 1980). En la Figura 5.3 se puede apreciar la distribución de ambientes en el caso del hotel “El Comercio”.

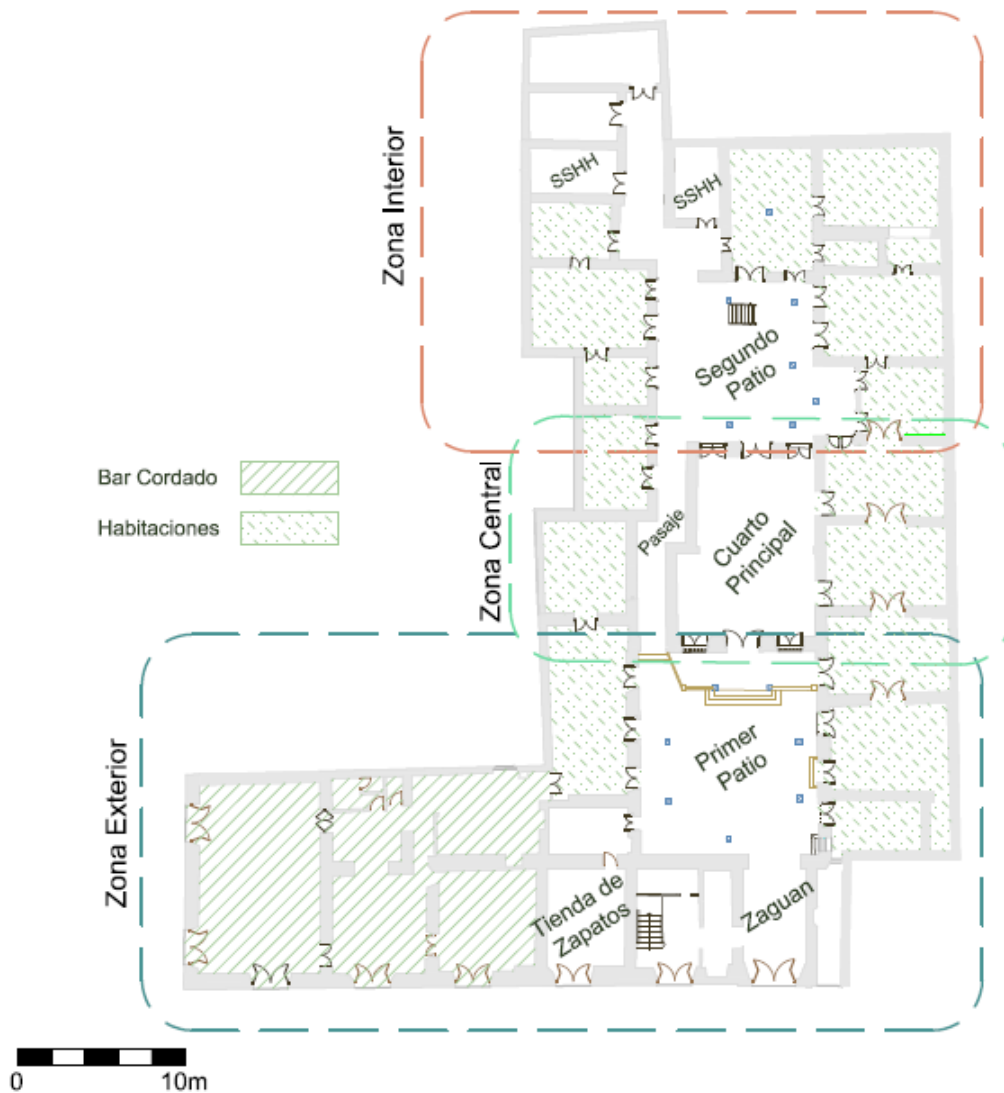


Figura 5.3 Descripción arquitectónica del hotel “El Comercio”

5.4 Descripción Estructural

El sistema estructural del hotel “El Comercio” está compuesto por muros de adobe en el primer piso y de quincha en los pisos superiores. Los muros de adobe tienen una altura de piso a techo de 5.25 m. El espesor de estos muros varía desde 0.80 m a 1.25 m en el perímetro exterior y desde 0.60 m a 0.80 m en ambientes interiores. Los muros de adobe tienen un recubrimiento de yeso que varía entre los 2.5 – 3 mm. En el caso de los muros de quincha, éstos tienen en el segundo piso una altura de piso a techo de 4.75 m mientras que en tercer piso una altura de 3.50 m. El espesor de estos muros en el segundo piso ($e_{prom} = 0.30$ m) es mayor que el espesor de los muros en el tercer piso ($e_{prom} = 0.15$ m). El espesor de estos muros no sólo varía en altura sino también existe variación en muros del mismo piso. Los muros de quincha tienen un recubrimiento de barro de 5 - 7 mm para el segundo piso y 3 - 4 mm para el tercer piso. En la Figura 5.4a y Figura 5.4b se esquematizan los muros de quincha del segundo y tercer piso, respectivamente.

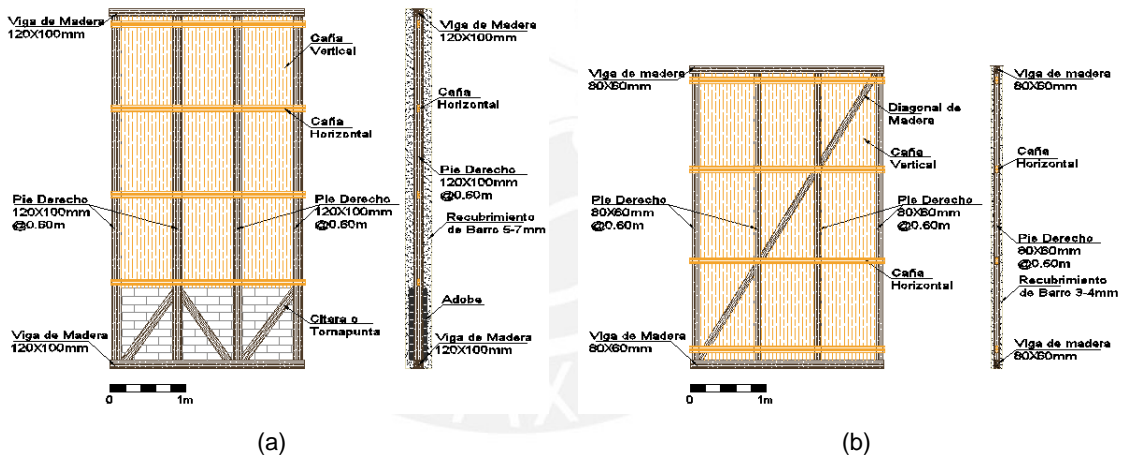


Figura 5.4 Esquema de la estructura de un panel típico de quincha del hotel “El Comercio”: (a) segundo piso y (b) tercer piso.

En el primer piso se encuentran además columnas circulares de madera ($\phi=0.26$ cm) que sirven como elementos de soporte. Estos elementos están ubicados en los patios y en algunos ambientes. Las columnas de madera ubicadas en los patios son reemplazadas en los pisos superiores por columnas circulares metálicas ($\phi=0.10$ cm).

La cimentación del hotel está compuesta por mampostería de piedra con mortero de cal y arena. La cimentación tiene una profundidad variable de -0.50 m a -0.80 m desde el nivel de piso terminado. Como se mencionó, el hotel fue construido sobre los restos

de una construcción prehispánica, la Huaca Riquelme, y partes de la cimentación pertenece de los escombros de este santuario. El sobrecimiento de la estructura está compuesto por ladrillos de arcilla cocida y tiene una altura variable desde 0.70m a 1.00m sobre el nivel de piso terminado. Las unidades de ladrillo se unen con mortero de cal tanto para las juntas verticales como horizontales, las cuales tienen un espesor de 2.5 a 3.0 cm. La Figura 5.5 muestra un esquema de la cimentación del hotel (Cancino y Lardinois 2011).

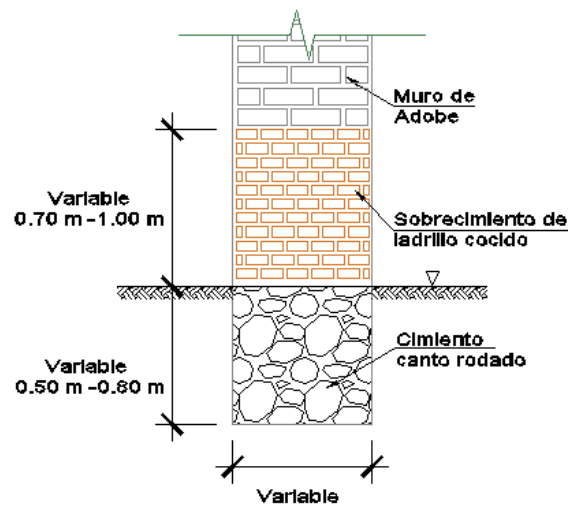


Figura 5.5 Cimentación Típica

Como se aprecia en la Figura 5.6 El sistema de entrepiso para el primer y segundo nivel está compuesto de un doble entablado de madera de 140 mm x 12 mm. El segundo entablado se apoya sobre unos durmientes de 75 mm x 100 mm. Debajo de los durmientes se encuentra el primer entablado, el cual se apoya sobre viguetas. Estas viguetas se apoyan en unas vigas de mayor sección que se encargan de transmitir las cargas directamente sobre los muros en los que se apoyan. En algunos casos no existen las vigas de mayor sección lo cual depende de la luz libre que tenga cada ambiente.

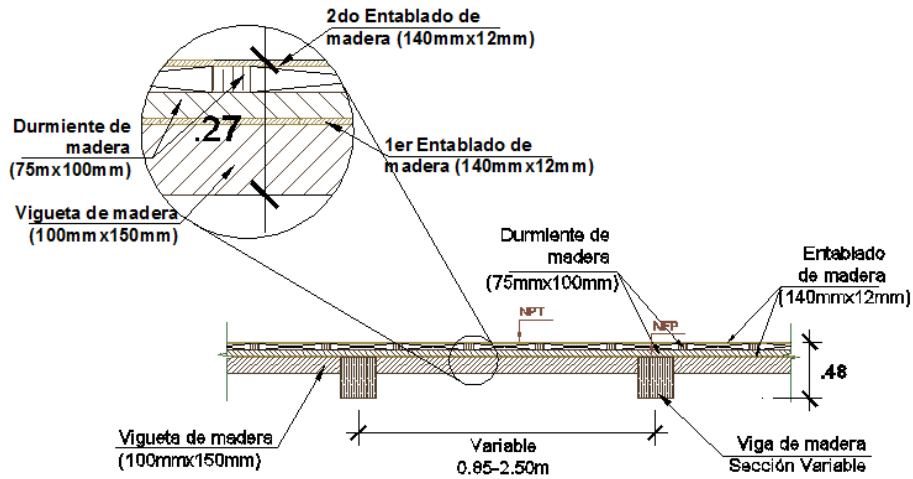


Figura 5.6 Detalle típico del entrepiso de los dos primeros pisos del hotel “El Comercio”

El sistema de entrepiso del último nivel que se muestra en la Figura 5.7 consta de un entablado de 140 mm x 12 mm de sección que está apoyado sobre viguetas de 100 mm x 100 mm. En algunos casos en el tercer piso, estas viguetas se apoyan sobre vigas dependiendo de la luz del vano a cubrir. Más detalles se muestran en los planos de estructuras.

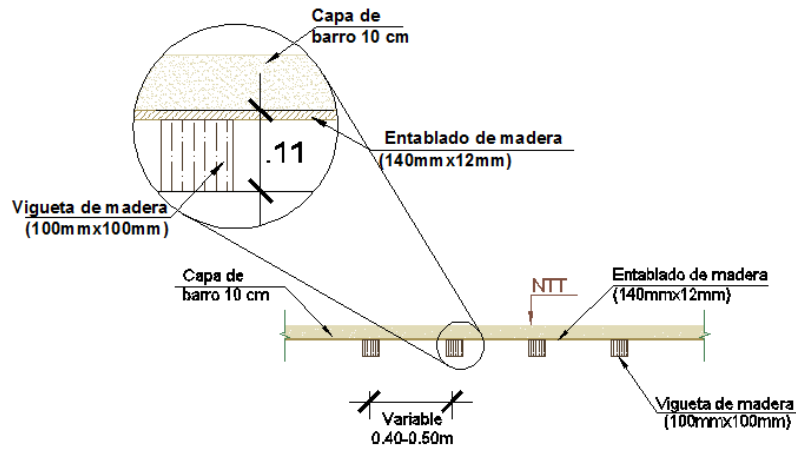


Figura 5.7 Detalle típico del entrepiso del último piso del hotel “El Comercio”

5.5 Estado Actual y Mapeo de Anomalías

Luego de su construcción en el siglo XIX, el hotel está bastante deteriorado debido a diversos movimientos sísmicos que acontecieron en la ciudad y a la falta de mantenimiento de su estructura. El hotel presenta zonas en colapso total como se muestra en la Figura 5.8a. Asimismo, existen elementos que aún no han colapsado pero que están severamente dañados (Figura 5.8b).



(a)



(b)

Figura 5.8 Anomalías estructurales en el hotel: (a) zona completamente colapsada y (b) elemento estructural gravemente dañado.

Los materiales, especialmente la madera, se encuentran en un estado de degradación avanzada debido a agentes externos como la presencia de humedad excesiva o la descomposición a lo largo del tiempo (Figura 5.9a). Se puede apreciar que en la mayoría de muros, tanto de adobe o de quincha, existe la presencia de fisuras con espesor variable (Figura 5.9b).



(a)



(b)

Figura 5.9 Anomalías estructurales en el hotel (a) degradación de material en columna de madera y (b) agrietamiento en muro de quincha.

Otra anomalía que se presenta en los muros de adobe y quincha es el desprendimiento del material de recubrimiento lo que hace que el material esté expuesto al ambiente, modificando sus propiedades (Figura 5.10a). En el sistema de entrepiso podemos apreciar que en algunos casos el entablado superior no está conectado con los durmientes (Figura 5.10b). Asimismo se observó que existen deflexiones significativas del entrepiso en algunos sectores del hotel.



(a)



(b)

Figura 5.10 Anomalías estructurales en el hotel: (a) desprendimiento del material de recubrimiento y (b) entrepiso en mal estado

En la Figura 5.11 se muestra un esquema de las anomalías estructurales más importantes que se observan en el hotel. Las anomalías se detallan más a fondo en sus respectivos planos. Asimismo, en los anexos se encuentra un registro fotográfico pormenorizado.

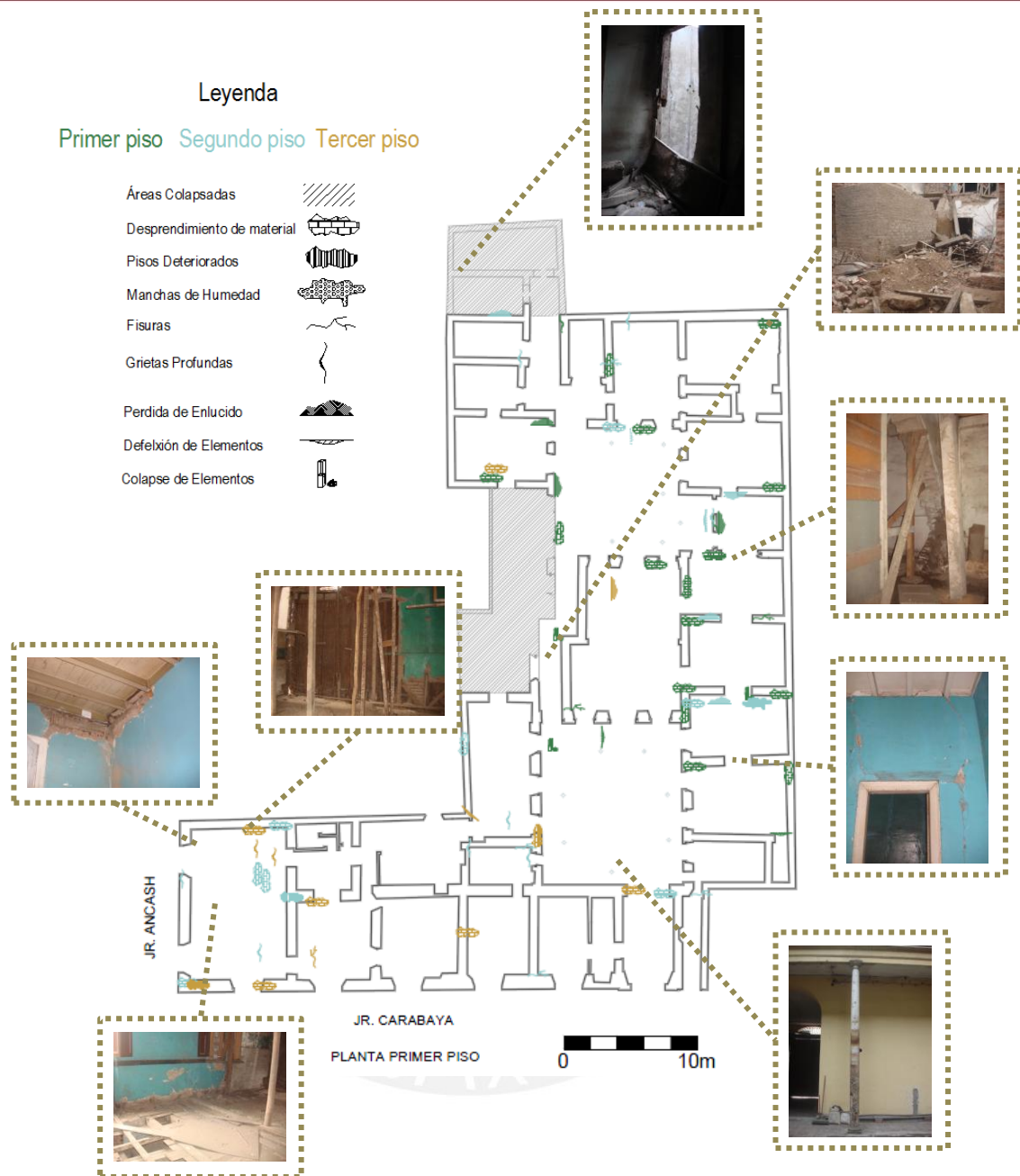


Figura 5.11 Estado actual y papeo de anomalías del hotel “El Comercio”

5.6 Ensayos Experimentales de Identificación Modal

Para la identificación de las propiedades dinámicas del hotel se realizaron ensayos experimentales en setiembre del 2011. Debido a la complejidad de la estructura, condiciones de frontera, áreas colapsadas y variabilidad de materiales, se decidió instrumentar solo la parte que se muestra achurada en la Figura 5.12.

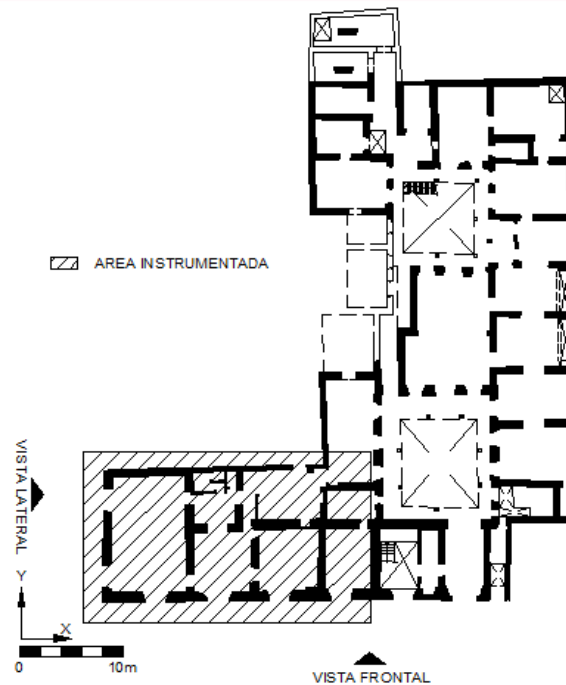


Figura 5.12 Planta del hotel “El Comercio” indicando la zona instrumentada.

5.6.1 Campaña de Medición In Situ

Para los ensayos experimentales de identificación modal del hotel se emplearon cuatro acelerómetros piezoeléctricos de alta sensibilidad (10 V/g) y con rango de medición de ± 0.5 g. Asimismo se empleó una unidad de adquisición de datos de 24 bits de resolución la cual se conectó directamente a un computador portátil mediante puerto USB. La frecuencia y tiempo de muestreo fueron de 200 Hz y 10 minutos, respectivamente. La Figura 5.13 muestra los transductores empleados (Figura 5.13a) y la unidad de adquisición de datos con el computador portátil (Figura 5.13b). Más detalle se muestra en Aguilar et al. (2013a).



Figura 5.13. Sistema de medición: (a) transductores de medida y (b) Sistema de Adquisición de Datos (Aguilar et al. 2012b)

Para el registro de vibraciones ambientales se utilizaron veinte componentes y nueve configuraciones debido al número de transductores disponibles. Cada una de las configuraciones, denominadas por la letra S (S1, S2,..... S9), posee cuatro componentes (Accel) que corresponden a cada uno de los transductores empleados. Se fijaron dos transductores de referencia en el techo del tercer piso (Figura 5.14c), mientras que los otros dos fueron movilizados según la configuración defina. La Figura 5.14 muestra el área instrumentada en donde se están ubicadas cada una de las configuraciones. Asimismo, se puede apreciar la ubicación del sistema de adquisición de datos (Figura 5.14b).

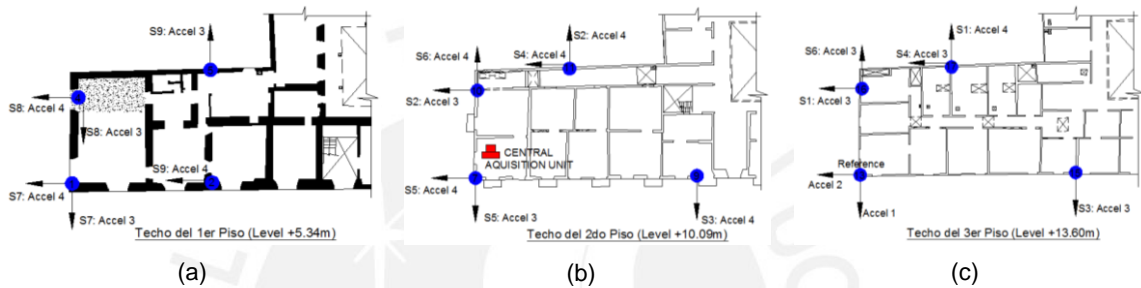


Figura 5.14 Configuraciones para la medición de vibraciones ambientales: (a) Techo del primer piso, (b) techo del segundo piso y (c) techo del tercer piso (Aguilar et al. 2012b)

5.6.2 Procesamiento de la Data Adquirida

El procesamiento de las señales se realizó mediante el programa ARTeMIS (SVS 2013). Las coordenadas de los puntos de medición tuvieron que ser ingresadas al programa antes del procesamiento de datos. En la Figura 5.15a se muestran la ubicación de los puntos de medición, así como la dirección de los transductores. Los de color azul corresponden a los puntos de referencia, mientras que los de color rosado corresponden a los puntos de medición restantes. El mismo concepto se aplica para la Figura 5.15b pero en este caso solo se muestra la primera configuración (S1).

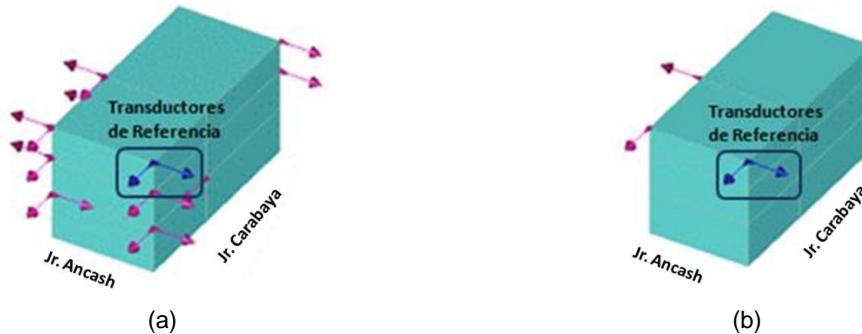


Figura 5.15. Ubicación de cada uno de los puntos de medición con sus respectivos transductores (a) Todas las configuraciones y (b) Configuración S1

Como se mencionó, la medición de las señales se realizó empleando cuatro transductores para cada una de las configuraciones. Un gráfico de historia de aceleraciones se muestra en la Figura 5.16 en donde se puede apreciar las señales registradas en cada uno de los transductores para la configuración S1.

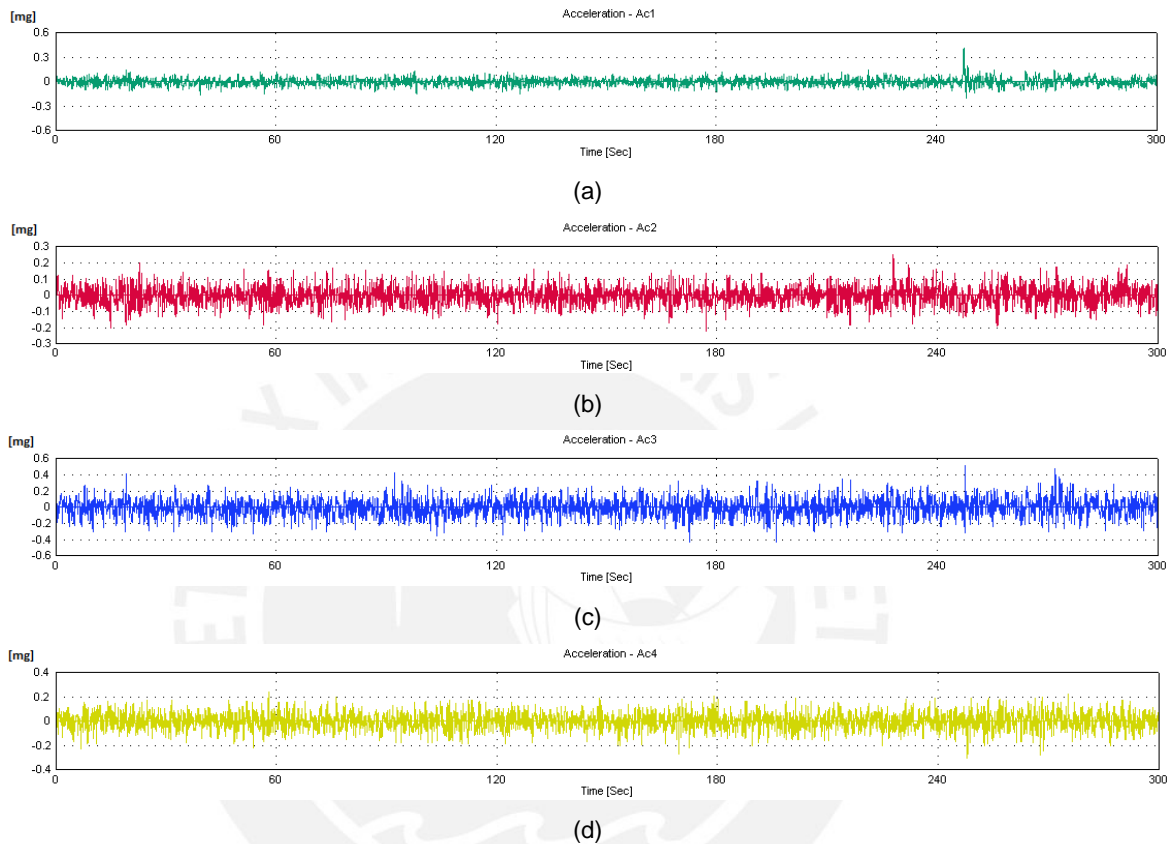


Figura 5.16. Gráfico aceleración vs tiempo de la configuración S1: (a) Transductor #1 , (b) Transductor #2, (c) Transductor #3 y (d) Transductor #4

A partir de las mediciones de los transductores que se tienen registradas, se calcularon las máximas aceleraciones y la media cuadrática, lo cual es un indicador del nivel de ruido existente. La Tabla 5.1 muestra dichos valores para cada uno de los transductores para sus configuraciones correspondiente. La máxima aceleración tiene como valor máximo 4 mg, mientras que la media cuadrática 0.5 mg. Estos valores son un indicador de la baja amplitud de la excitación existente (Aguilar et al. 2012b).

Tabla 5.1 Aceleraciones máximas y media cuadráticas.

	Máxima Aceleración (mg)				Media Cuadrática (mg)			
	Accel-01	Accel-02	Accel-03	Accel-04	Accel-01	Accel-02	Accel-03	Accel-04
Configuración 1	1.247	0.609	3.026	0.596	0.0738	0.0964	0.2411	0.1173
Configuración 2	1.858	1.117	2.357	1.622	0.1053	0.1251	0.3169	0.1589
Configuración 3	1.475	0.934	1.182	0.884	0.0785	0.0996	0.0877	0.1009
Configuración 4	0.476	0.824	0.718	0.715	0.0714	0.1037	0.1273	0.1127
Configuración 5	0.681	0.887	1.918	2.684	0.0699	0.1061	0.2258	0.2849
Configuración 6	0.555	0.611	1.689	0.789	0.0645	0.0976	0.199	0.1135
Configuración 7	0.641	0.966	1.825	2.235	0.1031	0.1411	0.3042	0.3582
Configuración 8	0.742	1.05	2.505	2.594	0.1353	0.1667	0.4173	0.4618
Configuración 9	0.767	1.087	3.361	3.953	0.1299	0.1608	0.5101	0.5427

La identificación de las propiedades dinámicas del hotel se realizó mediante cuatro métodos. Tres de los métodos fueron en el dominio de la frecuencia (Welch, FDD y EFDD) y el último en el dominio del tiempo (SSI). Mediante el método Welch obtuvimos la matriz de densidad espectral de potencia de todas las configuraciones y la cual se muestra en la Figura 5.17. A partir del espectro calculado se puede determinar las frecuencias naturales; la primera en 3.389 Hz, la segunda en 3.867 Hz y la tercera en 4.883 Hz.

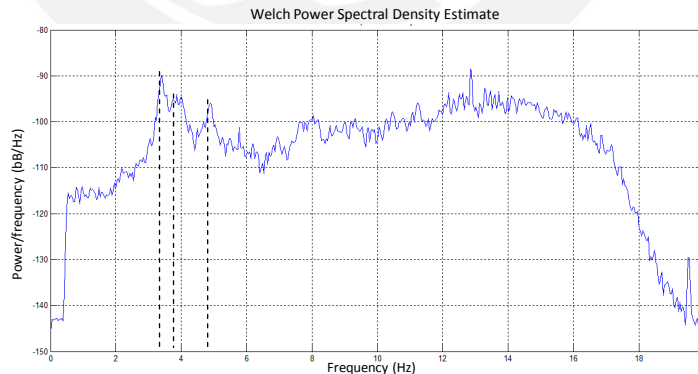


Figura 5.17 Resultado del método Welch.

Los espectros obtenidos con el método FDD y EFDD muestran dos primeras frecuencias naturales que se aproximan a 4 Hz (ver Figura 5.18). Si bien existe la presencia de otros picos en frecuencias más altas, éstas corresponderían al registro de ruido no deseado (Aguilar et al. 2013a).

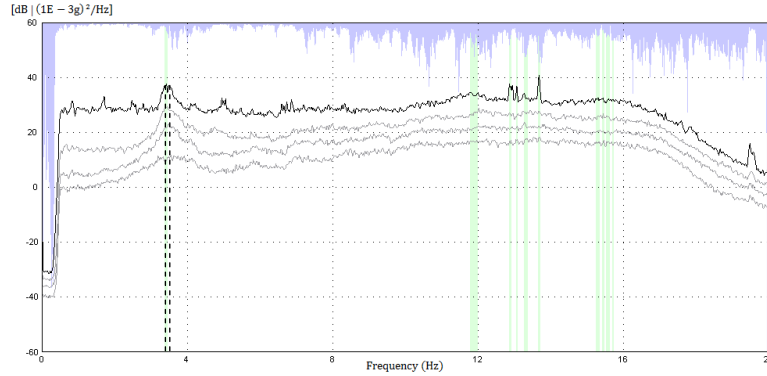


Figura 5.18 Matriz de densidad espectral normalizada. (Aguilar et al. 2012b)

La Figura 5.19a muestra el diagrama de estabilización obtenido mediante el método SSI para la configuración S1. Este diagrama muestra una gran cantidad de columnas de polos estables a diferentes frecuencias lo cual indica la complejidad de la identificación modal. El diagrama de estabilización de todas las configuraciones se muestra en la Figura 5.19b. A través de este diagrama se identificaron los parámetros modales. Este proceso se realizó mediante la selección de columnas de polos estables que corresponde a cada uno de los modos. Mientras mayor sea la verticalidad de la columna de polos estables, mayor será la precisión de las propiedades dinámicas (Aguilar et al. 2013a).

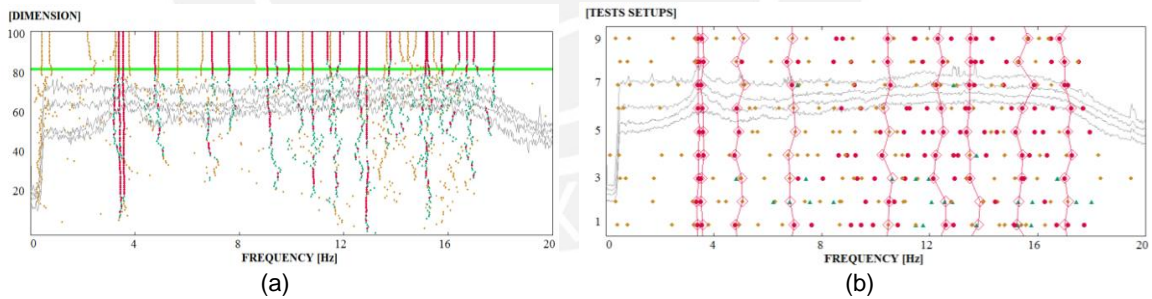


Figura 5.19 Resultados del método SSI

Los resultados de los primeros ensayos experimentales (frecuencias y valores de amortiguamiento) mediante cada uno de los métodos se muestran en la Tabla 5.2. A partir de los métodos en el dominio de la frecuencia se obtuvieron dos frecuencias naturales (Welch, FDD y EFDD) y dos valores de amortiguamiento (EFDD), mientras que mediante el método en el dominio del tiempo (SSI) se obtuvieron nueve frecuencias naturales y nueve valores de amortiguamiento. Como se puede apreciar, las dos primeras frecuencias naturales de cada uno de los métodos tienen un valor

cercano, lo cual muestra la congruencia de los ensayos realizados. Sin embargo, los valores de amortiguamiento de los dos primeros modos de vibración tienen valores alejados lo cual es esperado por la poca confiabilidad de estos resultados cuando se utilizan técnicas de análisis operacional. Es importante resaltar la utilidad del método SSI.

Tabla 5.2 Resultado de Experimentales

Modo	Frecuencias (Hz)					Amortiguamiento (%)				
	Welch	FDD	EFDD	SSI	% Error _{SSI}	EFDD	SSI	% Error		
1	3.389	3.359	3.396	3.386	0.09	0.80	0.30	0.75	3.7	79.73
2	3.867	3.574	3.558	3.583	7.93	0.25	0.70	3.9	2.9	25.64
3	4.883	-	-	4.854	0.58	-	-	-	4.2	-
4	-	-	-	6.897	-	-	-	-	4.5	-
5	-	-	-	10.42	-	-	-	-	2.5	-
6	-	-	-	12.41	-	-	-	-	3.2	-
7	-	-	-	13.55	-	-	-	-	3.3	-
8	-	-	-	15.5	-	-	-	-	2.7	-
9	-	-	-	17.09	-	-	-	-	2.4	-

La validación de los resultados se realizó mediante el cálculo de la matriz de semejanza de modos de vibración (MAC), la cual está representada en la Figura 5.20. Esta matriz se usó para comparar los modos de vibración estimados con el método EFDD y el método SSI. Se puede apreciar que existe poca similitud entre el primer y segundo modo de vibración con MAC de 0.69) y MAC de 0.50, respectivamente. Estos resultados confirman la dificultad de la identificación de las propiedades modales en este caso de estudio. Aún así, la identificación modal mediante métodos paramétricos presenta valores más confiables. Es por esta razón que se trabajó solamente con los resultados obtenidos con el método SSI.

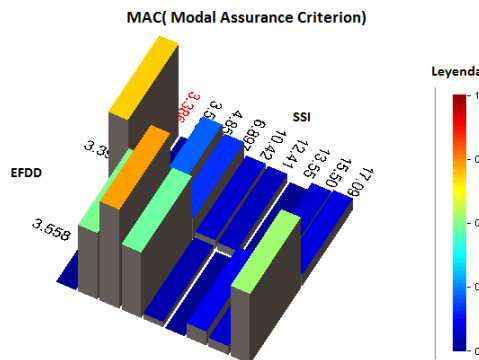


Figura 5.20. Matriz de semejanza de modos de vibración (MAC) entre los métodos EFDD y SSI..

La Figura 5.21 muestra los modos de vibración a partir del método SSI con sus respectivas frecuencias naturales y valores de amortiguamiento. Como se muestra en Aguilar et al. (2013a), los dos primeros modos indican modos globales de traslación paralelos a los ejes Y-Y y X-X respectivamente. A partir del tercer como el cuarto modo de vibración se tienen un comportamiento inusual, en donde el movimiento de la parte posterior y el movimiento de la fachada delantera no es consistente (Aguilar et al. 2012b; Aguilar et al. 2013a)

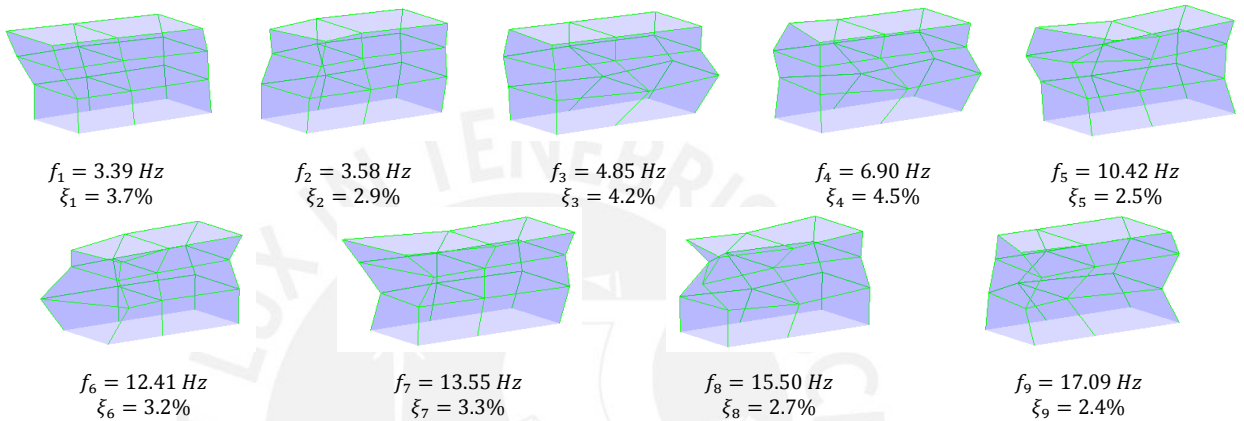


Figura 5.21 Modos de vibración, frecuencias naturales y amortiguamiento a partir de los ensayos experimentales de identificación modal (Aguilar et al. 2013a)

5.7 Modelo Numérico

5.7.1 Propiedades Mecánicas de los Materiales

La confiabilidad de los resultados del modelo numérico dependerá de varios factores como las propiedades mecánicas de los materiales (adobe y quincha) y las condiciones de frontera. Se mencionó en el capítulo anterior que la quincha es un sistema constructivo muy complejo, debido a la gran variedad de materiales y configuraciones que presenta. En este trabajo se modelaron los muros de quincha del hotel utilizando elementos sólidos en el programa SAP2000. Para ellos se realizó una investigación bibliográfica para determinar los valores de las propiedades de los materiales que componen el sistema. La Tabla 5.3 muestra los módulos de elasticidad de cada material empleado para el modelamiento de los muros de quincha.

Tabla 5.3 Modulo de Elasticidad de los materiales empelados para el modelo de los paneles de quincha

Material	Módulo de Elasticidad (Gpa)	Referencia
Madera tipo B	10	NTE 010
Caña	19.5	CYTED (2002)
Adobe	0.30	Adorni et al. (2013)
Mortero de barro	2.1	Taylor et al. (2005)

La determinación de las propiedades de la quincha se realizó empleando la ecuación de deflexión para una viga en volado como se aprecia en la Figura 5.22. A cada modelo se le aplicó una fuerza “F” horizontal en la dirección del muro, obteniendo un desplazamiento “D₁”. Reemplazando estos valores en la Ecuación 5-1, se calculó el modulo de elasticidad del material compuesto. El mismo procedimiento se realizó para evaluar el comportamiento en el plano y fuera del plano de los modelos. Con el módulo de elasticidad calculado previamente y los valores obtenidos en este análisis se calcularon los espesores efectivos e₁ y e₂ empleando la Ecuación 5-2 y Ecuación 5-3, respectivamente.

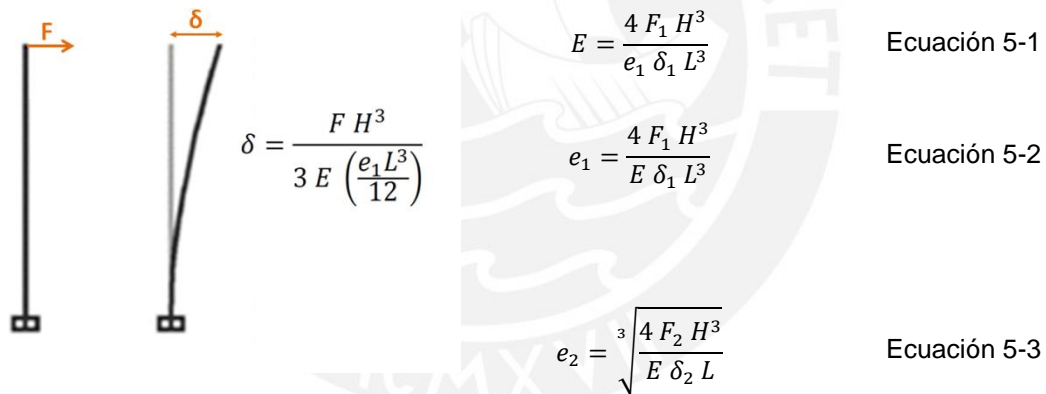


Figura 5.22 Viga en volado sometida a una fuerza F.

En donde E es el módulo de elasticidad, F₁ es la fuerza aplicada en la dirección del muro, H es la altura, e₁ es el espesor, delta₁ es el desplazamiento obtenido en el plano del muro y L es la longitud del muro. F₂ y delta₂ corresponden a la fuerza y desplazamiento en la dirección perpendicular al plano para el cálculo de e₂. Los espesores e₁ y e₂ corresponden respectivamente a los valores de *membrane* y *bending* solicitados por el programa SAP2000 al definir un elemento lámina.

Para este análisis, los muros de quincha del segundo piso se denominarán como quincha tipo 1 y los del tercer piso como quincha tipo 2. La Tabla 5.4 muestra los valores de cada muro de quincha para el cálculo de sus propiedades.

Tabla 5.4 Valores para el cálculo de las propiedades mecánicas de la quincha.

		Quincha Tipo 1	Quincha Tipo 2
H	(m)	4.75	3.75
L	(m)	2.4	2.4
e_1	(m)	0.3	0.15
F_1	(kN)	13	11
D_1	(m)	5.28×10^{-4}	2.17×10^{-4}
F_2	(kN)	49	37
D_2	(m)	0.1656	0.358

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.5. Asimismo, se incluyen las secciones de los elementos que se emplearán para el desarrollar el modelo analítico del hotel.

Tabla 5.5 Propiedades de los materiales y secciones de los elementos empleados para el modelo del hotel "El Comercio".

		Primer Piso (Adobe)	Segundo Piso (Quincha Tipo 1)	Tercer Piso (Quincha Tipo 2)	Entrepiso (Madera)
Módulo de Elasticidad	(GPa)	0.30	2.6	4.2	10
Espesor _{membrane}	(m)	0.9	0.3	0.15	-
Espesor _{bending}	(m)	0.9	0.28	0.13	-
Peso Específico	(KN/m ³)	16	10	10	6.5

5.7.2 Modelo de Elementos Finitos

El modelo del hotel se construyó utilizando el programa SAP2000 (CSI 2012). Los muros de adobe y quincha se representaron mediante elementos lámina, mientras que las vigas de piso y columnas mediante elementos lineales. En este trabajo, como se puede ver en la Figura 5.23b, solo se realizó en análisis numérico de la zona instrumentada.

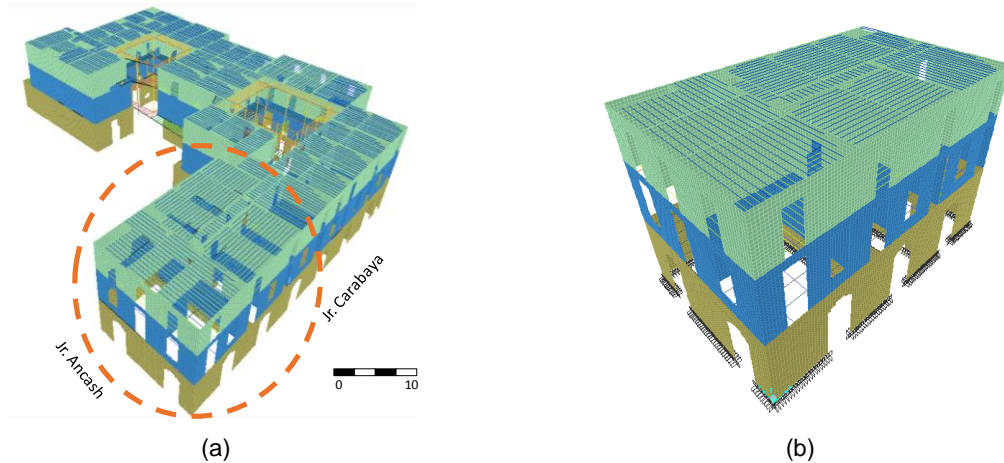


Figura 5.23. Modelo numéricos del hotel “El Comercio: (a) Modelo completo y (b) Modelo de la zona instrumentada.”

El estudio consiste en el análisis modal de la zona instrumentada y la obtención de los primeros ocho modos de vibración con sus respectivas frecuencias naturales. Como se muestra en la Figura 5.24, el primer modo de vibración es un modo global que presenta un movimiento traslacional en la dirección X-X. El segundo, tercer y cuarto modo de vibración experimentan un movimiento traslacional en la dirección Y-Y de la fachada que da al Jr. Ancash. El quinto, sexto y séptimo modo de vibración representan modos locales de la fachada y algunos muros del tercer nivel.

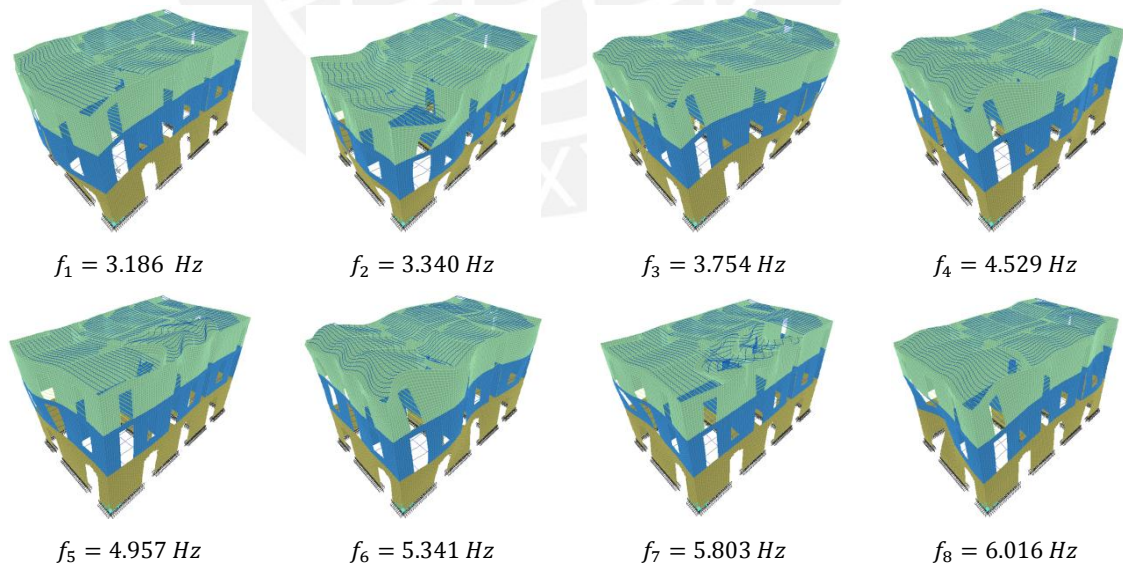


Figura 5.24 Ocho primeros modos de vibración del modelo en elementos finitos del hotel “El Comercio”.

5.7.3 Calibración del Modelo con Resultados de Ensayos Experimentales

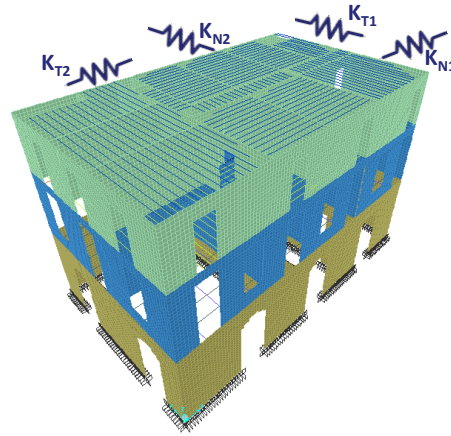
La calibración del modelo numérico es un procedimiento que se realiza para que los resultados numéricos sean lo más cercanos posibles a los resultados experimentales. De los criterios de calibración mencionados se decidió emplear el FMAC, que es una comparación de modos de vibración y frecuencias. Para el presente estudio, los parámetros que se modificaron para la calibración fueron la rigidez de la construcción vecina y la rigidez de la parte que no fue modelada. La calibración del modelo del hotel se realizó con un proceso iterativo manual.

Antes de comenzar con la calibración del modelo numérico, se calculó el coeficiente de semejanza modal (MAC) y las frecuencias para los tres primeros modos de vibración (Tabla 5.6). Como se puede apreciar, los modos de vibración analíticos y experimentales no se asemejan porque el coeficiente MAC es pequeño en todos los casos (el MAC se considera aceptable cuando es mayor a 0.75). Debido a la complejidad de los modos de vibración obtenidos experimentalmente se decidió calibrar solo el primer modo de vibración del modelo numérico.

Tabla 5.6 Frecuencias experimentales y resultados con el modelo preliminar.

	$f_{\text{experimental}}$	$f_{\text{analítico}}$	MAC
Modo 1	3.58	3.186	0.690
Modo 2	4.85	3.340	0.157
Modo 3	6.90	3.754	0.427

Para la calibración del modelo numérico se modificaron las condiciones de frontera de la estructura y se simuló la parte que no fue modelada aumentando la rigidez mediante la aplicación de resortes. La Figura 5.25 muestra los resortes que se modificaron para la calibración de los modelos.



K_{N1} = rigidez en la dirección normal de la parte que no fue modelada

K_{T1} = rigidez en la dirección transversal de la parte que no fue modelada

K_{N2} = rigidez que aporta la construcción vecina en la dirección normal

K_{T2} = rigidez que aporta la construcción vecina en la dirección transversal

Figura 5.25 Variables para la calibración del modelo numérico

La Tabla 5.7 muestra los valores que se utilizaron para la calibración del primer modo de vibración. Como se puede apreciar los parámetros K_{N1} y K_{T2} influyen negativamente en las formas modales del hotel ya que el valor de semejanza modal (MAC) decrece cuando la rigidez de estos resortes aumenta. Asimismo, se puede apreciar el parámetro K_{T1} tiene poca influencia en los modos de vibración dado que el coeficiente MAC no varía significativamente. Por otro lado, el parámetro K_{N2} sí tiene influencia sobre los modos de vibración ya que el valor de semejanza modal pasa de 0.701 a 0.737 cuando se usan valores límites de 100 y 1000, respectivamente. Una vez concluido el proceso de calibración, se llegaron a los valores que se resumen en la Tabla 5.8.

Tabla 5.7 Valores estimados para la calibración del primer modo de vibración del modelo numérico

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
K_{N1} (kN/m)	1	1000	0	0	0	0	0	0	100	1000	10	10	100	10
K_{T1} (kN/m)	0	0	0.1	1000	0	0	0	0	100	10	1000	10	10	10
K_{N2} (kN/m)	0	0	0	0	100	1000	0	0	100	10	1000	1000	1000	1000
K_{T2} (kN/m)	0	0	0	0	0	0	1	100	100	1000	10	1000	10	10
f (Hz)	3.19	3.30	3.19	3.19	3.19	3.20	3.19	3.21	3.29	3.30	3.26	3.24	3.32	3.36
MAC	0.686	0.331	0.690	0.689	0.701	0.737	0.689	0.581	0.423	0.330	0.682	0.710	0.457	0.658

Tabla 5.8 Valores y resultados finales de la calibración del primer modo vibración del modelo numérico

	Modelo Inicial	Resultados		Modelo Final	Resultados	
		f (Hz)	MAC		f (Hz)	MAC
K_{N1} (kN/m)	0			10		
K_{T1} (kN/m)	0			10		
K_{N2} (kN/m)	0	3.186	0.690	10000	3.240	0.773
K_{T2} (kN/m)	0			0.1		

En la Figura 5.26 se muestra los resultados de la relación de frecuencias y la semejanza modal del modelo inicial y final, luego del proceso de calibración.

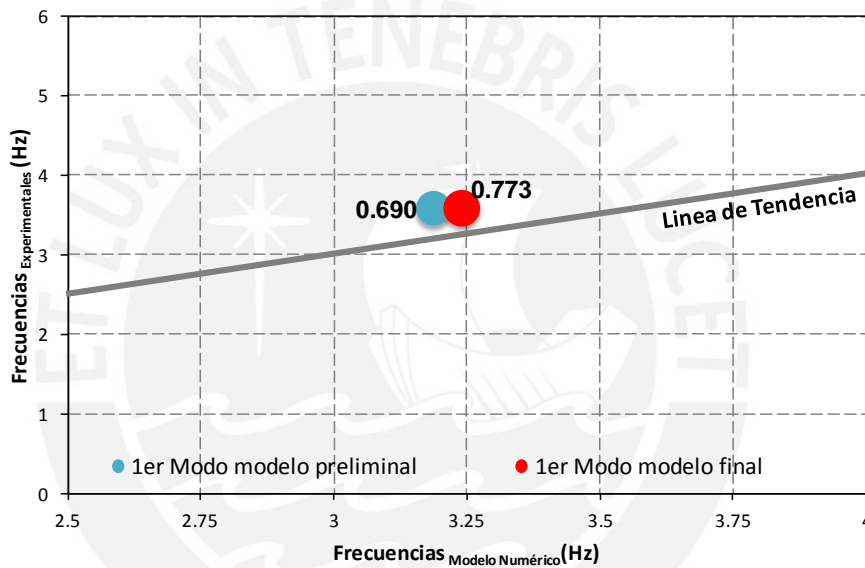


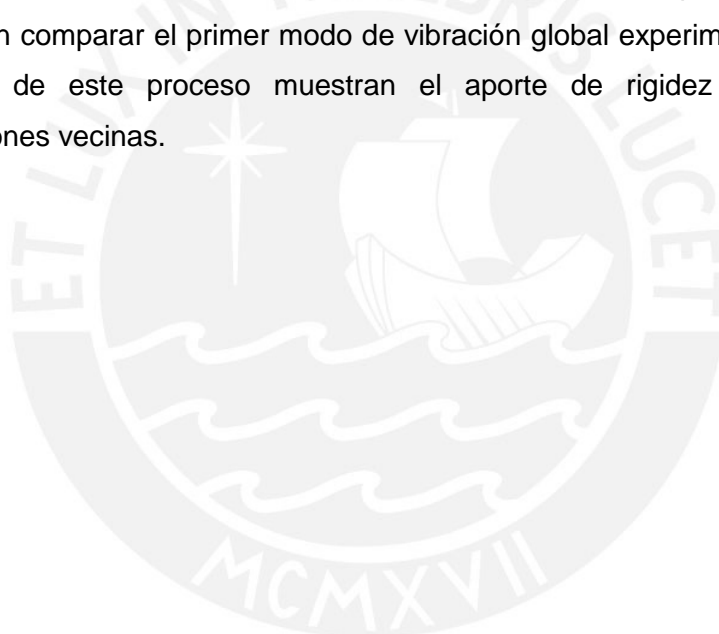
Figura 5.26 FMAC del modelo numérico inicial y final.

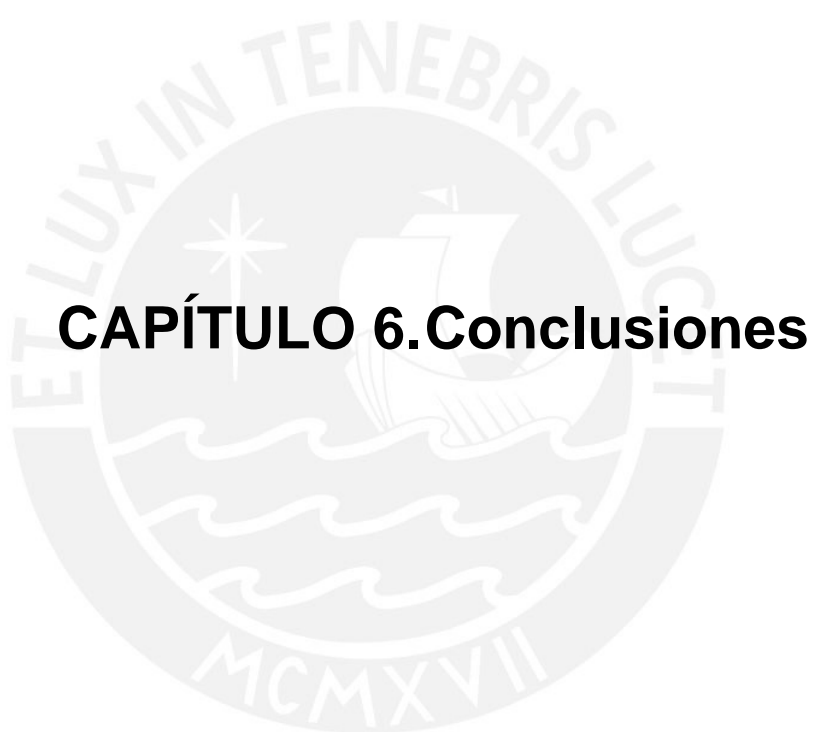
5.8 Conclusiones

En este capítulo se ha presentado la aplicación de ensayos experimentales de identificación modal para el estudio del hotel “El Comercio”. El procesamiento de los datos adquiridos en la campaña experimental se realizó utilizando métodos en el dominio de la frecuencia (Welch, FDD, EFDD) y en el dominio del tiempo (SSI). Los resultados experimentales mostraron la complejidad de obtención de las propiedades dinámicas de estructuras altamente no lineales y con extenso daño, como es el caso de estudio. A pesar de esto, con el uso del método SSI se obtuvieron nueve modos de vibración. Los resultados muestran que el comportamiento de la fachada es diferente al del resto del edificio lo cual evidencia daño en esta parte del edificio.

Para el análisis numérico del hotel fue necesario determinar el módulo de elasticidad de la quincha para lo cual se modelaron con elementos sólidos paneles típicos de este sistema para el segundo y tercer nivel. A partir de estos modelos, y las ecuaciones de rigidez de vigas en volado, se determinó el modulo de elasticidad equivalente para los elementos tipo lamina que fueron los que se usaron para modelar toda la estructura del hotel. Los resultados analíticos evidencian imprecisión debido a que no se cuenta con planos con pormenores del estado real de la estructura, las propiedades de frontera son desconocidas (existen edificaciones vecinas en un parte del perímetro) y el extenso daño existente.

A continuación se desarrolló la calibración del modelo numérico el cual fue un proceso iterativo manual variando las condiciones de frontera. El proceso de calibración consistió en comparar el primer modo de vibración global experimental y analítico. Los resultados de este proceso muestran el aporte de rigidez transversal de las construcciones vecinas.





CAPÍTULO 6. Conclusiones

Las conclusiones del presente trabajo se muestran a continuación:

- Ensayos experimentales de identificación modal, sistemas de medición y métodos de procesamiento de señales

El análisis de estructuras mediante vibraciones se divide, de acuerdo a la fuente de excitación, en vibraciones forzadas y en vibraciones ambientales. Para la evaluación de estructuras de ingeniería civil, los ensayos con vibraciones forzadas requerirían de una gran cantidad de energía para estimular su respuesta dinámica, equipos pesados y personal capacitado. Por otro lado, los ensayos con vibraciones ambientales son más versátiles y pueden ser aplicados a todo tipo de estructura ya que se considera que el ruido existente es capaz de excitar la estructura en todas sus frecuencias de interés.

La selección de los transductores apropiados (desplazamiento, velocidad o aceleración), el sistema de adquisición de datos y el de almacenamiento de datos, son un aspecto importante para la medición de señales ambientales. Para este tipo de ensayos, los transductores de medida deben tener una alta sensibilidad y los equipos de adquisición alta resolución. La ubicación de los transductores de medida también es importante ya que éstos se deben ubicar en puntos con desplazamiento significativo en todos los modos de vibración. La ubicación de los sensores de medida se debe realizar con ayuda de resultados de un análisis modal con modelos numéricos preliminares.

Los métodos de procesamiento de señales para el análisis operacional modal se dividen según el dominio de análisis en frecuencia o tiempo. Para la evaluación estructural, los métodos más empleados en el dominio de la frecuencia son el método de selección de picos (PP), descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) y descomposición en el dominio de la frecuencia mejorado (EFDD). Uno de los métodos más utilizados en el dominio del tiempo es la identificación de subespacios estocásticos (SSI). Los métodos en el dominio del tiempo no dependen de la respuesta en frecuencia y en algunos casos brindan mejores resultados que los métodos en el dominio de la frecuencia. En general, no existe un método que pueda ser aplicado en todos los casos.

- Construcción virreinal de la costa Peruana

Los materiales más usados en la costa del Perú en la época del virreinato fueron principalmente la tierra, madera y caña. La abundancia y accesibilidad de estos materiales, así como la falta de mano de obra capacitada, fueron factores que favorecieron su uso en la construcción virreinal. Los sistemas estructurales característicos de esta época fueron los de adobe y quincha. El primero de ellos es un sistema pesado con falla frágil lo que ocasiona daños severos cuando ocurren movimientos sísmicos. La quincha es un sistema más flexible que se usó en los pisos superiores de los edificios por su buen comportamiento en sismos.

- Ensayos experimentales y modelo numérico del hotel “El Comercio”

La identificación experimental de las propiedades dinámicas del hotel presentó dificultad debido a la complejidad de su estructura y al severo daño que presenta. Se logró identificar nueve modos de vibración a partir de los cuales se evidenció que el comportamiento de la fachada que colinda con el Jr. Ancash es diferente al comportamiento del resto de la estructura. Este comportamiento inusual es un indicador de daño que se presenta en esa zona.

Los resultados analíticos no presentan el mismo comportamiento que los resultados experimentales debido a que no se cuenta con planos detallados de la estructura del hotel, y a la incertidumbre en el material, condiciones de frontera y estado de daño. A partir del modelo numérico se observan que el primer modo presenta un movimiento traslacional en la dirección X-X mientras que del segundo al cuarto en la dirección Y-Y. Asimismo, se encontraron modos locales desde el quinto modo de vibración.

El proceso de calibración consistió en la comparación del primer modo de vibración analítico y experimental para lo cual se modificaron parámetros como las condiciones de frontera y la rigidez de la estructura que no fue modelada. Se evidenció que la construcción vecina aporta bastante rigidez debido a que tiene contacto con ésta en los dos primeros pisos. Se llegó a un valor de semejanza modal de 0.773, el cual se considera como un valor aceptable.

- Trabajo futuro

Se requiere realizar una campaña extensa considerando un mayor número de puntos de medición para obtener resultados experimentales que caractericen mejor el comportamiento estructural del edificio.

Para el modelo numérico se requiere levantar planos detallados de su estado actual y detalles de la estructura. Asimismo, es necesaria la identificación de las condiciones de frontera. Finalmente, es necesario caracterizar apropiadamente las propiedades mecánicas de los materiales que componen la estructura. En lo que refiere al proceso de calibración, se debe implementar rutinas automáticas teniendo en cuenta los conceptos de optimización.



Referencias

- Adorni, E., E. Coisson y D. Ferretti (2013). In situ characterization of archaeological adobe bricks. *Construction and Building Materials* 40: 1-9.
- Aguilar, A., R. Boroscsek y L. Massone (2012a). Modal Parameter Variation of an Earthquake Damaged Building. SEM IMAC XXX Conference. Jacksonville, Florida, Estados Unidos.
- Aguilar, R. (2010). Dynamic Structural Identification using Wireless Sensor Networks. Tesis de Doctorado, University of Minho, Portugal.
- Aguilar, R., L. Ramos, D. Torrealva y C. Chácara (2013a). Experimental Modal Identification of an Existing Earthen Residential Building. 5th International Operational Modal Analysis Conference, Guimarães, Portugal.
- Aguilar, R., D. Torrealva, L. F. Ramos y P. B. Lourenço (2012b). Operational Modal Analysis Test on Peruvian Historical Buildings: The Case Study of the 19th Century Hotel Comercio. 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE). Lisboa, Portugal.
- Alaboz, M. (2009). Dynamic Identification and Modal Updating of S. Torcato Church. Tesis de Maestría, University of Minho, Portugal.
- Allemang, R. (2003). The Modal Assurance Criterion – Twenty Years of Use and Abuse. *Sound and Vibration*: 14-20.
- Argentini, T., M. Belloli, L. Rosa, E. Sabbioni y M. Villani (2012). Modal identification of a cable-stayed bridge by means of truck induced vibrations. SEM IMAC XXX Conference. Jacksonville, Florida, Estados Unidos.
- Asmussen, I., W. Menzel y H. Mumm (2001). *Ship Vibration*, Editorial Germanischer Lloyd.
- Asmussen, J. C. (1997). Modal Analysis Based on the Random Decrement Technique - Application to Civil Engineering Structures. Tesis de Doctorado, University of Aalborg, Dinamarca.
- Blondet, M., G. VillaGarcía y S. Brzev (2003). Construcciones de Adobe Resistentes a los Terremotos: Tutor. *Enciclopedia Mundial de Vivienda del EERI/IAEE*.
- Blondet, M., L. Zegarra y M. Perla (1986). Comportamiento sísmico de las estructuras de quincha. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

- Braun, S., D. J. Ewins y S. S. Rao (2002). Encyclopedia of Vibration. Elsevier. Cornwall, Inglaterra.
- Brincker, R. y P. Anderson (2006). Understanding Stochastic Subspace Identification. 24th International Modal Analysis Conference. St. Louis, Missouri, Estados Unidos, Society for Experimental Mechanics.
- Brincker, R., C. Ventura y P. Andersen (2001). Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition. 19th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, Estados Unidos.
- Brincker, R., L. Zhang y P. Andersen (2000). Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. 18th International Modal Analysis Conference, San Antonio, Texas.
- Busca, G., A. Cappellini, A. Cigada y M. Vanali (2011). Operational modal Analysis of the “Guglia Maggiore” of the “Duomo” in Milano. 4th International Operational Modal Analysis. Estambul, Turquía.
- Caetano, E. (2000). Dynamic of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction. Tesis de Doctorado, University of Porto, Portugal.
- Cancino, C. y S. Lardinois (2011). Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings - Research Report Draft. T. G. C. Institute. Los Angeles, USA, The Getti Conservation Institute.
- Carazas, W. y A. Rivero (2002). Bahareque. Guía de construcción parasísmica. Ediciones CRATerre.
- Cardenas, L. (2008). Análisis de vulnerabilidad estructural del hotel Comercio, Universidad Ricardo Palma,
- Casarin, F., F. Lorenzoni, K. Islami y C. Modena (2011). Dynamic identification and monitoring of the churches of St. Biagio and St. Giuseppe in L’Aquila. EVACES 2011 – Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Varenna, Italia.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures Theory and Application of Earthquake Engineering. New Jersey.
- Cóias, V. (2002). Using advanced composites to retrofit Lisbon’s old ‘seismic resistant’ timber framed buildings. European Timber Buildings as an Expression of Technological and Technical Cultures, Editions Scientifiques et Médicales, Elsevier SAS(2002): 109-124.
- Córdova, N. (2012). 1746 El terremoto que destruyó Lima y Callao. Revista Institucional de la Municipalidad de Santiago de Surco. Lima. 2012.

CSI. (2012). "Computer and Structures Inc. , SAP2000." from <http://www.csiberkeley.com/>.

Cunha, A. y E. Caetano (2006a). Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures. Sound and Vibration JUNE 2006: 12-20.

Cunha, A., E. Caetano, F. Magalhães y C. Mouinho (2006b). From Input-Output to Output-Only Modal Identification of Civil Engineering Structures. Final Report 2006. S. A. M. a. C. SAMCO.

Cunha, A., E. Caetano, F. Magalhães y C. Moutinho (2006b). From Input-Output to Output-Only Modal Identification of Civil Engineering Structures. Final Report 2006. S. A. M. a. C. SAMCO.

CYTED, P. I. d. C. y. T. p. e. D. (2002). Técnicas Mixtas de Construcción con Tierra. Salvador, Editor Coordinación del Proyecto XIV.6 PROTERRA.

Devin, A. y P. J. Fanning (2012). Impact of Nonstructural Components on Modal Response & Structural Damping. SEM IMAC XXX Conference. Jacksonville, Florida, Estados Unidos.

Dutu, A., J. Gomes, L. Guerreiro, F. Branco y A. M. Gonçalves (2011). Timbered masonry for earthquake resistance in Europe. Materiales de Construcción ISSN 0465-2746 62(308).

Felber, A. (1993). Development of a Hybrid Bridge Evaluation System. Tesis de Doctorado, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Fernstrom, E. V., T. R. Wank y K. A. Grimmelman (2012). Dynamic Testing of a Truss Bridge using a Vibroseis Truck. SEM IMAC XXX Conference, Jacksonville, Florida, Estados Unidos.

Fonseca, C. y D. D'Ayala (2012). Seismic Assessment and Retrofitting of Peruvian Earthen Churches by Means of Numerical Modelling. 15th World Conference of Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.

Fotsch, D. y D. J. Ewins (2000). Application of MAC in the Frequency Domain, Dynamics Section, Mechanical Engineering Department; Imperial College of Science, Technology and Medicine Londres, Reino Unido.

Friswell, M. I., J. E. Mottershead y H. Ahmadian (2009). Finite element model updating using experimental test data: parametrization and regulation. Experimental Modal Analysis 359(1778): 169-186.

García-Bryce, J. (1980). La Arquitectura en el Virreinato la República. Lima, Tomo IX.

González, E. y R. Aroca (2003). Wooden framed structures in Madrid domestic architecture of 17th to 19th centuries. Proceedings of the 1st International Congress on Construction History, Madrid, España.

Guillaume, P., R. Pintelon y J. Schoukens (1998). A weighted total least squares estimator for multivariable systems with nearly maximum likelihood properties. IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement 47(4): 818-822.

Gülkan, P. y R. Langerbach (2004). The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada.

Gutierrez, L. y M. Manco (2006). Características sísmicas de las construcciones de tierra en el Perú. Contribución a la enciclopedia mundial de vivienda. Tesis de Licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.

He, J. y Z. Fu (2001). Modal Analysis, Butterworth Heinemann, 1^{era} Edición.

Hunneberg, A. (2007). Invariants and variants of bahareque in the Zulia state. Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Universidad del Zulia. 30: 284-294.

Langenbach, R. (1992). Of Taq and Dhajji Dwari: The earthquake resistant mud and brick architecture of Kashmir. International Conference on Earthen Architecture, Las Cruces, New Mexico.

Lopes, M. (2010). Construção Pombalina: Património histórico e estrutura sismo-resistente. SÍSMICA 2010 – 8º CONGRESSO DE SISMOLOGIA E ENGENHARIA SÍSMICA.

Mahinzaeim, M., B. Johanning y R. Schmidt (2006). Aktive Schwingungstilgung einer Cabriolet-Karosserie. Laborbereich Fahrzeugtechnik, Fakultät Ingenieurwissenschaften und Informatik, Fachhochschule Osnabrück, Osnabrück, Germany. Technical Report (AGIP).

Matos, G., D. Quiun y A. S. Bartolomé (1997). Ensayo de Simulación en un Módulo de Adobe Confinado por Elementos de Concreto Armado. XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Trujillo, Perú.

Ministerio de Vivienda, C. y. S. (2006a). Norma Técnica de Edificación de Diseño Sismorresistente E.030. Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, C. y. S. (2006b). Norma Técnica de Edificación de Adobe E.080. Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, C. y. S. (2006c). Norma Técnica de Madera E.010. Lima, Perú.

Minke, G. (2005). Manual de Construcción en Tierra, Editorial Fin de Siglo, 2^{da} Edición.

Mottershead, J. E. y M. I. Friswell (1993). Modal Updating in Structural Dynamics: A Survey. *Journal of Sound and Vibration* 167(2): 347-375.

Mrad, R. B. (1988). Modal Analysis Via Recursive Identification Techniques. Tesis de Maestría, University of Michigan, Estados Unidos.

Overschee, P. V. y B. D. Moor (1991). Subspace Algorithms for the Stochastic Identification Problem. 30th Conference on Decision and Control, Brighton, Inglaterra.

Peeters, B. y F. Vanhallebeke (2005). Operational PolyMax for Estimating the Dynamic Properties of a Stadium Structure during a Football Game. 23th International Modal Analysis Conference, Orlando, Estados Unidos.

Pelayo, F., M. López-Aenlle, A. Fernández-Canteli y R. Cantieni (2011). Operational modal analysis of two wind turbines with foundation problems. 4th International Operational Modal Analysis Conference. Estambul, Turquía.

Piattoni, Q., E. Quagliarini y S. Lenci (2011). Experimental analysis and modelling of the mechanical behaviour of earthen bricks. *Construction and Building Materials - ELSEVIER* 25(2011): 2067-2075.

Pomachagua, O. (2000). Características Generales de la tectónica y sismicidad de Perú. *Revista de Trabajos de Investigación*. Lima, Instituto Geofísico del Perú: 93-104.

Quagliarini, E., S. Lenci y M. Iorio (2009). Mechanical properties of adobe walls in a Roman Republican domus at Suasa. *Journal of Cultural Heritage* 11(2010): 130–137.

Rainieri, C. y G. Fabbrocino (2011). Output-only modal identification for prediction of the elastic period of masonry towers. 4th International Operational Modal Analysis. Estambul, Turquía.

Ramos, L. (2007). Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures. Tesis de Doctorado, Universidade do Minho, Portugal.

Ramos, L., R. Aguilar, P. Lourenço y S. Moreira (2012). Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church. *Mechanical Systems and Signal Processing*.

Ramos, L., F. Casarin, C. Algeri, P. Lourenço y C. Modena (2006). Investigation Techniques Carried out on the Qutb Minar, New Delhi, India. *Structural Analysis of Historical Constructions New Delhi 2006*: 633-640.

Ramos, L., L. Marques y P. Lourenço (2010). Monitoring of Historical Masonry Structures with Operational Modal Analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing* 24(5): 1291-1305.

Ribeiro, A., V. H. Teixeira, S. Pereira y M. Silva (2005). AVALIAÇÃO DAS PROPIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO ADOBE (TIJOLO DE TERRA CRUA) Evaluation of physical and mechanical properties of adobe bricks.

Rocca, G., B. Peeters y R. Ota (2011). Experimental Ship Hull Dynamic Characterization using Operational Modal Analysis. 4th International Operational Modal Analysis Conference. Estambul, Turquía.

Rodrigues, J. (2004). Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil. Tesis de Doctorado, Engineering Faculty of University of Porto, Portugal.

Rodriguez-Tsouroukdissian, A., C. Carcangiu, I. Pineda, T. Fischer, B. Kuhnle, M. Scheu y M. Martin (2011). Wind Turbine Structural Damping Control for Tower Load Reduction. 29th International Modal Analysis Conference, Jacksonville, Florida, Estados Unidos.

Rodríguez, H. (2003). Quincha Architecture: The development of an antiseismic structural system in seventeenth century Lima. Proceedings of the 1st International Congress on Construction History, Madrid, España.

Rossetti, M. (2010). Validation of Wind Turbine Dynamics. 28th International Modal Analysis Conference, Jacksonville, Florida, Estados Unidos.

Satake, N., K. Suda, T. Arakawa, A. Sasaki y Y. Tamura (2003). Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan. *Journal of Structural Engineering* 129(4, April 2003): 470-477.

Schilder, C. (2000). La herencia española: las bóvedas y cúpulas de quincha en el Perú. Actas del Tercer Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Sevilla 26-28 octubre 2000: 1019-1026.

Schmidt, R. y M. Mahinzaeim (2011). A method for simplifying complicated multibody models for use in experimental control. 4th International Operational Modal Analysis Conference. Estambul, Turquía.

Shannon, C. R. (1949). Communication in the Presence of Noise. Proceedings of the IRE 37(1): 10-21.

Silva, C. W. D. (2007). Vibration Monitoring, Testing and Instrumentation. University of British Columbia, Vancouver, Canada.

- Silva, K. B. d. (2009). Estructuras de Madera: El estilo Fachwerk en la inmigración alemana en sur de Brasil. Tesis de Maestría, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Silveira, D., H. Varum, A. Costa, T. Martins, H. Pereira y J. Almeida (2012). Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions. *Construction and Building Materials* 28(1): 36-44.
- Strasbourg, S. é. d. m. d. l. V. d. (2004). Living in an Alsatian house, Alsatian Museum, Strasbourg.
- SVS (2013). ARTEMIS Extractor Pro User Manual, Release 4.5. Aalborg, Denmark, Structural Vibration Solutions.
- Taylor, B., S. Vardy y C. MacDougall (2005). Compressive Strength Testing of Earthen Plasters for Straw Bale Wall Application. *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction Solid Mechanics and Its Applications Volume 140(2006)*: 175-183.
- Tcherniak, D., J. Basurko, O. Salgado, I. Urresti, S. Chauhan, C. Carcangiu y M. Rossetti (2011). Application of OMA to operational wind turbines. 4th International Operational Modal Analysis Conference. Estambul, Turquía.
- Tobriner, S. (1997). La casa baraccata: un sistema antisismico nella Calabria del XVIII secolo. *Costruire in Laterizio* 56(97): 110-115.
- Torrevalva, D. y E. Vicente (2012). Proyecto de Reforzamiento Sísmico: Evaluación experimental del comportamiento sísmico de muros de quincha del centro histórico de Lima-Perú.
- Türker, T. y A. Bayraktar (2011). Full-scale Ambient Vibration Test of Hagia Sophia Bell-tower After Restoration. 4th International Operational Modal Analysis Conference. Estambul, Turquía.
- Varum, H., A. Figueiredo, D. Silveira, T. Martins y A. Costa (2011). Investigaciones realizadas en la Universidad de Aveiro sobre caracterización mecánica de las construcciones existentes en adobe en Portugal y propuestas de rehabilitación y refuerzo. *Resultados alcanzados. Informes de la Construcción* 63(523): 127-142.
- Vásquez, I. (2008). INVESTIGACIÓN FÍSICA – MECÁNICA Y DE CARACTERIZACIÓN EN LOS SECTORES DE PLATAFORMA III, PLAZA 2 A, PLAZA 1 Y SALAS HIPOSTILAS. PROYECTO ARQUEOLÓGICO HUACA DE LA LUNA - INFORME TÉCNICO 2008. Trujillo.
- Vásquez, I. (2010). MONITOREO DE LA RESISTENCIA MECÁNICA Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS EN ADOBES ARQUEOLÓGICOS CARACTERÍSTICOS

DE DISTINTO TIPO DE SUELO. PROYECTO ARQUEOLÓGICO HUACA DE LA LUNA
- INFORME TÉCNICO 2010. Trujillo.

Velarde, H. (1978). *Arquitectura Peruana*. Lima, Editorial Studium, 3^{ra} Edición.

Velosa, A., H. Varum y M. Sáez (2010). Characterization of Adobe Blocks from Burgos. 9^o SIACOT, Seminário Ibero-Americano de Construção e Arquitectura com Terra 6^o ATP, Seminário de Arquitectura de Terra em Portugal.

Welch, P. D. (1967). The Use of the Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Tie Averaging over Short Modified Periodograms. *IEEE TRANSACTIONS ON AUDIO ELECTROACOUSTICS* 2(AU-15): 70-73.

Weng, J., C. Loh, J. Lynch, K. Lu, P. Lin y Y. Wang (2008). Output-Only Modal Identification of a Cable-Stayed Bridge using Wireless Monitoring Systems. *Engineering Structures* 30(2008): 1820–1830.

