

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL
CUSCO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL UTILIZANDO
ANALISIS MODAL OPERACIONAL EN EDIFICACIONES
HISTORICAS; CASO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE
ASIS DE MARCAPATA PROVINCIA DE
QUISPICANCHIS-CUSCO**

PRESENTADO POR LOS BACHILLERES:

- SUSAN CHOQUEMAQUI MOZO
- MATT AIRTON VALER MEDINA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

JURADOS:

- M.Sc. Ing. Carlos Fernández Baca Vidal (PRESIDENTE)
- M.Sc. Ing. Juan Carlos Malpartida Linares (INTEGRANTE)
- Mgt. Ing. Mijail Montesinos Escobar. (INTEGRANTE)

Cusco – Perú.

2023

INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, miembro de la comisión dictaminadora del trabajo de investigación/tesis titulado: "DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL UTILIZANDO ANALISIS MODAL OPERACIONAL EN EDIFICACIONES HISTORICAS; CASO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASIS DE MARCAPATA PROVINCIA DE QUISPICANCHIS – CUSCO" presentado por: Susan Choquemaqui Mozo con Nro. de DNI: 71792811 y Matt Airton Valer Medina con Nro. de DNI: 73544352, para optar el título profesional/grado académico de INGENIERO CIVIL.

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 2 veces, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 6 %.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	x
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de miembro de la comisión dictaminadora, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto** la primera hoja del reporte del Sistema Antiplagio.

Cusco, 07 de noviembre de 2022


.....
Firma

Post firma.....

Nro. de DNI.....

ORCID del Dictaminante.....

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio:
<https://unsaac.turnitin.com/viewer/submissions/oid:27259:177428411?locale=es>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
VICE RECTORADO DE INVESTIGACIÓN



Identificación de reporte de similitud: oid:27259:177428411

NOMBRE DEL TRABAJO

**BORRADOR DE TESIS CH.M SUSAN & V.
M. MATT-OCTUBRE 27.pdf**

RECuento DE PALABRAS

19732 Words

RECuento DE CARACTERES

112029 Characters

RECuento DE PÁGINAS

110 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

6.1MB

FECHA DE ENTREGA

Nov 3, 2022 7:23 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Nov 3, 2022 7:24 AM GMT-5

● **6% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base c

- 5% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 3% Base de datos de trabajos entregados
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossr

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Fuentes excluidas manualmente
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 20 palabras)

DEDICATORIA

A mis padres, Manuel Esteban Valer Garrafa y Evangelina Medina Huallpa, quienes formaron parte de todo el proceso y estuvieron acompañándome en cada logro.

A mis hermanos, Pavel Lech Valer Medina y José Carlos Valer Medina, mis hermanos mayores, quienes me dieron lecciones de vida importantes y me aconsejaron a lo largo de mi vida. Isaly Nataly Valer Medina, mi hermana menor, de quien auguro un futuro increíble.

Matt Airton Valer Medina

A mis padres German Choquemaqui Saire y Cristina Mozo Alvarez quienes me apoyaron y contuvieron en todo momento. Gracias por ser mi soporte y enseñarme a afrontar las dificultades con valor y principio, brindándome su amor de la manera más transparente y desinteresada.

A mi hermana Katy Choquemaqui Mozo por ser mi compañía en todo este recorrido y siempre estar presente dándome su apoyo.

A mis amigas Zoraida, Edith y Evelin que festejaron cada pequeño paso que daba.

Susan Choquemaqui Mozo

AGRADECIMIENTOS.

A la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, por habernos brindado todas las capacidades necesarias para poder realizar esta investigación.

A la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, a todos y cada uno de los docentes que a lo largo de la carrera me han brindado sus conocimientos y experiencias.

A nuestros Asesores, Ing. Julio Rojas bravo y Mgt. Ing. Mijail Montesinos Escobar, quienes con su paciencia, constancia y enseñanza nos guiaron en el desarrollo de esta investigación.

A nuestros jurados, M.Sc. Ing. Carlos Fernández Baca Vidal, M.Sc. Ing. Juan Carlos Malpartida Linares y Mgt. Ing. Mijail Montesinos Escobar, quienes con sus comentarios y sugerencias nos ayudaron a mejorar esta tesis.

Al Ing. Ignacio Fructuoso Solís Quispe Q.E.P.D, quien, con su entusiasmo y gran pasión por la investigación, nos brindó su apoyo en el desarrollo de los ensayos de laboratorio de manera desinteresada y en favor del conocimiento.

Al Dr. Cesar Javier Chácara Espinoza e Ing. Rony Reategui Arrue, quienes con su conocimiento y experiencia en la aplicación de OMA, resolvieron nuestras dudas para desarrollar con éxito esta investigación.

RESUMEN

El Análisis Modal Operacional (OMA) es una herramienta utilizada para la identificación de características dinámicas de distintos tipos de estructuras. Este método consiste en la determinación de parámetros modales (frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y formas modales) mediante ensayos no destructivos, donde se toman mediciones de las vibraciones de la estructura cuya fuente de excitación es de origen ambiental.

El caso de estudio en esta investigación es el Templo de San Francisco de Asís de Marcapata, donde se realizaron ensayos experimentales de identificación modal en el atrio lateral, los cuales fueron procesados en el programa ARTEMIS Modal Pro. Además, se realizó un modelo numérico del templo en el programa SAP2000, considerando los muros de mampostería de piedra y estructuras de madera. A partir del modelo numérico y los resultados de los ensayos experimentales, se calcula el coeficiente de semejanza modal MAC (Modal Assurance Criterium), para realizar el proceso de calibración del modelo numérico.

Los ensayos experimentales permitieron determinar parámetros modales de la estructura, principalmente en el primer y tercer modo de vibración, con frecuencias de 3.2 y 6.15 Hz respectivamente. Estos parámetros modales determinan la función objetivo del proceso de calibración, en el cual se obtuvieron coeficientes de semejanza modal MAC de 0.95 para el primer modo de vibración y 0.85 para el tercer modo de vibración.

Palabras clave: Análisis Modal Operacional OMA, parámetros modales, vibración ambiental, semejanza modal MAC, calibración, SAP2000, ARTEMIS Modal Pro.

ABSTRACT

Operational Modal Analysis (OMA) is a tool for the identification of dynamic characteristics of different types of structures. This method consists of the determination of modal parameters (natural frequencies, damping coefficients and modal shapes) through non-destructive tests, where the vibrations of the structure whose excitation source is of environmental origin are detected.

The case study in this research is the Temple of San Francisco de Asís de Marcapata, where experimental tests of modal identification were carried out in the lateral atrium, which were processed in the ARTeMIS Modal Pro program. In addition, a model was made numerical structure of the temple in the SAP2000 program, considering the stone masonry walls and wooden structures. From the numerical model and the experimental results, the MAC (Modal Assurance Criterium) modal semirange coefficient is calculated, to carry out the calibration process of the numerical model.

The experimental tests allowed determining modal parameters of the structure, mainly in the first and third vibration modes, with frequencies of 3.2 and 6.15 Hz, respectively. These modal parameters determine the objective function of the calibration process, in which MAC modal semirange coefficients of 0.95 for the first vibration mode and 0.85 for the third vibration mode are obtained.

Keywords: OMA Operational Modal Analysis, modal parameters, environmental vibration, MAC modal similarity, calibration, SAP2000, ARTeMIS Modal Pro.

PRESENTACIÓN

La presente investigación aborda la aplicación del Análisis Modal Operacional (OMA) para la evaluación de edificaciones patrimoniales, en este caso el Templo de San Francisco de Asís de Marcapata, el contenido de la tesis es desarrollado de la siguiente manera:

El primer capítulo brinda una introducción a la problemática y caso de estudio, juntamente con la justificación, alcances y objetivos de la investigación.

El segundo capítulo consiste en la presentación del marco teórico, donde se abarcan los conceptos básicos para un mejor entendimiento del desarrollo de la presente investigación.

El tercer capítulo contempla la metodología empleada para determinar el peso unitario de los materiales, el levantamiento geométrico del templo y el cálculo de las propiedades de deformabilidad de la mampostería de piedra.

El cuarto capítulo presenta la aplicación del Análisis Modal Operacional en el templo de San Francisco de Asís, desde la recolección de datos, procesamiento de señales y validación de los resultados experimentales.

El quinto capítulo presenta el modelamiento matemático en elementos finitos de la estructura, modelado en el programa SAP2000, el cual brinda los parámetros modales iniciales.

El sexto capítulo consiste en la validación de los resultados mediante la calibración del modelo matemático, teniendo como función objetivo los resultados experimentales. Se presentan los valores óptimos del coeficiente de semejanza modal (MAC).

El séptimo capítulo muestra los resultados de la presente investigación, así como también la discusión de los mismos.

Finalmente, en el octavo capítulo se exponen las conclusiones y recomendaciones producto de la investigación realizada.

CONTENIDO

RESUMEN	4
ABSTRACT.....	5
PRESENTACIÓN.....	6
CONTENIDO	8
ÍNDICE DE FIGURAS.....	12
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Justificación de la Investigación	18
1.2. Alcances.....	18
1.3. Objetivos de la Investigación.....	18
1.3.1. Objetivo General.....	18
1.3.2. Objetivos Específicos.....	18
1.4. Variables	19
1.4.1. Identificación de las variables.....	19
1.4.2. Operacionalización de variables	19
1.4.3. Indicadores.....	19
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL	20
2.1. Introducción	20
2.2. Análisis Dinámico con Métodos Analíticos	20
2.2.1. Sistemas con un solo grado de libertad.....	20
2.2.1.1. Método Clásico	22
2.2.1.2. Método de Fourier.....	25
2.2.2. Sistemas de Múltiples Grados de Libertad	27
2.3. Análisis Dinámico con Métodos Experimentales	29
2.3.1. Análisis de Vibraciones mediante Excitaciones Forzadas.....	30

2.3.2. Análisis de Vibraciones mediante Excitaciones Ambientales	31
2.3.2.1. Equipo de medida	32
2.3.2.2. Transductor de respuesta.....	32
2.3.2.3. Sistema de adquisición de datos	33
2.3.2.4. Métodos de identificación Modal	34
2.4. Calibración de modelos numéricos	35
2.4.1. Proceso de Optimización	35
2.4.2. Proceso de cálculo para optimización de parámetros modales	36
2.5. Introducción al Método de Elementos Finitos	36
2.5.1. Aplicación práctica del MEF	38
2.6. Antecedentes de la Investigación.....	38
CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO, GEOMETRÍA, PESO UNITARIO Y PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD	44
3.1. Antecedentes	44
3.2. Arquitectura	44
3.2.1. Descripción	45
3.3. Levantamiento Geométrico del Templo	46
3.3.1. Metodología	46
3.3.2. Análisis de Datos	47
3.3.3. Determinación de la Geometría	47
3.4. Peso Unitario y Propiedades de Deformabilidad	51
3.4.1. Materiales.....	52
3.4.2. Determinación del peso unitario	58
3.4.3. Ensayo de Compresión en Unidades de Mampostería.....	59
3.4.3.1. Resistencia a la compresión y Módulo de elasticidad	62
3.5. Techo del Templo de San Francisco de Asís	64
3.5.1. Componentes de la Estructura del Techo.....	64

3.5.2. Cobertura del Techo – Paja o Ichhu.....	67
CAPÍTULO 4. ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN MODAL APLICANDO OMA.....	69
4.1. Campaña Experimental en el Templo de San Francisco de Asís.....	69
4.2. Ensayos Experimentales en el Templo	72
4.3. Recolección de datos.....	73
4.4. Análisis de datos registrados.....	74
4.5. Procesamiento de datos.....	75
4.6. Procedimiento de Identificación Modal:.....	76
4.7 Validación de los resultados experimentales	81
CAPÍTULO 5. MODELAMIENTO MATEMÁTICO	82
5.1. Análisis y Modelamiento de la Estructura del Techo	82
5.2. Modelo Numérico de la Estructura	84
5.2.1. Propiedades Mecánicas de los Materiales.....	84
5.2.2. Modelo de Elementos Finitos	84
CAPÍTULO 6. VALIDACIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE IDENTIFICACIÓN	
MODAL.....	92
6.1. Comparación del modelo no calibrado con los datos experimentales.	92
6.2. Calibración del Modelo Numérico.....	94
6.2.1. Primera iteración.....	95
6.2.2. Segunda iteración.....	95
6.2.3. Tercera iteración.	97
6.2.4. Cuarta iteración.....	98
6.2.5. Quinta iteración.....	99
6.2.6. Sexta iteración.....	100
6.2.7. Séptima iteración.	101
6.2.8. Octava iteración.	102

6.2.9. Novena iteración.	103
CAPÍTULO 7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	104
7.1. Resultados de la campaña experimental.	104
7.2. Resultados del modelamiento Numérico.	104
7.3. Resultados del Proceso de Calibración.	105
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	106
8.1. Conclusiones.	106
8.2. Recomendaciones	108
BIBLIOGRAFIA	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Sistema de un grado de libertad.....	21
Figura 2	Ecuación de Equilibrio	21
Figura 3	Respuesta de un sistema de 1gdl bajo vibración libre con amortiguamiento 25	25
Figura 4	Fuerza Arbitraria P(t).....	27
Figura 5	Esquema explicativo de la aplicación de OMA.....	32
Figura 6	SDOF Representación de un acelerómetro	33
Figura 7	Sistema de monitoreo dinámico de estructuras	34
Figura 8	Repaje tradicional del techo.....	45
Figura 9	Vista en Planta de la iglesia	45
Figura 10	Atrio Principal.	47
Figura 11	Fachada Posterior.....	48
Figura 12	Fachada Lateral Derecha (Evangelio)	48
Figura 13	Atrio Lateral Izquierdo (Presbiterio)	49
Figura 14	Vista en Planta	50
Figura 15	Extracción de materiales.....	52
Figura 16	Mezcla de mortero de barro y paja	53
Figura 17	Unidades de albañilería, piedras de la zona.....	53
Figura 18	Muro del templo San Francisco de Asís	54
Figura 19	Encofrado para asentado de muro de albañilería.....	54
Figura 20	Asentado de muro de albañilería de piedra y barro	55

Figura 21	Desencofrado de muro asentado	55
Figura 22	Colocación de Viga de Concreto.	56
Figura 23	Máquina compresora a presión hidráulica	57
Figura 24	Unidades de Mampostería.	57
Figura 25	Ensayo de compresión	59
Figura 26	Recreación de especímenes de mampostería	59
Figura 27	Configuración según BRITISH STANDARR.....	60
Figura 28	Esquema de ubicación de diales	61
Figura 29	Ubicación de diales en muros de mampostería.....	61
Figura 30	Vista Isométrica de la estructura del techo	65
Figura 31	Vista en planta de la estructura del techo	65
Figura 32	Colocación de enmallado del techo.	66
Figura 33	Colocación de Ichhu en el techo.	66
Figura 34	Pesado de los atados de paja.....	67
Figura 35	Vista del muro en estudio.	70
Figura 36	Puntos geométricos y de medición en el muro	71
Figura 37	Puntos de ubicación de sensores.....	72
Figura 38	Instalación de acelerómetros.....	73
Figura 39	Registro de aceleración vs tiempo	73
Figura 40	Configuración de Puntos de medida	75
Figura 41	Diagramas de Densidad Espectral	76

Figura 42	Función de Densidad Espectral de la Estructura	79
Figura 43	Formas modales correspondientes al primer modo 3.2 Hz (a) y 6.21 Hz	
(b)	80	
Figura 44	Resultados comparativos de los modos de vibración	81
Figura 45	Modelado y asignación de cargas para el techo.....	83
Figura 46	Reacciones obtenidas en el modelamiento	83
Figura 47	Detalle de Tensores de Madera.....	85
Figura 48	Modelo numérico del Templo - Modelo 1 y Modelo 2	86
Figura 49	Modelo numérico del Templo - Modelo 3.....	86
Figura 50	Modelo numérico del Templo – Zona Instrumentada	87
Figura 51	Forma Modal - Modo 1.....	89
Figura 52	Forma Modal - Modo 2.....	89
Figura 53	Forma Modal - Modo 3.....	90
Figura 54	Forma Modal – Modo 4	90
Figura 55	Forma Modal - Modo 5.....	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Ecuación de Movimiento – Vibración Libre	23
Tabla 2	Ecuación de Movimiento – Vibración Forzada.....	24
Tabla 3	Solución Analítica para sistemas de mgdl sin amortiguamiento.....	28
Tabla 4	Solución Analítica para Sistemas de mgdl con Amortiguamiento	29
Tabla 5	Datos Experimentales de Características Mecánicas.....	51
Tabla 6	Propiedades de mortero a y b	58
Tabla 7	Propiedades mecánicas de rocas como unidades de albañilería	58
Tabla 8	Valores de configuración en especímenes para ensayo de compresión	60
Tabla 9	Valores de configuración en especímenes para ensayo de compresión	63
Tabla 10	Componentes de la estructura del techo	64
Tabla 11	Pesado de paja	68
Tabla 12	Configuraciones para toma de datos	70
Tabla 13	Coordenadas de nodos geométricos y de medida.....	71
Tabla 14	Metrado de Cargas de Techo.....	82
Tabla 15	Módulo de Elasticidad de los materiales.....	84
Tabla 16	Análisis modal de la estructura – Modelo 1	87
Tabla 17	Análisis modal de la estructura – Modelo 2	88
Tabla 18	Análisis modal de la estructura – Modelo 3	88
Tabla 19	Comparación de resultados	92
Tabla 20	Comparación de resultados – Modelo 1	92

Tabla 21	Comparación de resultados – Modelo 2	93
Tabla 22	Comparación de resultados – Modelo 3	93
Tabla 23	MAC – Modelo 1	93
Tabla 24	MAC – Modelo 2	94
Tabla 25	MAC – Modelo 3	94
Tabla 26	Valores estimados para la calibración del Modo 1	95
Tabla 27	MAC – Primera iteración	95
Tabla 28	MAC – Segunda iteración	96
Tabla 29	MAC – Tercera iteración.....	97
Tabla 30	MAC – Cuarta iteración	98
Tabla 31	MAC – Quinta iteración.....	99
Tabla 32	MAC – Sexta iteración.....	100
Tabla 33	MAC – Séptima iteración.....	101
Tabla 34	MAC – Octava iteración	102
Tabla 35	MAC – Novena iteración	103

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

En el Perú existen gran cantidad de edificaciones patrimoniales, según el ministerio de cultura, Cusco cuenta con 218 monumentos históricos (Meneses 1999), siendo de gran importancia por su valor cultural; por lo tanto, la preservación de este tipo de edificaciones es un factor fundamental para la continuidad del legado histórico de la región.

Es por ello que se buscan alternativas ingenieriles para disminuir la vulnerabilidad de estas edificaciones ante sismos y otros fenómenos naturales, considerando que en la región se dieron numerosos terremotos, entre los de mayor magnitud sobresale el terremoto de 1943 afectando la población de Yanaoca y el terremoto de 1950 en la ciudad de Cusco, este último alcanzando 7 grados en escala de Richter (ML) generando pérdidas humanas y daños en numerosas edificaciones (Huamán, 1986).

El caso de estudio de esta investigación es El Templo de San Francisco de Asís del distrito de Marcapata, construcción con más de 400 años de antigüedad por lo que su estructura es significativamente vulnerable ante un eventual sismo, por el tipo de edificación no se pueden realizar estudios que impliquen métodos destructivos por lo tanto la aplicación de ensayos no destructivos son opciones viables para determinar el comportamiento estructural y sucesivamente obtener alternativas de preservación.

Se realizaron ensayos de identificación modal en el muro oeste de la Iglesia, para determinar el comportamiento dinámico utilizando análisis modal operacional donde se lograron identificar experimentalmente modos de vibración, formas modales y amortiguamiento, parámetros que serán comparados con los resultados de modelos matemáticos mediante elementos finitos, para calibrar un modelo numérico final que caracterice el comportamiento dinámico más cercano al real de la edificación.

1.1. Justificación de la Investigación

El Análisis estructural de esta edificación significa un gran aporte académico y científico para la preservación de la misma. El templo está conformado en su totalidad de mampostería de piedra y mortero de barro, siendo esta una característica particular entre otros templos de la región del Cusco, por lo tanto, no se tienen estudios del comportamiento estructural de Iglesias con similar conformación y morfología. La aplicación de la metodología OMA en edificaciones históricas desempeña un papel importante por la aplicación ensayos experimentales no destructivos en una estructura. Se han realizado estudios satisfactorios aplicando la técnica OMA en edificaciones históricas en el Perú.

1.2. Alcances

La investigación se realiza en el Templo de San Francisco de Asís del distrito de Marcapata de la provincia de Quispicanchis departamento del Cusco, se analiza un muro del Templo de San Francisco de Asís considerándose crítico por sus condiciones y dimensiones a nivel de observación. Para los ensayos de determinación de propiedades de deformabilidad se usan especímenes reconstruidos. Se analiza el comportamiento dinámico del muro en el rango elástico-lineal. caracterizándose el comportamiento dinámico mediante un modelo matemático.

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Analizar el comportamiento dinámico del muro del Templo de San Francisco de Asís utilizando análisis modal operacional.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Realizar el modelo matemático del muro.
- Determinar los parámetros modales del muro mediante OMA

- Calibración de parámetros modales en el modelo matemático

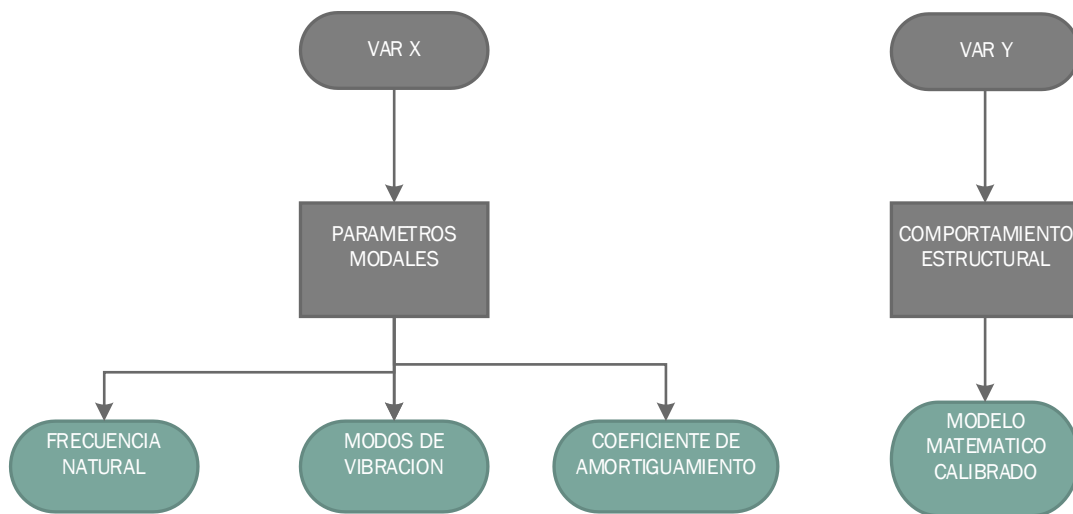
1.4. Variables

1.4.1. Identificación de las variables

Var x: parámetros modales obtenidos a partir del análisis modal operacional.

Var y: comportamiento dinámico del Templo de San Francisco de Asís de Marcapata.

1.4.2. Operacionalización de variables



1.4.3. Indicadores

- Frecuencia Natural
- Modos de Vibración
- Coeficiente de amortiguamiento
- Propiedades de deformabilidad
- Geometría del muro
- Rigidez del muro

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

2.1. Introducción

En el análisis estructural se diferencian distintos tipos de cargas actuantes; cargas invariables en el tiempo, como los esfuerzos originados por el peso propio de la estructura, donde realiza un análisis a nivel estático, y cargas actuantes que varían a través del tiempo, correspondiéndole un análisis dinámico donde las fuerzas de inercia serán incluidas en la estimación de la respuesta de la estructura.

Esta investigación abarcará hasta el análisis de comportamiento dinámico, para lo cual se recurrirán a métodos para la evaluación de la respuesta dinámica de una estructura. Existen dos, el primero es el método analítico que utiliza modelos matemáticos y numéricos, el segundo es el método experimental que consiste en la estimación de ciertos parámetros de la estructura física en base a sus vibraciones.

2.2. Análisis Dinámico con Métodos Analíticos

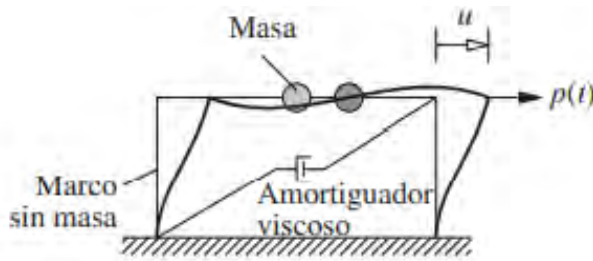
La siguiente información es recopilada de (Chopra, 2012).

2.2.1. *Sistemas con un solo grado de libertad*

Un sistema de un solo grado de libertad consta de una masa m , una rigidez k , y un amortiguamiento viscoso c , este último disipa la energía del sistema excitado. Estos factores, k , c y m están en relación a las magnitudes de desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente (Chopra, 2012).

La representación gráfica del comportamiento de estas fuerzas se puede dar mediante un marco con masa concentrada, con un sistema de rigideces representada por las columnas y un sistema de amortiguamiento. Este sistema es afectado por una fuerza externa $p(t)$.

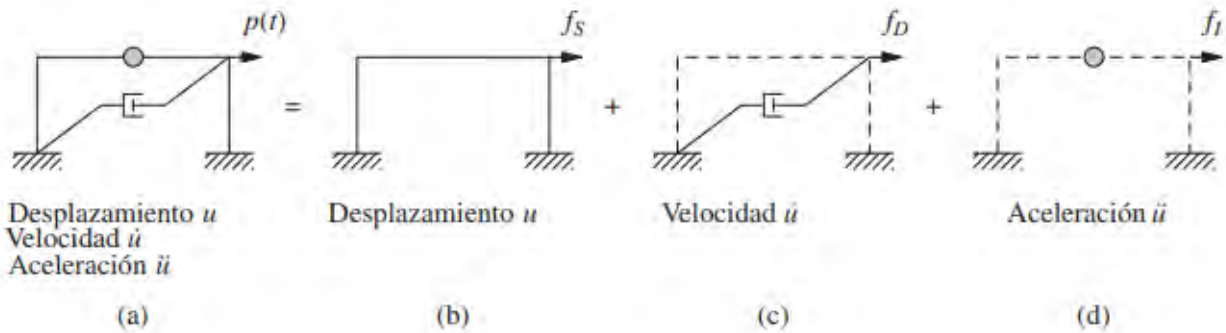
Figura 1 Sistema de un grado de libertad



Nota. Sistema de un grado de libertad con fuerza aplicada, (Chopra, 2012)

Bajo la acción de la fuerza externa $p(t)$, las condiciones del sistema se describen mediante el desplazamiento $u(t)$ con la componente de rigidez, la velocidad $\dot{u}(t)$ con la componente de amortiguamiento, y la aceleración $\ddot{u}(t)$ con la componente de masa.

Figura 2 Ecuación de Equilibrio



Nota. (a) Sistema; (b) componente de rigidez; (c) componente de amortiguamiento; (d) componente de masa. (Chopra, 2012)

En la figura 2 se muestra el sistema de 1gdl, en el cual se muestran las fuerzas actuantes en el sistema f_s , f_d y f_i , que corresponde a la fuerza elástica, fuerza de amortiguamiento y fuerza de inercia correspondientemente. Por el principio de equilibrio dinámico, se genera la ecuación fundamental del movimiento para sistemas de 1gdl.

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

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

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

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

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, ξ es el amortiguamiento del sistema y C_{cr} es el coeficiente de amortiguamiento crítico.

En (Chopra, 2012) se presentan formas para resolver la ecuación fundamental de movimiento para sistemas de 1 gdl, los cuales se presentan a continuación:

2.2.1.1. Método Clásico

La ecuación del movimiento se puede resolver mediante el método clásico dividiéndose en dos tipos, vibración libre (sin amortiguamiento, con amortiguamiento) la cual se presenta en la Tabla 1 y vibración forzada que se presenta en la Tabla 2 (Chopra, 2012).

Tabla 1 Ecuación de Movimiento – Vibración Libre

Tipo de Vibración		Desarrollo de la ecuación de movimiento	donde:
Vibración Libre	$\xi = 0$	$u(t) = \rho_o \cos(\omega t - \emptyset)$ <p>Ecuación 2-5</p>	$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ <p>Ecuación 2-6</p> $\rho_o = \left[u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega} \right)^2 \right]^{1/2}$ <p>Ecuación 2-7</p> $\emptyset = \arctan\left(\frac{u_0}{\omega u_n}\right)$ <p>Ecuación 2-8</p>
	$\xi \neq 0$	$u(t) = e^{-\xi\omega t} \rho \cos(\omega_D t - \emptyset)$ <p>Ecuación 2-9</p>	$\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$ <p>Ecuación 2-10</p> $\rho_o = \left[u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \right)^2 \right]^{1/2}$ <p>Ecuación 2-11</p> $\emptyset = \arctan\left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D u_0}\right)$ <p>Ecuación 2-12</p>

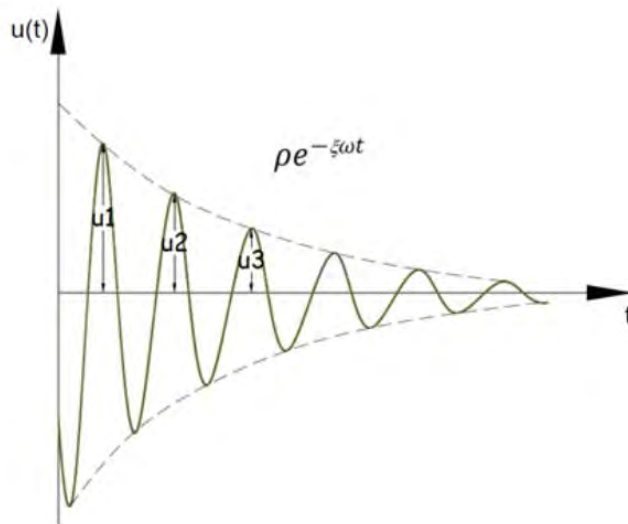
Nota. Fuente: (Chopra, 2012)

Tabla 2 Ecuación de Movimiento – Vibración Forzada

Tipo de Vibración		Desarrollo de la ecuación de movimiento	donde:
Vibración Forzada	$\xi \neq 0$	$u(t) = \frac{\rho_o}{k} \left(\frac{1}{1 - \beta^2} \right) (\sin(\bar{\omega}t) - \beta \sin(\omega t))$ <p style="text-align: center;">Ecuación 2-13</p>	$\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$ <p style="text-align: center;">Ecuación 2-14</p>
LEYENDA			
$\omega =$ Frecuencia angular		$k =$ Rigidez	
$u_0 =$ Desplazamiento inicial		$m =$ Masa	
$\rho_o =$ Amplitud de las oscilaciones		$\dot{u}_0 =$ Velocidad Inicial	
$\omega_D =$ Frecuencia angular amortiguada		$\emptyset =$ Angulo de fase	
$\beta =$ Relacion entre frecuencias angulares		$\xi =$ Amortiguamiento	

Nota. Fuente: (Chopra, 2012)

El método de decremento logarítmico se utiliza para deducir el amortiguamiento de una estructura, el cual se obtiene del logaritmo natural de la relación de amplitudes que hay entre dos picos, como se aprecia en la Figura 3. El decremento logarítmico se calcula mediante la Ecuación 2-15, y reemplazando el valor de TD en función de la frecuencia angular amortiguada se calcula mediante la Ecuación 2-16, donde esta frecuencia en relación con el amortiguamiento del sistema y la frecuencia angular natural.

Figura 3 Respuesta de un sistema de 1gdl bajo vibración libre con amortiguamiento

Nota. Fuente: (Chopra, 2012)

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

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

El valor de $\sqrt{1-\xi^2}$ se asume 1 debido a que en la mayoría de las estructuras en ingeniería civil el amortiguamiento es bajo. Tomando esta consideración, se obtiene la siguiente expresión de amortiguamiento.

$$\xi = \frac{\ln \frac{u_i}{u_{i+m}}}{2\pi m} \quad \text{Ecuación 2-17}$$

2.2.1.2. Método de Fourier

La transformada de Fourier es utilizada para resolver la ecuación de movimiento, a través de una ecuación diferencial lineal en el dominio de la frecuencia. La Ecuación 2-18 muestra la transformada de Fourier de una función $x(t)$.

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-j\omega t} dt \quad \text{Ecuación 2-18}$$

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

Aplicando la transformada de Fourier a los vectores $u(t)$ y $p(t)$ se obtienen los vectores representados por $Q(\omega)$ y $P(\omega)$ y se puede reformular la ecuación de movimiento de la siguiente manera.

$$-m\omega^2 Q(\omega) + cj\omega Q(\omega) + k_e Q(\omega) = P(\omega) \quad \text{Ecuación 2-19}$$

Donde despejando $Q(\omega)$ de la Ecuación 2-28, se puede decir que la transformada de Fourier de la excitación está en función de $P(\omega)$ y $H(\omega)$ como se muestra en la Ecuación 2-20.

$$Q(\omega) = \frac{P(\omega)}{-m\omega^2 + cj\omega + k_e} = H(\omega)P(\omega) \quad \text{Ecuación 2-20}$$

$H(\omega)$ es la función de respuesta en frecuencia, la cual relaciona las transformadas de Fourier de la respuesta $Q(\omega)$ y de la excitación $P(\omega)$, se muestra la Ecuación 2-21. Esta función compleja se soluciona aplicando la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados de las partes imaginarias, obteniendo la Ecuación 2-22.

$$H(\omega) = \frac{Q(\omega)}{P(\omega)} = \frac{1}{k_e} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)^2 + j \left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)\right]} \quad \text{Ecuación 2-21}$$

$$H(\omega) = \frac{1/k_e}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)\right]^2}} \quad \text{Ecuación 2-22}$$

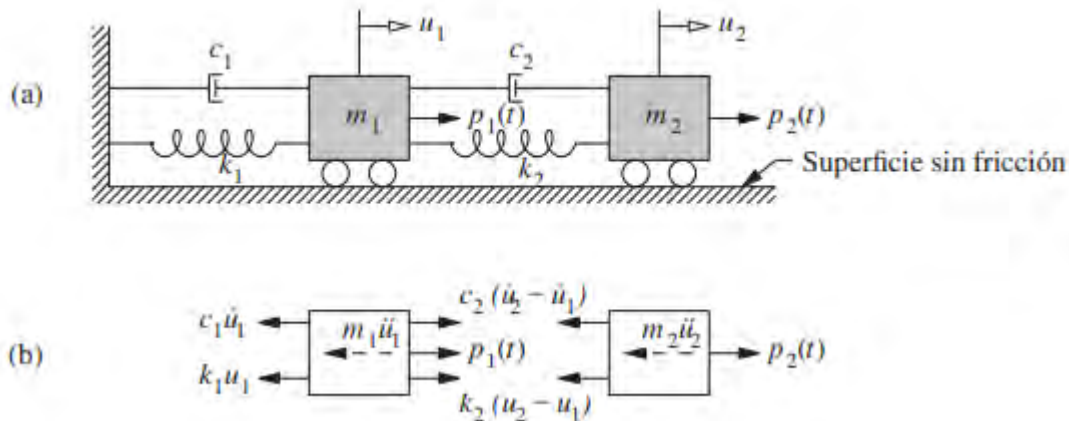
Finalmente, se obtiene la solución de la ecuación de movimiento $u(t)$, aplicando la transformada de Fourier inversa a la función $Q(\omega)$ y está dada por:

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega)P(\omega)e^{j\omega t} dt \quad \text{Ecuación 2-23}$$

2.2.2. Sistemas de Múltiples Grados de Libertad

Para representar un sistema de mgdl se utilizará un modelo de 2 gdl, siendo este el modelo más simple para poder explicar su comportamiento. Este sistema contiene masas, rigideces y amortiguamiento.

Figura 4 Sistema de Múltiples Grados de Libertad.



Nota. (a) Sistema de dos grados de libertad, (b) diagramas de cuerpo libre (Chopra, 2012)

El diagrama de cuerpo libre de la Figura 4b muestra las fuerzas actuantes en ambos sistemas, por lo que se aplica la ecuación de equilibrio para cada sistema.

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 + c_2(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_2(u_1 - u_2) = F_1 \quad \text{Ecuación 2-24}$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2(u_2 - u_1) = F_2 \quad \text{Ecuación 2-25}$$

Organizando los monomios de las ecuaciones, se obtiene:

$$\ddot{u}_1 m_1 + \dot{u}_1(c_1 - c_2) + \dot{u}_2(-c_2) + u_1(k_1 + k_2) + u_2(-k_2) = F_1 \quad \text{Ecuación 2-26}$$

$$\ddot{u}_2 m_2 + \dot{u}_1(-c_2) + \dot{u}_2(c_2) + u_1(-k_2) + u_2(k_2) = F_2 \quad \text{Ecuación 2-27}$$

Las Ecuaciones 2-26 y 2-27 se pueden organizar en forma matricial, obteniendo la ecuación fundamental del movimiento para sistemas de mgdl, representada por la Ecuación 2-28.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-28}$$

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = \bar{F} \quad \text{Ecuación 2-29}$$

Donde C es la matriz de coeficientes de amortiguamiento, M es la matriz diagonal de masa, K es la matriz de rigidez, q es el vector de desplazamiento, \dot{q} es el vector de velocidad, \ddot{q} es el vector de aceleración y \bar{F} es el vector de fuerzas externas.

Tabla 3 Solución Analítica para sistemas de mgdl sin amortiguamiento.

MGDL		Ecuación	Ecuación
Solucion Analítica	$\xi \neq 0$	$\Phi^T C \Phi = [c_i] = [2\xi_i \omega_i m_i] = \Pi [m_i]$ $\Pi = [2\xi_i \omega_i]$ $I\ddot{q}_m(t) + \Pi\dot{q}_m(t) + \Lambda^2 q_m(t) = \left[\frac{1}{m_i}\right] \Phi^T p(t)$ $\lambda_i^2 + 2\xi_i \omega_i \lambda_i + \omega_i^2 = 0$ $\lambda_i = -\xi_i \omega_i + j\omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$ $\omega_i = \lambda_i \quad \xi_i = -Re(\lambda_i)/ \lambda_i $	$q(t) = \varphi_i e^{\lambda_i t}$
		LEYENDA	
$q(t)$ = 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 $ k_1 $ = Matriz diagonal de rigidez $ m_1 $ = Matriz diagonal de masa I = Matriz identidad Π = Matriz diagonal de amortiguamiento			

Nota. Fuente: (Ramos 2007)

En las Tablas 3 y 4 se muestra un resumen de la solución analítica para sistemas de mgdl, asumiendo amortiguamiento tipo viscoso.

Tabla 4 *Solución Analítica para Sistemas de mgdl con Amortiguamiento*

MGDL		Ecuación		Ecuación
Solución Analítica	$\xi = 0$	$[K - (-\lambda_i^2)M]\varphi_i = 0$		$q(t) = \varphi_i e^{\lambda_i t}$
		$K\Phi = M\Phi\Lambda$	$\Phi_m^T K \Phi_m = \Lambda^2$	
		$\Phi^T K \Phi = k_1 $	$\Phi_m^T M \Phi_m = I$	
		$\Phi^T M \Phi = m_1 $	$\omega_i^2 = \frac{k_{s,i}}{m_i}$	

Nota. Fuente: (Ramos 2007)

2.3. Análisis Dinámico con Métodos Experimentales

El análisis modal se aplica para determinar propiedades dinámicas de un sistema mediante sus parámetros modales, existen dos tipos de procesos modales: el Análisis Modal Experimental (EMA) donde se conocen las características de excitación puesto que se utilizan fuerzas de entrada controladas, y el Análisis Modal Operacional (OMA) con fuentes de excitación desconocida o aleatoria. Los métodos de vibración forzada pueden ser significativamente más complejos que las pruebas de vibración en funcionamiento y, en general, son más costosos que las pruebas de vibración en funcionamiento, especialmente para estructuras grandes y macizas. La diferencia principal entre estos métodos es la fuente de la excitación, la primera siendo inducida y controlada, y la operacional dependiendo de las fuerzas de la naturaleza (ambiente), con bajos niveles de vibración en su mayoría, por lo que los sensores utilizados en las mediciones son de mayor sensibilidad que las se usan en EMA. Por definición, cualquier fuente de excitación controlada que se aplique a cualquier estructura

para inducir vibraciones constituye una prueba de vibración forzada. Las pruebas en funcionamiento que dependen de la excitación ambiental se utilizan para probar estructuras como puentes, plantas de energía nuclear, plataformas marinas y edificios. Si bien las pruebas ambientales no requieren cortes de tráfico o interrupciones de las operaciones normales, la cantidad de datos recopilados es significativa y puede ser una tarea compleja analizar estos datos a fondo. Las técnicas para el análisis de datos son diferentes. La teoría de las pruebas de vibración forzada de grandes estructuras está bien desarrollada y es casi una extensión natural de las técnicas utilizadas en las pruebas de vibración forzada de sistemas mecánicos. Por el contrario, la teoría de las pruebas de vibración ambiental aún requiere un mayor desarrollo. (Brinker & Ventura, 2015)

2.3.1. Análisis de Vibraciones mediante Excitaciones Forzadas

Las pruebas de vibración forzada o métodos EMA se utilizan generalmente para determinar las características dinámicas de estructuras de tamaño pequeño y mediano. En raras ocasiones, estos métodos se utilizan en estructuras muy grandes debido a la complejidad asociada con proporcionar niveles significativos de excitación a una estructura grande y masiva. En estas pruebas, se aplican fuerzas controladas a una estructura para inducir vibraciones. Al medir la respuesta de la estructura a estas fuerzas conocidas, se pueden determinar las propiedades dinámicas de la estructura. Los historiales de tiempo de respuesta de excitación y aceleración medidos se utilizan para calcular las funciones de respuesta de frecuencia (FRF) entre un punto medido y el punto de entrada. Estos FRF se pueden utilizar para determinar las frecuencias naturales, las formas modales y los valores de amortiguación de la estructura utilizando métodos de análisis bien establecidos. Se pueden aplicar fuerzas de excitación controladas a una estructura utilizando varios métodos diferentes. Las vibraciones forzadas abarcan cualquier movimiento en la estructura inducido artificialmente por encima del nivel ambiental. Los métodos para inducir el movimiento en estructuras incluyen:

Agitadores mecánicos

- Electromagnéticos
- Masa excéntrica
- Hidráulicos, incluidas las grandes mesas de agitación en los laboratorios

Cargas transitorias

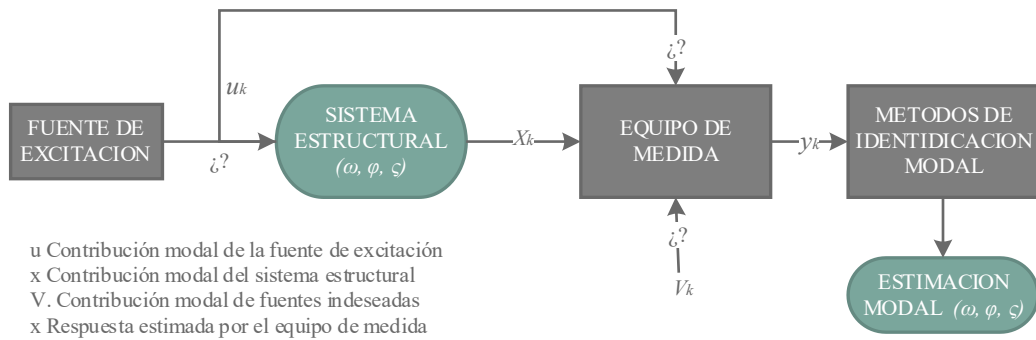
- Retroceso y liberación, desplazamiento inicial
- Impacto, velocidad inicial

2.3.2. Análisis de Vibraciones mediante Excitaciones Ambientales

La utilización de métodos de análisis que implican vibraciones forzadas presenta problemas de aplicación, ya que los instrumentos y equipos utilizados son demasiado grandes y costosos, por lo que en esta investigación se opta por un método eficaz e innovador que no implica daño a la estructura, este método es OMA (Operational Modal Analysis)

OMA es un método de análisis de vibraciones con excitaciones ambientales, utilizado para la identificación de propiedades dinámicas de estructuras. La excitación estudiada es generada básicamente por la vibración ambiental por lo que se desconocen los datos de entrada (como se cita en Chácara, 2013, p. 15)

La obtención de los parámetros modales (frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento) de una estructura se conoce como caracterización dinámica. El proceso de identificación modal OMA propone dicha caracterización de acuerdo al siguiente esquema (como se cita en Pachón, 2014, p. 29).

Figura 5 Esquema explicativo de la aplicación de OMA

Nota. Fuente: (Pachón, 2014)

El sistema estructural está sometido a una fuente de excitación ambiental, sus parámetros dinámicos son desconocidos (fuente ambiental). Por la naturaleza de los datos, la respuesta (y_k), medida a través del equipo de medida (punto 2, Fig.5), comprende la contribución del sistema estructural (x_k), así como también la contribución modal de las fuerzas ambientales (u_k) y el ruido de la señal procedente de fuentes indeseadas (v_k) (Pachón, 2014). Una vez culminada la campaña experimental y habiéndose recolectado la data, a partir de los métodos de identificación modal, se procesan los datos experimentales obtenidos de la estructura (y_k), donde se determinan los parámetros modales de la estructura. (Pachón, 2014)

2.3.2.1. Equipo de medida

El equipo de medida adquiere y almacena los datos de cada acelerómetro en la campaña experimental. El equipo consta de una serie de transductores, un acondicionador de señal, un conversor de señales analógico a digitales (ADC) el que está incorporado en el equipo y por último, un ordenador para procesar las señales (Pachón, 2014).

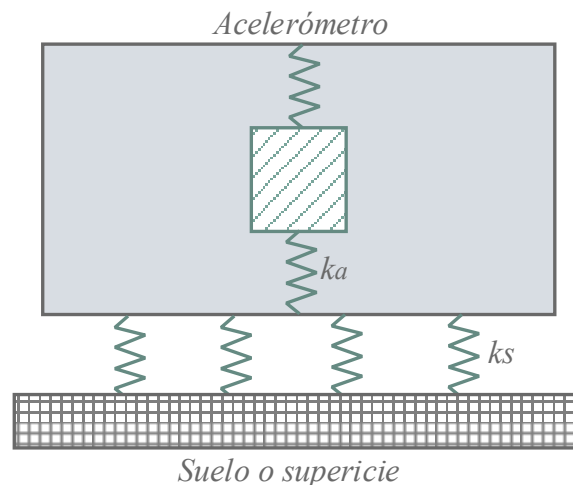
2.3.2.2. Transductor de respuesta

La respuesta dinámica de una estructura, por lo general se mide mediante equipos capaces de transformar magnitudes físicas en señales eléctricas. En el campo de estructuras de ingeniería civil, los acelerómetros son los sensores de medición más utilizados debido a su

costo relativamente bajo y alta sensibilidad. Sin embargo, en algunos casos, se pueden utilizar otros transductores de respuesta, como medidores de velocidad (Weng et al., 2008), medidores de desplazamiento, LVDT o GPS (Rodrigues, 2004).

Un acelerómetro puede entenderse como un sistema de 1 gdl con una masa inercial que se mueve proporcionalmente a la amplitud de aceleración de un cuerpo en movimiento, donde el movimiento se detecta y se convierte en una señal eléctrica en forma de voltaje (He & Fu, 2001). Como se cita en (Aguilar, 2010).

Figura 6 SDOF Representación de un acelerómetro



Nota. Fuente: (He & Fu, 2001)

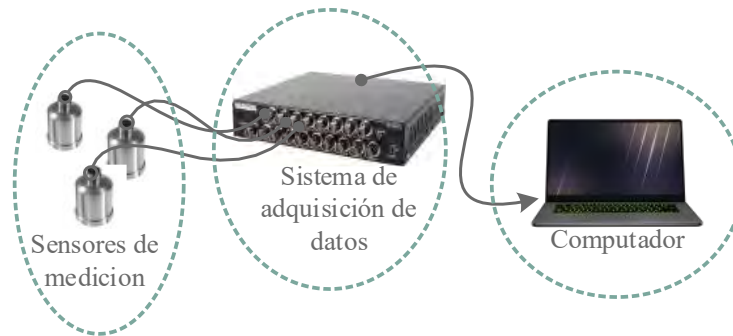
En el mercado se puede encontrar varios tipos de acelerómetros, de distintos precios y características. Estos deben tener estas características promedio con un ancho de banda de 0,01 a 200 Hz, un rango dinámico de 140 dB y una sensibilidad de 10 V/g. (Pachón, 2014)

2.3.2.3. Sistema de adquisición de datos

El DAQ o sistema de adquisición de datos, se encarga de recopilar las señales de respuesta de la estructura. La información proporcionada por un transductor es imposible procesarla directamente, por lo que el acondicionador de señal debe aumentar la resolución y

disminuir el ruido, además de filtrar las señales no deseadas a partir de las señales medidas (función de antialiasing) (Pachón, 2014).

Figura 7 Sistema de monitoreo dinámico de estructuras



Nota. Fuente: (Aguilar 2010)

2.3.2.4. Métodos de identificación Modal

Métodos Estocásticos De Identificación Modal

Los métodos estocásticos de identificación modal consisten en el análisis únicamente de la respuesta estructural procesando los datos obtenidos de las mediciones de la campaña experimental para determinar los parámetros modales como sus frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento. (Pachón, 2014)

Por la naturaleza de la fuente excitación los métodos de medición son estocásticos, las respuestas comprenden distintos tipos de contribución modal, es decir provienen del sistema estructural, del ambiente y posibles ruidos de señales de fuentes desconocidas. Por ello las técnicas de identificación modal deben separar la contribución modal correspondientes a las distintas fuentes, estos métodos estocásticos pueden ser paramétricos y no paramétricos, es decir se desarrollan en el dominio de la frecuencia en el dominio del tiempo respectivamente. Según (Pachón, 2014) los métodos de descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD) y el método de identificación en el subespacio estocástico (SSI), este

último en el dominio del tiempo son más confiables en sus resultados, los métodos en el dominio de la frecuencia son de mayor facilidad y rapidez en el procesamiento.

Descomposición mejorada en el Dominio de la frecuencia (EFDD)

Este método de identificación modal se basa en el análisis del auto espectro de respuesta de la estructura, procedimiento que consiste en la división de la serie temporal y el cálculo de la transformada de Fourier (FFT) de cada sección dividida. Está fundamentado en que la auto correlación de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad es proporcional a su respuesta a la vibración libre. Para su determinación se comparan vectores correspondientes a los puntos cercanos a las frecuencias naturales mediante un parámetro de un índice escalar conocido como Modal Assurance Criterion (MAC), donde los resultados próximos a uno determinan que los modos coinciden. (Pachón, 2014)

2.4. Calibración de modelos numéricos

Inicialmente se identifican las variables que influyan de manera relevante en el comportamiento de la estructura, a continuación se define el proceso de optimización de resultados, que consiste en la comparación de los parámetros modales resultantes del modelo numérico y la campaña experimental, mediante el MAC, este criterio compara los valores analíticos y experimentales, cuyos resultados cercanos a la unidad o mayor al 0.75 establece la correlación entre los resultados, comprobando así los parámetros modales finales de la estructura. (Sovero & Martel, 2014)

2.4.1. Proceso de Optimización

El proceso de optimización es un cálculo matemático iterativo para encontrar la solución a un problema planteado mediante la formulación de una función objetivo. La función objetivo está sujeta a ciertas variables que son identificadas previamente en el análisis de sensibilidad, cuyo valor es desconocido. Las variables cuentan con restricciones

que limitan el proceso de búsqueda de la solución, donde es posible encontrar el valor óptimo (como se cita en Sovero & Martel, 2014, p. A9).

2.4.2. Proceso de cálculo para optimización de parámetros modales

El modelo numérico es confiable cuando su respuesta dinámica es similar al de la estructura real. Los parámetros modales que se optimizan son: frecuencias de vibración, coeficiente de amortiguamiento y formas modales de vibración (como se cita en Sovero & Martel, 2014, p. A10).

El criterio de semejanza modal (MAC – Modal Assurance Criterion) plantea una correlación para la comparación de formas modales (ϕ) de una estructura. Este criterio consiste en relacionar dos vectores, el vector de desplazamientos modales obtenidos del modelo numérico (ϕ^{FE}) y el vector de desplazamientos modales obtenidos en los ensayos experimentales (ϕ^{EXP}) (como se cita en Sovero & Martel, 2014, p. A11).

$$MAC_{J,K} = \frac{(\varphi_J^T \cdot \varphi_K)^2}{(\varphi_J^T \cdot \varphi_J) \cdot (\varphi_K^T \cdot \varphi_K)}$$

Siendo φ_j el primer modo en comparación y φ_k es el segundo modo en comparación. Los resultados del coeficiente MAC varían entre 0.00 y 1.00, donde 1.00 determina una correspondencia exacta entre los dos modos, y un valor 0, indica modos no correlacionados (ortogonales). El valor de MAC debe ser mayor a 0.75 para ser correlacionados (Pachón, 2014).

2.5. Introducción al Método de Elementos Finitos

El Método de Elementos Finitos (FEM), en lo que respecta a la Ingeniería Estructural, tiene como objetivo calcular el estado de deformación y tensión de un sólido que está sujeto a fuerzas externas. Este tipo de cálculo tiene el nombre genérico de análisis de estructuras y aparece, por ejemplo, en el estudio de edificios, puentes, presas, etc. Cuando existe la

necesidad de diseñar una estructura, lo habitual es realizar una sucesión de análisis y modificaciones de sus características, con el objetivo de llegar a una solución satisfactoria, ya sea en términos económicos o en la verificación de prerequisites funcionales y normativos (Azevedo, 2003).

Este método permite llegar a una solución numérica aproximada sobre un medio continuo (sólido, estructura o cuerpo) definiendo ecuaciones diferenciales e integrales que determinan el comportamiento físico del cuerpo en estudio, los cuales se dividen en un número finito de subdominios no-intersectantes entre sí, obteniéndose así los llamados “elementos finitos”. La discretización del dominio forma a los elementos finitos, y un elemento consta de puntos en su frontera llamados “nodos”. Se llaman nodos adyacentes a aquellos que pertenecen a un mismo elemento, y un nodo puede pertenecer a un número finito de elementos, por lo que a un conjunto de nodos se le llama “malla” considerando las características de adyacencia (Leiva, 2009)

Se pueden generar mallas con distintos programas especializados, los cuales se determinan en la etapa de preproceso. Se define un conjunto de variables incógnitas en un nodo, los cuales se denominan grados de libertad, por las características de conectividad. A partir de ello, se puede definir un conjunto de ecuaciones lineales relacionando el valor de una variable en distintos nodos. La matriz de rigidez de todo el sistema se obtiene a partir del conjunto de ecuaciones lineales definidas y el número de nodos es proporcional al número de ecuaciones en dicha matriz (Leiva, 2009).

Típicamente el método de los elementos finitos se programa computacionalmente para calcular el campo de desplazamientos y, posteriormente, a través de relaciones cinemáticas y constitutivas las deformaciones y tensiones respectivamente, cuando se trata de

un problema de mecánica de sólidos deformables o más generalmente un problema de mecánica de medios continuos (Leiva, 2009).

2.5.1. Aplicación práctica del MEF

El MEF consiste en la resolución de ecuaciones diferenciales, por lo que se obtiene una solución aproximada, sin embargo, la solución es exacta en los nodos considerados dentro de una malla. A partir de la solución en los nodos, se interpolan los resultados para la obtención de la solución global (Leiva, 2009).

El MEF resuelve el problema en una forma matricial, convirtiendo el dominio en un número finito de ecuaciones diferenciales. Los nodos son el conjunto de puntos donde se obtiene la solución exacta, y el conjunto de nodos forma la “malla”, a cada superficie de convergencia de nodos se le llama “elemento finito”, por lo que un conjunto elementos finitos se obtiene discretizando la estructura en formas de barras, superficies o volúmenes (Leiva, 2009).

2.6. Antecedentes de la Investigación

En las últimas décadas se han realizado, en diversos países, varios trabajos del OMA en relación con la evaluación de la salud estructural, a continuación, se hace una revisión de algunos de estos trabajos.

En su investigación (Brincker y Andersen, 1999) elaboraron un resumen de las ideas básicas del análisis de la respuesta ambiental, introduciendo brevemente algunas de las técnicas en el dominio de la frecuencia más conocidas como son la de Identificación de Picos (Peak-Picking) y el método del Subespacio Estocástico para la estimación de los sistemas de espacio de estado. Las técnicas se ilustraron con un ejemplo de las respuestas de vibración ambiental obtenidas de un puente carretero. Los autores concluyen que la técnica de Identificación de Picos es más fácil de usar y proporciona estimaciones rápidas; sin embargo,

el amortiguamiento no se estima y las formas modales son las deflexiones operativas, los autores agregan que debido a que las formas modales se estiman en el dominio de la frecuencia todas son más comparables con las de la Identificación de Picos que con los métodos en el dominio del tiempo. Estos últimos métodos tienen la ventaja de ser operados directamente sobre las señales medidas, sin embargo, son un poco más complicados de usar y consumen más tiempo.

Posteriormente (Brincker et al., 2000) realizaron un análisis de la respuesta ambiental en el puente del Gran Belt en Dinamarca. El puente del Gran Belt es uno de los mayores puentes colgantes en el mundo, y el análisis se llevó a cabo con el fin de investigar las posibilidades de estimar valores de amortiguamiento fiables a partir de la respuesta ambiental debido al tráfico y al viento. Los datos se analizaron utilizando tres técnicas del OMA: Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD), Identificación con Subespacios Estocásticos (SSI) y una covarianza derivada de la técnica de SSI. En un rango de frecuencias de 0.17 a 0.30 Hz se identificaron 5 modos, los autores tuvieron dificultades con las técnicas del SSI para identificar los 5 modos; así como la presencia de incertidumbres en las estimaciones del amortiguamiento. En cambio, con la técnica FDD se identificaron fácilmente los 5 modos y las estimaciones del amortiguamiento fueron mejores; los autores recomiendan que el tiempo de registros debe ser de dos horas o más para eliminar el sesgo de las señales cuando se utiliza la técnica FDD.

De igual manera (Ventura et al., 2003) estudiaron las propiedades dinámicas de dos edificios de acero instrumentados, de 52 y 54 pisos. Estos edificios se encuentran en Los Ángeles, California. Los edificios han sido sometidos a varios terremotos, entre los que se encuentra el terremoto de Northridge de 1994. Los resultados del estudio mostraron que los datos registrados de terremotos contienen información muy significativa para determinar las características dinámicas de las estructuras y que los ingenieros estructurales pueden utilizar

esta información para comprender mejor el comportamiento dinámico de edificios muy altos. Se empleó la técnica FDD para realizar el análisis modal de cada edificio, las características dinámicas de interés fueron las frecuencias fundamentales, el amortiguamiento y las formas modales de cada edificio en sus direcciones principales. Los autores concluyen que el estudio del comportamiento de cada edificio era importante por dos razones: la primera son las diferencias estructurales entre los edificios (mientras que un edificio se basa en un sistema de tubo perimetral el otro edificio se basa en una estructura de marcos) y la segunda es que los edificios comparten condiciones ambientales similares; así como también determinar cómo se pueden comportar los edificios ante un evento sísmico importante.

En otra estructura estudiada por (Cunha et al., 2004) donde llevaron a cabo un análisis de los datos de vibración ambiental del puente atirantado Vasco da Gama localizado en Lisboa, Portugal. Este análisis fue realizado con el propósito de probar la eficacia y precisión de dos técnicas del OMA: Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) e Identificación con Subespacios Estocásticos (SSI). Las estimaciones modales obtenidas con estas técnicas se compararon teniendo también en cuenta las estimaciones de la técnica de Identificación de Picos (PP). Los autores concluyen que las técnicas FDD y SSI son herramientas poderosas que permiten un procedimiento de identificación objetivo, proporcionando estimaciones precisas de las frecuencias naturales y formas modales de grandes puentes. Con respecto a la identificación de los coeficientes de amortiguamiento modal la técnica SSI permitió obtener estimaciones más satisfactorias en comparación con las otras técnicas.

En el análisis modal operacional aplicado en (Herlufsen et al., 2005) se da una visión general de las técnicas de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) e Identificación con Subespacios Estocásticos (SSI). Los autores argumentan que la técnica FDD es la más simple y fácil de usar cuando la gráfica de Descomposición en Valores

Singulares (SVD) revela picos aislados causados por resonancias. El método mejorado de FDD (EFDD) añade las estimaciones de amortiguación, así las estimaciones de la frecuencia y formas modales se mejoran mediante el ajuste de un modelo SDOF a los valores singulares en una banda de frecuencia definida por el usuario alrededor del pico. Con respecto a los diferentes algoritmos de la técnica SSI (UPC, CP, CVA) los resultados fueron casi idénticos, la tendencia general es que la dimensión del espacio requerido por el estado es más bajo para el PC, ligeramente superior a la UPC y más alta para el CVA, como también se indica por los valores singulares normalizados de la matriz de observación ponderada y que se presenta conjuntamente con el diagrama de estabilización.

El OMA también se ha aplicado a edificaciones históricas obteniendo buenos resultados como se ve en (Diaferio et al., 2011) en donde se aplicaron dos técnicas del OMA (EFDD y SSI) a los datos obtenidos del monitoreo dinámico de la torre de concreto del edificio de la Administración Provincial de Bari (Italia); la torre data de 1930 y tiene 60 m de altura. Se realizaron 11 pruebas de vibración ambiental consecutivas para la estimación precisa de las características dinámicas, con las cuales se pudo determinar los primeros tres modos propios de vibrar de la torre. Los autores encontraron buena similitud entre las estimaciones modales encontradas con las técnicas del OMA antes mencionadas, adicionalmente mencionan que con las técnicas derivadas del SSI se mejora la calidad de los resultados.

Por su parte en el trabajo de (Fernández et al., 2008) se presenta una metodología que permite mejorar la fiabilidad en el análisis a fatiga utilizando el OMA (FDD, EFDD, SSI) para estimar los esfuerzos presentes en cada punto de las estructuras, utilizando para ello los parámetros modales de las estructuras (estimados mediante identificación modal) y las respuestas de aceleración. La metodología propuesta para la estimación de los esfuerzos se aplica a estructuras de barras de acero, comparando los resultados experimentales obtenidos

con un modelo de elementos finitos de la estructura. Esta metodología se validó mediante ensayos realizados en una barra en voladizo de acero S-275, longitud de 1.875 m y sección rectangular de 100x40x4 mm; los ensayos se realizaron aplicando una carga aleatoria mediante impactos sucesivos en la barra con un martillo modal. Los autores concluyen que este método puede ser utilizado para reducir la incertidumbre del daño acumulado a la fatiga o a la vida remanente de estructuras en servicio.

En la investigación de (Magalhaes et al., 2006) se aplicaron técnicas de identificación modal output-only (Descomposición en el Dominio de la Frecuencia e Identificación con Subespacios Estocásticos) a los datos recogidos de una prueba de vibración ambiental realizada en el Estadio Deportivo Braga en Portugal que tiene su techo suspendido. Las frecuencias y las formas modales obtenidas se compararon con las obtenidas de un modelo de elementos finitos que tuvo en cuenta el comportamiento no lineal geométrico y el proceso de construcción; las estimaciones medidas con las técnicas antes mencionadas fueron coherentes y bien correlacionadas con los resultados proporcionados por el modelo numérico. Los investigadores concluyeron que el Análisis Modal Operacional es una buena alternativa a los procedimientos basados en la excitación artificial y que es necesario realizar más investigaciones para mejorar la estimación de los coeficientes de amortiguamiento modal en el OMA.

En (Magalhaes y Cunha, 2011) los autores evaluaron ahora el comportamiento de un puente en Porto, Portugal, haciendo hincapié en la importancia del OMA como una técnica experimental en la evaluación de infraestructura civil. Se empleó el método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) y el mejorado del mismo nombre (EFDD). Llegando a la conclusión que el OMA a pesar de que ha alcanzado una madurez significativa, presenta algunas limitaciones lo cual justifica la necesidad de seguir investigando para hacer del OMA una herramienta experimental más potente y útil.

(Pachón, 2014) en su investigación presenta la aplicación de la metodología (OMA) utilizándolo en diferentes casos de estudio (edificaciones históricas) donde se enfoca en presentarla como una técnica no destructiva donde se propone sistematizar y extender el método como una herramienta fundamental para el diseño y el control de proyectos de rehabilitación sobre este tipo de edificaciones, utilizando esta técnica tanto para la evaluación y control de las mismas, como para la calibración de modelos numéricos de cálculo estructural.

Así mismo (Sovero & Martel, 2014) desarrolla en su tesis la calibración del modelo matemático de una estructura histórica ubicada en el sitio arqueológico de Chokepukio (Cusco-Perú) esta estructura es un muro de albañilería de piedra con mortero de barro. Esta calibración se realiza comparando parámetros dinámicos numéricos y experimentales, donde estos últimos son obtenidos de la aplicación de la técnica OMA mediante una campaña experimental.

(Chácara, 2013) realizó en su investigación una evaluación estructural del hotel "el comercio" (Lima-Perú) utilizando la metodología del análisis modal operacional para la calibración de un modelo matemático obteniendo resultados que muestran la eficacia de la utilización de esta metodología pudiendo caracterizar de forma apropiada la respuesta real de la edificación.

Como se puede observar en los trabajos anteriores, las técnicas del OMA se han utilizado en diversos tipos de estructuras como edificios, puentes y estadios; obteniéndose en general buenos resultados. Actualmente se siguen investigando las técnicas del OMA principalmente en Europa, donde se han realizado la mayoría de las investigaciones. Un propósito de este trabajo de investigación es dar a conocer estas técnicas novedosas en Perú, ampliando el campo de aplicación OMA en edificaciones históricas de conformación singular

como mampostería de piedra y barro, donde los ensayos experimentales destructivos se deben de evitar en lo posible, para su conservación por ser un monumento histórico.

CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO, GEOMETRÍA, PESO UNITARIO Y PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD

3.1. Antecedentes

El templo de Marcapata fue construido por la Orden Franciscana. En la época virreinal, en la segunda mitad del siglo XVI. Construido con muros de mampostería de piedra y barro, con techo elaborado en estructura de madera, enchaclado de carrizo y cubierta de paja. El templo está rodeado de muros de barro y jardines, así como también un campanario (Sendón, 2004).

3.2. Arquitectura

El Templo de San Francisco de Asís, es una de las primeras demostraciones arquitectónicas en América, con cierta continuidad de rasgos góticos considerando que las principales obras de arquitectura que se desarrollaron fueron religiosas, ya que, por orden real, las primeras edificaciones en poblaciones nuevas debían ser templos o capillas.

Entre los siglos XVI y XVII los templos en las áreas rurales de Cusco construidos con fines de doctrina religiosa, caracterizándose por una planta de nave única con volumen de tendencia horizontal que categoriza elementos claves según sus niveles; la zona del presbiterio es aislado de las zonas en común. Las portadas, de estilo renacentista, están incorporadas en toda la edificación, haciendo predominar la sensación de masa (Gutiérrez, 1978: 100). Dispone de atrios, inicialmente cercados, y capilla abierta o "capillas de indios" dispuestas en las fachadas de pies orientadas hacia las plazas o plazuelas (Castillo,2019).

Figura 8 *Repaje tradicional del techo*

Nota. *Repaje tradicional del techo del Templo de San Francisco de Asís de*

Marcapata

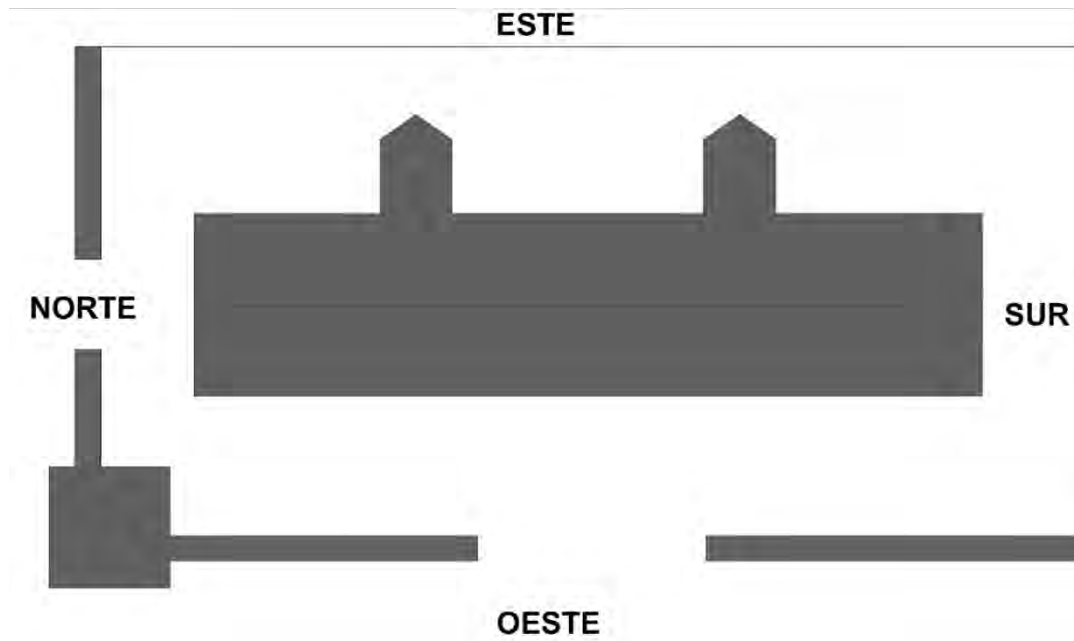
3.2.1. Descripción

La iglesia San Francisco de Asís de Marcapata ubicada a 3,150 m.s.n.m. de época colonial, situado en la plaza del pueblo, formando parte importante de la sociedad y costumbres locales.

Construida por la Orden Franciscana en la época en el siglo XVI bajo la técnica del 'tapial', es un monumento que demuestra el proceso de la implantación religiosa cristiano-católica en las poblaciones andinas oriundas del sur del país, rodeado de muros de adobe y jardines. En el interior presenta elementos arquitectónicos tallados y pinturas murales de representaciones de personas, animales y flores (Castillo, 2019).

El templo cuenta con dos entradas. Cuyo acceso principal está ubicado en el muro del lado oeste (que, a su vez, se ubica a la altura de la puerta de ingreso a la iglesia). Este es, a grandes rasgos, el escenario donde se realiza el wasichakuy. Y otra entrada al Norte, con acceso a la fachada principal. A continuación, se presenta una imagen rescatada del artículo “El wasichakuy de Marcapata” de Pablo Federico Sandón.

Vista en Planta de la iglesia



Nota. *Vista en Planta de la iglesia de San Francisco de Asís de Marcapata.*

Rescatado de: El wasichakuy de Marcapata

3.3. Levantamiento Geométrico del Templo

3.3.1. Metodología

Se realizó la toma de datos mediante el uso de equipos topográficos (estación total), posterior calculo y análisis en gabinete para la determinación de su geometría.

Con el levantamiento geométrico se generó documentación gráfica del templo. Los equipos y/o herramientas empleadas ha sido, básicamente, una estación total con precisión ± 2 mm, distanciómetro digital, cinta métrica y flexómetro para la obtención de las coordenadas de los puntos, los cuales fueron procesados en el programa AutoCAD, obteniéndose el modelado del Templo y la obtención de los diferentes planos y perspectivas de la misma.

3.3.2. Análisis de Datos

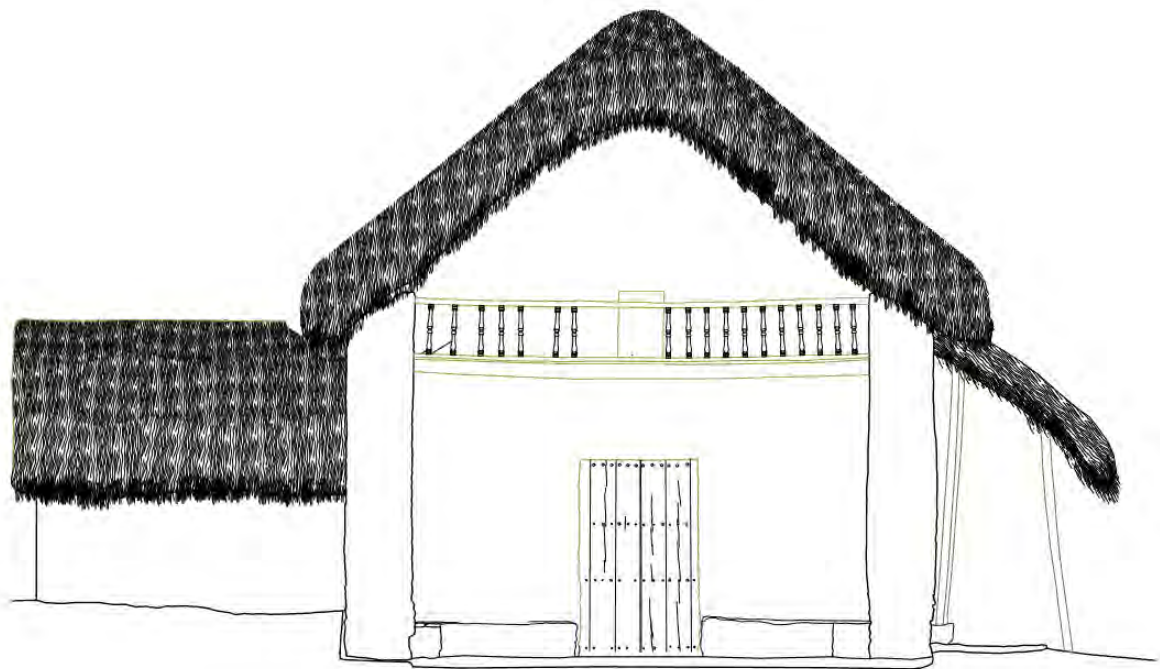
Antes de trabajar con el programa que permite obtener un modelo hay que importar los datos al ordenador. Se precisa del programa CIVIL 3D para exportar y guardar los datos en un CAD. Este proceso se llevó a cabo en trabajo de gabinete.

Tras este proceso se exportan los datos al Programa obteniéndose una nube de puntos con la que se trabaja hasta conseguir un modelo en 2D.

3.3.3. Determinación de la Geometría

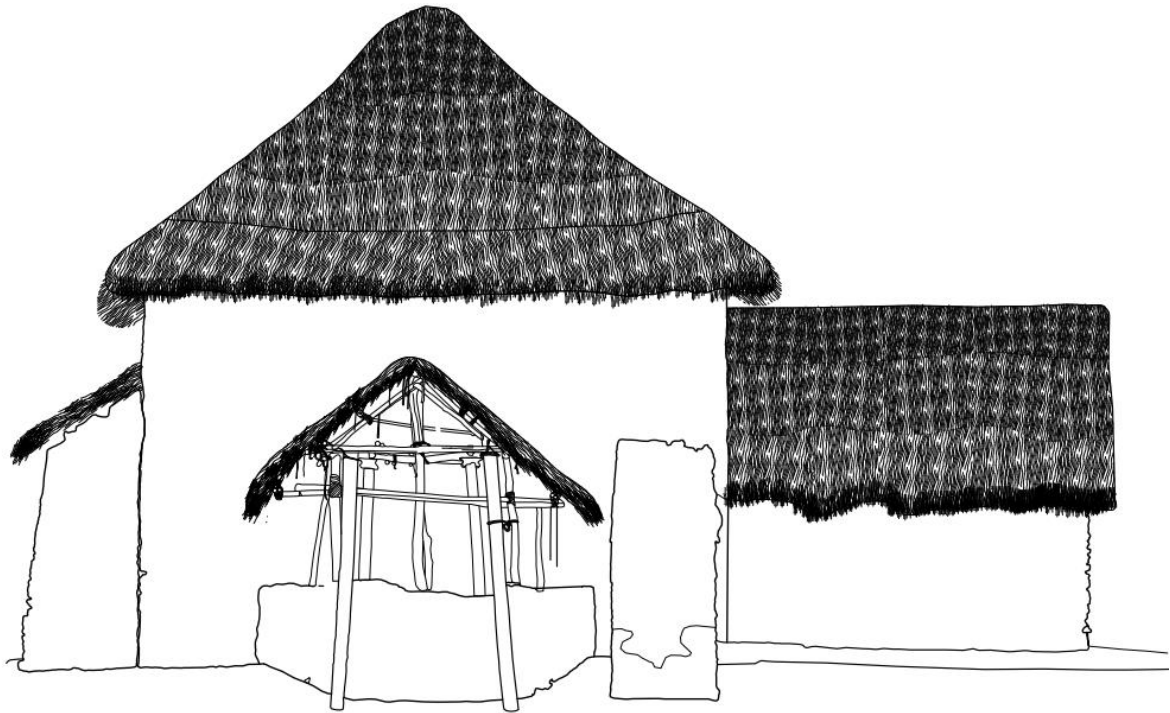
A continuación, se muestran una serie de planos con distintas proyecciones y perspectivas.

Figura 9 Atrio Principal.



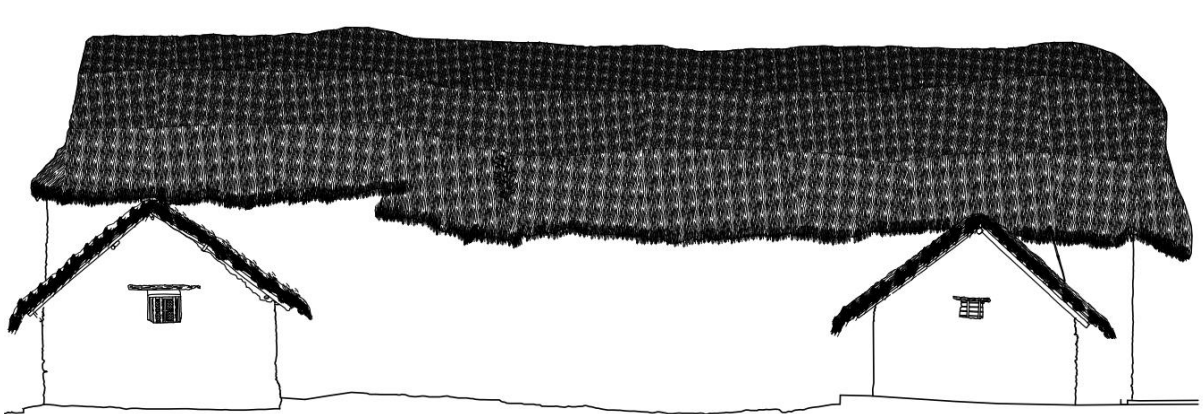
Nota. Atrio Principal (Fachada del Templo de San Francisco de Asís)

Figura 10 Fachada Posterior.



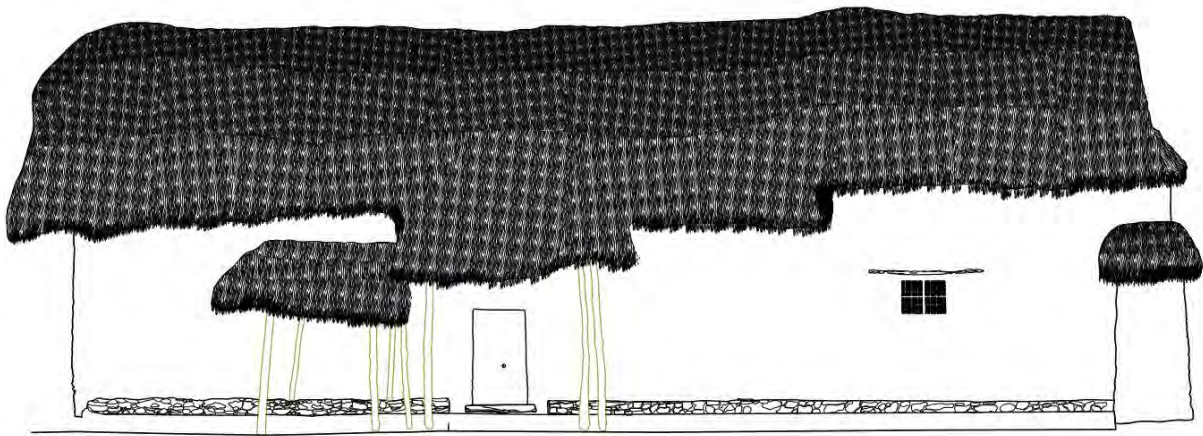
Nota. Alzado Posterior (Se aprecia una plataforma adicional a la entrada)

Figura 11 Fachada Lateral Derecha (Evangelio)



Nota. Alzado Lateral perteneciente al Evangelio

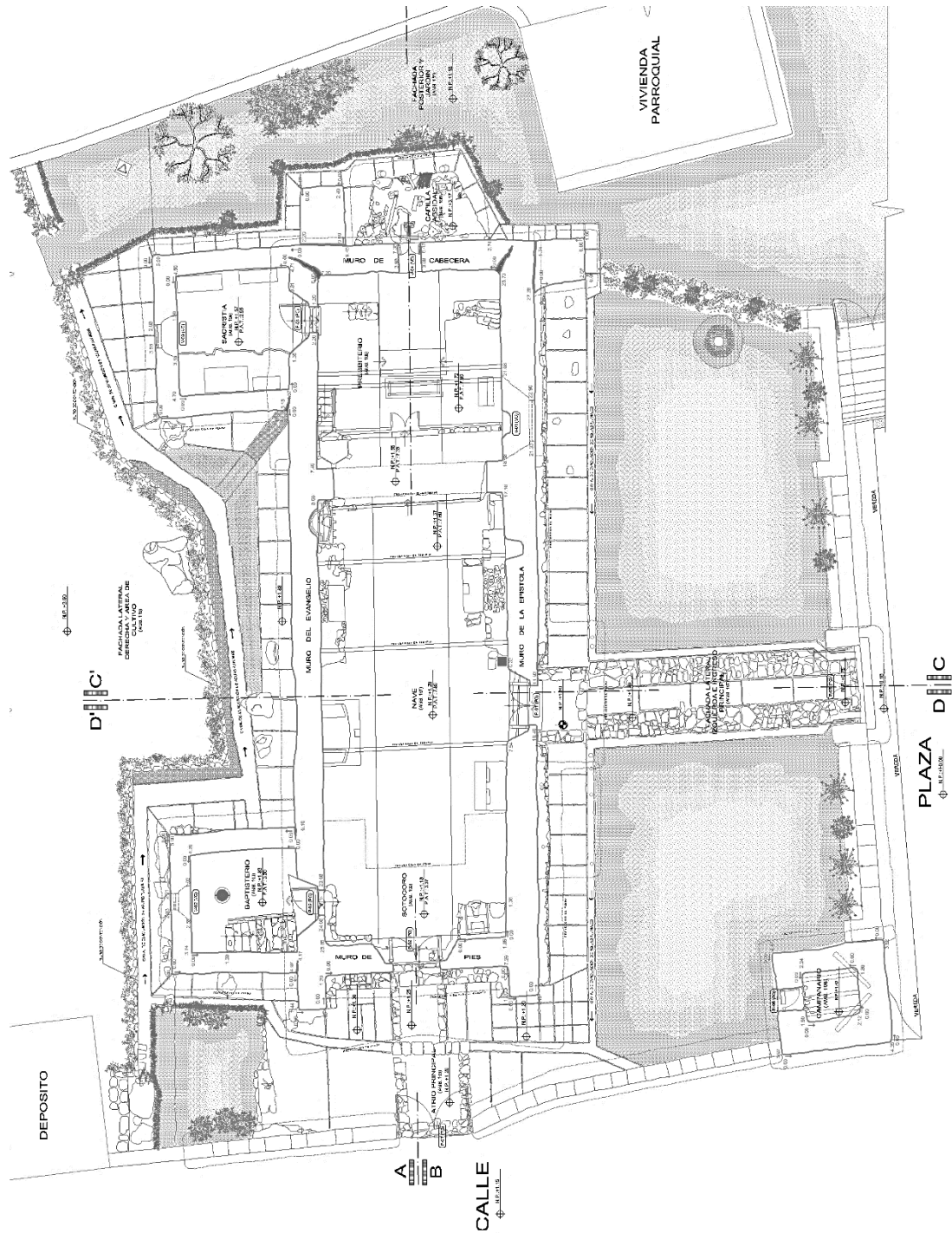
Figura 12 Atrio Lateral Izquierdo (Presbiterio)



Nota. Alzado Lateral (Presbiterio- Acceso General y Principal a la Plaza de Marcapata)

Figura 13 Vista en Planta

Nota. Vista en Planta del Templo de San Francisco de Asís



3.4. Peso Unitario y Propiedades de Deformabilidad

Los materiales empleados en la construcción de los muros del Templo son piedras y barro (tierra y paja), siendo unidades de albañilería y mortero respectivamente, construidos con la técnica de “tapial”, como se detallará más adelante.

Estos materiales son de uso tradicional en la población de Marcapata, sin embargo, el Templo muestra el mismo tipo de mampostería en toda su extensión a diferencia de otras estructuras donde generalmente se usa este tipo de muros solo en las cimentaciones.

Para conocer el comportamiento sísmico del muro en estudio es importante realizar estudios y análisis de sus propiedades mecánicas, se han realizado distintas pruebas en muretes con similar conformación para obtener sus parámetros mecánicos mediante ensayos destructivos, la Tabla 5 muestra valores de propiedades mecánicas de mampostería de estas estructuras.

Tabla 5 *Datos Experimentales de Características Mecánicas*

Fuente	Tipología	E (Mpa)
Laboratory test (Porto et. al., 2003)	Irregular stone with lime mortar, sand (1:3) and water	300-5100
Laboratory test (Brignola, 2008)	Multi-leaf irregular stone lime mortar	800
In-situ test (Porto et. al., 2003)	Irregular stone with lime mortar	100-1300

Nota. Datos experimentales de características mecánicas a compresión de especímenes de mampostería de piedra y mortero de barro

Con los valores obtenidos y analizados de distintas fuentes en el presente capítulo, se tiene referencia acerca del comportamiento de estos materiales, sin embargo, surge la necesidad de evaluar muestras de la zona en estudio, para tener características acertadas guiadas por los antecedentes mostrados. El siguiente capítulo se enfoca en la caracterización mecánica de la mampostería de piedra y barro del Templo de San Francisco de Asís

utilizando prototipo a escala según las dimensiones originales del templo, así como también materiales de la zona.

3.4.1. Materiales

Para la construcción de los especímenes de mampostería, las unidades de albañilería fueron extraídas mediante excavaciones de la zona donde se encuentra el templo en un radio de 30 metros (patio trasero, Figura 15). Para el mortero se extrajeron de dos puntos a y b; puesto que surgió una variación en la composición del mortero debido a que no se tienen fuentes concretas acerca de la proveniencia del tipo de suelo usado, por lo tanto, denominaremos los dos tipos de mortero como Mortero (a) y Mortero (b). primero (a), del patio trasero del templo donde se excavaron 1.5 metros, y segundo (b) de una zona cercana a la población de donde posiblemente se usó material para el mortero en la construcción del templo, esto según la población actual, de esta manera asegurando la obtención de réplicas con la mayor similitud en forma y características mecánicas.

Figura 14 *Extracción de materiales.*



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 15 Mezcla de mortero de barro y paja



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 16 Unidades de albañilería, piedras de la zona



Nota. Fuente: Elaboración Propia

La construcción de los especímenes se realizó con la ayuda de dos lugareños expertos en la elaboración de mampostería de piedra y barro (Figura 18 y 19), conservando el estilo tradicional, esto según al material usado para el mortero correspondientes, con la finalidad de recrear muestras (Figuras 20 y 21) que permitan obtener datos con mayor acercamiento a los muros del templo (Figura 18), es decir propiedades mecánicas de los elementos estructurales del templo de San Francisco de Asís.

Figura 17 Muro del templo San Francisco de Asís



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 18 Encofrado para asentado de muro de albañilería



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 19 *Asentado de muro de albañilería de piedra y barro*



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 20 *Desencofrado de muro asentado*



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 21 Colocación de Viga de Concreto.

Nota. Fuente: Elaboración Propia

Para la determinación de las propiedades mecánicas de la mampostería que conforma el Templo, se diseñó un modelo a escala, de las cuales se realizaron 6 muestras, estas divididas en 2 etapas correspondientes al tipo de mortero, Siendo las piedras del mismo tipo en ambos casos. Especímenes que se sometieron a ensayos de compresión usando una maquina compresora a presión hidráulica de 30 Tn de capacidad (Figura 22).

En las cuatro primeras muestras con Mortero (a) fueron construidas con material de zona donde se sitúa la Iglesia (Patio Trasero) Figura 14. Y posteriormente las 2 muestras restantes con Mortero (b) Figura 23, se utilizó material extraído de la posible cantera para la construcción del templo, esto, según pobladores de la zona y fuentes externas

Adicionalmente se puede apreciar en la Figura 22 la colocación de vigas en la parte inferior y superior de los especímenes, esto para lograr una correcta distribución de cargas

durante el ensayo de compresión, para lograr una mayor de área neta en compresión y obtener los resultados con mayor certeza (Magenes et al, 2010).

Figura 22 Máquina compresora a presión hidráulica



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 23 Unidades de Mampostería.



a)



b)

Nota. a) Mortero de clase (a), b) Mortero de clase (b), Fuente: Elaboración Propia

Para determinar el tipo de suelo usado, se realizaron ensayos de Granulometría según la Normativa ASTM en ambos casos usando 1000 gr de suelo de cada tipo de mortero obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 6 *Propiedades de mortero a y b*

Material de mortero	Límite-plástico	Límite Líquido	% de humedad
Mortero Limo-	16	25	21
Mortero de arcilla	36	83	26

Las piedras usadas como unidades de albañilería se extrajeron del patio trasero oeste de la iglesia, puesto que en la excavación se encontraron gran cantidad de estas posibles unidades de albañilería restantes de la construcción de la iglesia, son te tipo Metamórfica e Ígneas según observación, y a su vez se identificaron para determinar sus propiedades densidad y compresión con los siguientes resultados:

Tabla 7 *Propiedades mecánicas de rocas como unidades de albañilería*

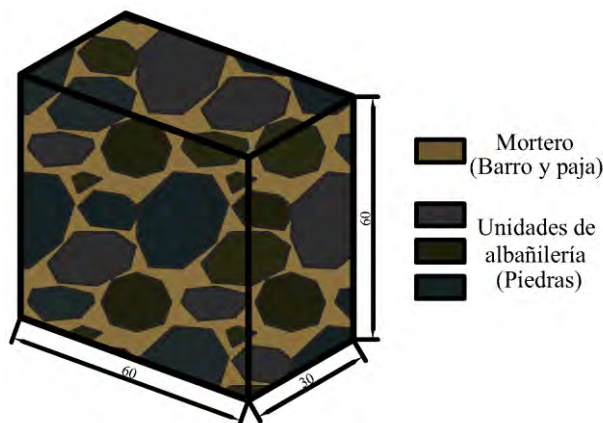
Piedra	Resistencia compresión	Ángulo de	Módulo de
Andesita	280	45	3.5
Granito	200	32	3.5
Pizarra	150	45	3.1

3.4.2. Determinación del peso unitario

La mampostería está conformada de piedra y mortero de barro, en 75 y 25% en

volumen respectivamente, por lo

tanto, el peso unitario es

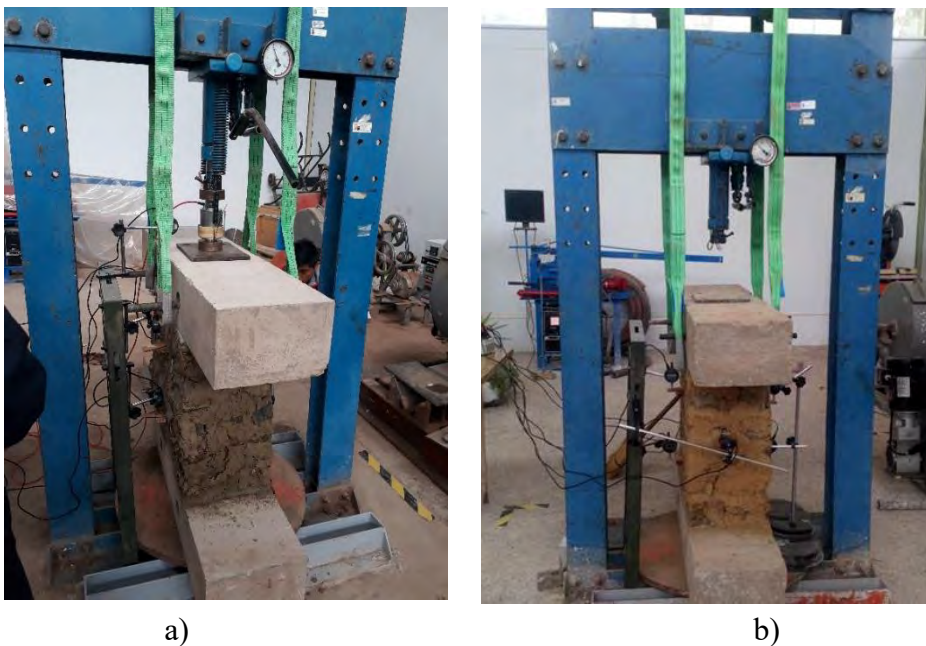


$$PU = 2300 \text{ kg/m}^3$$

3.4.3. Ensayo de Compresión en Unidades de Mampostería

Para la obtención de los especímenes se elaboraron prototipos a escala de mampostería basados en los muros del Templo. Estos muretes están conformados por unidades de piedra, con mortero de barro y paja, en las siguientes proporciones; 75% Piedra y 25% de mortero, basado en los estudios insitu, con las siguientes dimensiones: Altura-60 cm; Ancho-60cm; Profundidad-30cm.

Figura 24 Ensayo de compresión



Nota. a) Mortero de clase (a), b) Mortero de clase (b), Fuente: Elaboración Propia

Figura 25 Recreación de especímenes de mampostería



Nota. a) Mortero de clase (a), b) Mortero de clase (b), Fuente: Elaboración Propia

El ensayo de Compresión se basa en la medición de las deformaciones medidas por diales, ubicados según BRITISH STANDARD BS Methods of test for masonry, puesto que dicha normativa presenta una configuración adaptable a los muros en estudio.

Figura 26 Configuración según BRITISH STANDARR

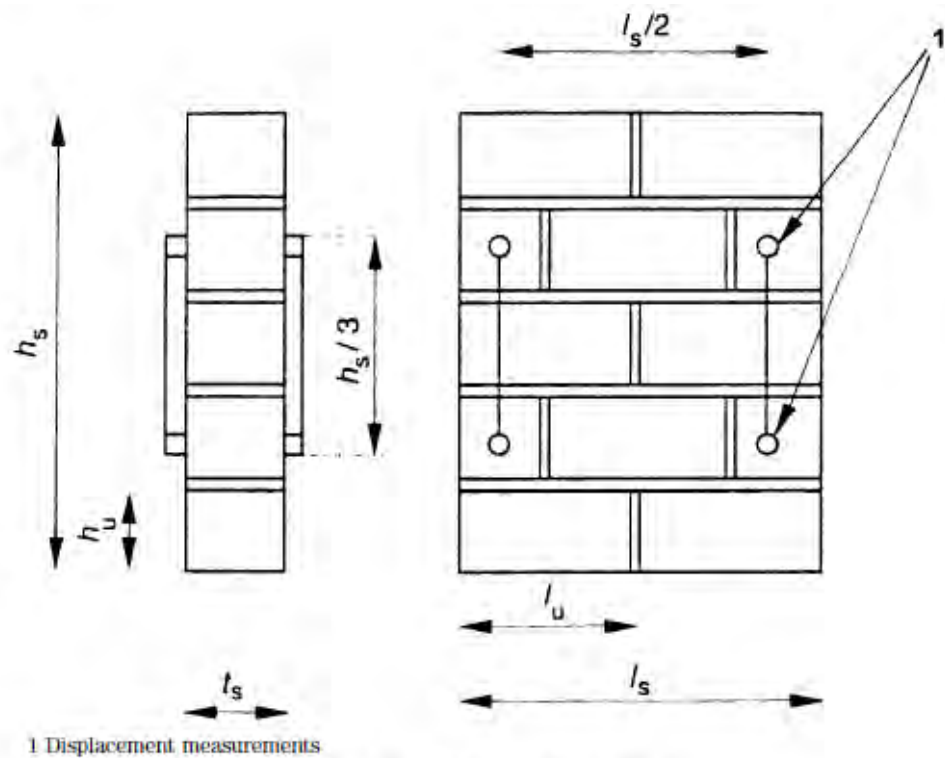


Figure 1 — Masonry specimen

Nota. Configuración, Fuente: EN 1052-1:1998 BRITISH STANDARR

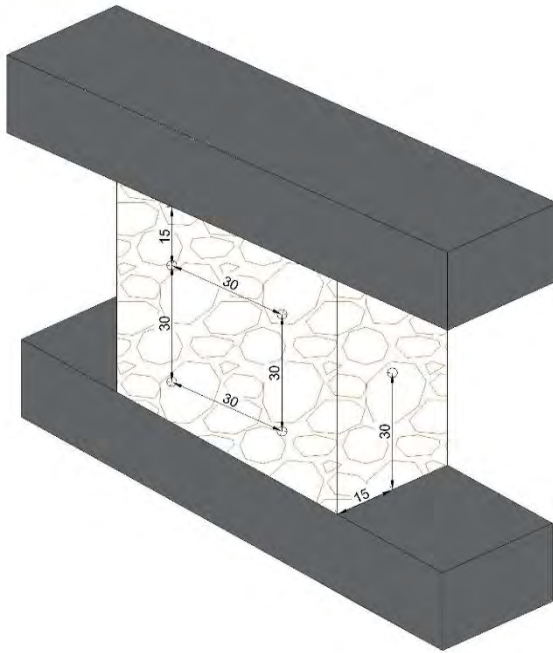
Tabla 8 Valores de configuración en especímenes para ensayo de compresión

Tamaño de la cara de la unidad		Tamaño de la muestra de mampostería			
lu (mm)	hu (mm)	Longitud ls	Altura hs		Espesor ts
≤300	≤50	≥ (2 x lu)	≥5hu	≥3 ts y ≤ 15ts y ≥ ls	≥ tu
	> 150		≥3hu		
>300	≤150	≥ (1,5 x lu)	≥5hu		
	> 150		≥3hu		

Nota. Fuente: EN 1052-1:1998 BRITISH STANDAR

De la Figura 27 se toma como referencia la ubicación de los diales de deformación en las muestras, tomando las siguientes posiciones:

Figura 27 Esquema de ubicación de diales



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 28 Ubicación de diales en muros de mampostería



Nota. Fuente: Elaboración Propia

La aplicación de carga siguió el siguiente procedimiento:

Aplicación uniforme de carga durante 15 min para incrementar la carga hasta llegar el fallo, usando un sistema de carga hidráulico.

La deformación y carga fueron adquiridas mediante un Data Loger, un software de medición y un ordenador.

3.4.3.1. Resistencia a la compresión y Módulo de elasticidad

La resistencia a la compresión de los especímenes se determinará mediante la relación de la carga máxima aplicada en el ensayo y el área de aplicación a continuación:

$$f_m = \frac{P}{tb} \times \text{factor correctivo por esbeltez}$$

Donde:

f_m = Resistencia a compresion de la pila Mpa (kg/cm^2)

P = Carga maxima aplicada en N (Kg)

t = Espesor de la pilamen mm (cm)

b = Ancho de la pila en mm (cm)

Datos

$P=$	14524.8	Kg
$t=$	30	cm
$b=$	60	cm
$f_m=$	8.069	Kg/cm ²
$f_m=$	0.791	Mpa

El módulo de elasticidad se calculará según la relación entre la diferencia de esfuerzos correspondientes al 40% de la carga máxima y 0.000050 de deformación en MPa y las deformaciones respectivas, cuyos valores se obtuvieron de los ensayos de compresión en laboratorio:

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005}$$

σ_1 = Esfuerzo axial correspondiente a 0.000050 de deformacion en MPa

σ_2 = Esfuerzo axial correspondiente a 40% de la carga maxima en MPa

ε_2 = Deformacion unitaria producida por el esfuerzo σ_2

La deformacion unitaria ε se debe calcular como:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{l_o}$$

ε = Deformacion unitaria

δ = Acortamiento medido a lo largo de la longitud instrumentada en mm

l_o = Longitud instrumentada medida entre los tornillos de sujecion (mm)

Los resultados obtenidos del ensayo aplicado a los especímenes son los siguientes:

Tabla 9 Resultados del ensayo de compresión en mampostería de piedra

Mortero N°1	P (Kg)	t (cm)	b (cm)	f_m (Mpa)	E (Mpa)
Espécimen 1	10798.9	29.95	60.1	0.59	17.79
Espécimen 2	5161.9	29.9	60.05	0.28	6.25
Espécimen 3	9326.5	30.1	59.9	0.51	10.93
Espécimen 4	13452.3	30.15	60.1	0.73	24.32
Mortero N°2	P (Kg)	t (cm)	b (cm)	f_m (Mpa)	E (Mpa)
Espécimen 1	15971.1	30.1	59.9	0.87	28.63
Espécimen 2	14524.8	30.05	59.95	0.79	30.34

3.5. Techo del Templo de San Francisco de Asís

3.5.1. Componentes de la Estructura del Techo

El techo del templo de San Francisco de Asís de Marcapata está conformado por el tipo estructura “Par nudillo” el cual está apoyado en los muros laterales del templo. El techo del templo tiene una cubierta de atados de paja (ichu) los cuales son atados y comprimidos al entramado de carrizo extendido en toda el área del techo. Debajo de la cubierta de paja existe un armazón de distintos tipos de madera, configurados en forma de malla, los cuales son soportados por la estructura principal, el tijeral, que tiene una configuración de par nudillo. En el encuentro de los pares (parte superior) se encuentran las cumbreras que se extienden de Norte a Sur, a lo largo de la estructura del templo. A continuación, se detallan los componentes de la estructura del techo.

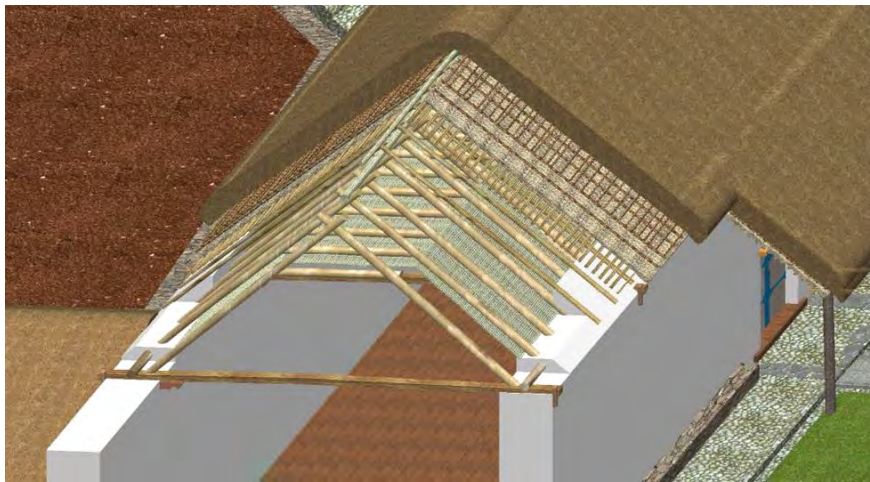
Tabla 10 Componentes de la estructura del techo

N°	Descripción	Separación (Cm)	Diámetro (")	Material
1	Paja (E=65cm)	-	-	Paja
2	Enmallado	25	1	Carrizo, Cchicha, Upalla
3	Correas Y Cintas	30	2	Cchicha, Upalla
4	Paja (E=8cm)	-	-	Paja
5	Enmallado	10	1	Carrizo
6	Tijeral	100	6	Cedro, Eucalipto
7	Pares	100	3	Arrayan, Cotocoto, Queña
8	Nudillo	1	6	Cedro, Eucalipto
9	Enchaclado	-	1	Kur Kur
10	Arrocabe-Viga De Muerto	-	6	Cedro, Eucalipto
11	Cumbreras	50	4 Y 6	Cedro, Eucalipto

Nota. Fuente: Elaboración Propia

La distribución de los componentes detallados en la Tabla N°10 son de manera descendente, siendo el N°1 el componente que superior y el N°9 el componente inferior. Dichos componentes están uno encima de otro, y todos ellos son soportados por el tijeral par nudillo. El arrocabe se encuentra en la parte superior de los muros y las cumbreras en la parte superior del tijeral.

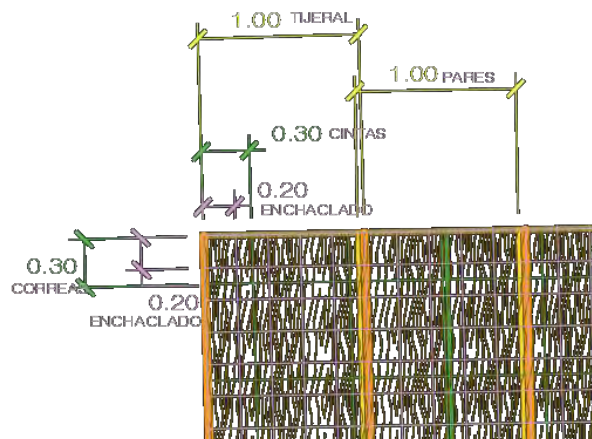
Figura 29 Vista Isométrica de la estructura del techo



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Además, se presenta una vista en planta de la distribución de los componentes del techo de San Francisco de Asís, los cuales están distribuidos en forma de malla, apoyados por capas entre sí.

Figura 30 Vista en planta de la estructura del techo



Nota. Fuente: Elaboración Propia

Se presentan ilustraciones de la estructura del techo, obtenidas el día del “Wasichacuy” o “Repaje” que se realiza cada 4 años para conservar y darle mantenimiento a la estructura del techo del templo de San Francisco de Asis de Marcapata.

Figura 31 Colocación de enmallado del techo.



a)



b)

Nota. Fuente: Elaboración Propia

Figura 32 Colocación de Ichhu en el techo.



a)



b)

Nota. Colocación de una primera base de atados sobre el enmallado de carrizo,

Fuente: Elaboración Propia

3.5.2. Cobertura del Techo – Paja o Ichhu

Cada cuatro años, en el mes agosto, el ritmo social de Marcapata cambia notablemente, a lo largo de la semana. Durante este tiempo, se celebra un ritual consistente en el Repaje, o Wasichakuy, de la iglesia local (Sendón, 2004).

En el wasichakuy se hace la reposición de cuatro elementos del techo. La paja o ichhu, que sirve como cobertura del techo; la planta de ceja de selva o niwa, cuyas hojas verdes se recolectan, que por ser largas y delgadas sirven para construir la trenza q'eshwa (o sogá) con lo que se forma cada atado de paja, para después ser transportados al techo del templo; el carrizo que a manera de malla es colocado de base para colocar los atados de paja y finalmente, los mástiles que son rollizos de madera que sirven para extender la sogá por la que suben los atados de paja. (Sendón, 2004)

Se pesaron los atados de paja para determinar el peso que soporta la estructura del techo, pesándose atados antiguos, nuevos y saturados de agua para recrear las condiciones críticas de humedad en la zona.

Figura 33 Pesado de los atados de paja



a)



b)

Nota. Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla 11 se detallan los datos obtenidos del pesado de paja en el último Wasichakuy celebrado. Se considera un factor que relaciona el peso de la paja seca con el de la paja mojada, el cual es un promedio entre los valores obtenidos.

Tabla 11 *Pesado de paja*

	Nº	Peso paja seca (Kg)	Peso paja mojada (Kg)	Factor: Mojado/Seco
<i>ANTIGUO</i>	1	1.3	2.4	1.85
	2	1.4	2.45	1.75
	3	1.25	2.3	1.84
	4	1.6	2.5	1.56
	5	1.5	2.45	1.63
	6	1.4	2.5	1.79
	7	1.6	2.6	1.63
	8	1.35	2.4	1.78
<i>NUEVO</i>	9	1.4	2.4	1.71
	10	1.5	2.6	1.73
	11	1.55	2.8	1.81
	12	1.5	2.7	1.8
	13	1.6	2.65	1.66
	14	1.65	2.55	1.55
	15	1.5	2.6	1.73
	16	1.4	2.35	1.68
	17	1.6	2.55	1.59
	18	1.65	2.7	1.64
	19	1.6	2.5	1.56
	20	1.55	2.6	1.68
	21	1.5	2.65	1.77
	22	1.4	2.7	1.93
	23	1.55	2.7	1.74
	24	1.6	2.6	1.63
	25	1.5	2.55	1.7
	26	1.5	2.4	1.6
	27	1.65	2.55	1.55
	28	1.6	2.6	1.63
	29	1.55	2.8	1.81
	30	1.7	2.85	1.68
	31	1.65	2.7	1.64
	32	1.65	2.75	1.67
<i>PROMEDIO</i>		1.52	2.58	1.7

Nota. Fuente: Elaboración Propia

El clima en Marcapata es húmedo durante casi todo el año, siendo junio y julio los meses en los que menos precipitación pluvial existe. Por lo que es necesario conocer el peso de la paja mojada, ya que esta es la cobertura del templo y está expuesta al intemperismo de la zona.

CAPÍTULO 4. ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN MODAL APLICANDO OMA

4.1. Campaña Experimental en el Templo de San Francisco de Asís

El desarrollo de la campaña requirió del estudio de condiciones de frontera; datos de carga, configuración estructural y otros, tomadas y analizadas previamente, además de esta recopilación de información se realizaron levantamientos geométricos y modelos matemáticos de elementos finitos en base a los resultados descritos, desarrollados con el software SAP2000 del muro lateral del Templo de San Francisco de Asís (Figura 35), con el fin de ubicar los puntos de medida del muro en estudio para las mediciones de vibraciones ambientales tomando criterios de desplazamiento o amplitud según el modelo matemático.

Para los ensayos de identificación modal del Templo se realizó la instrumentación detalladamente considerando el montaje de elementos, así como las pruebas previas de análisis con el fin de lograr datos óptimos para el análisis modal puesto que la información a obtener es decisiva y sumamente importante en esta investigación.

Figura 34 Vista del muro en estudio.

La instrumentación consistió en realizar seis configuraciones de medida, empleando tres acelerómetros piezoeléctricos de alta sensibilidad (10 V/g) con rango de medición de ± 0.5 g. Un sistema de adquisición de datos de 16 bits conectado a un ordenador portátil.

El registro de datos correspondientes a las vibraciones ambientales se realizó considerando un sensor fijo, que vendría a ser el sensor de referencia, ubicado en el nodo (15) y los otros dos, móviles a lo largo del muro según la configuración correspondiente.

Definiéndose los puntos de instalación de sensores de la siguiente manera (Tabla 12).

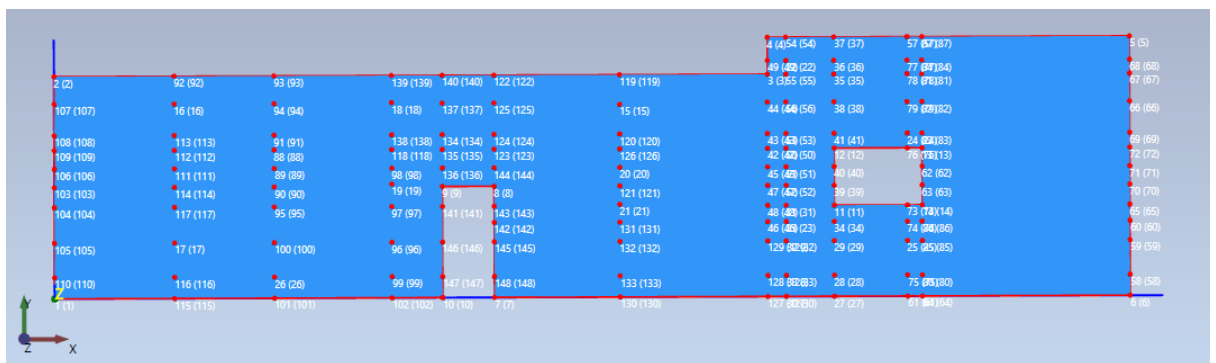
Tabla 12 Configuraciones para toma de datos

Nº Configuración	Sensor Ref	Sensor Mov1	Sensor Mov2
Config 1	15	16	17
Config 2	15	18	19
Config 3	15	20	21
Config 4	15	22	23
Config 5	15	24	25
Config 6	15		26

Tabla 13 *Coordenadas de nodos geométricos y de medida*

Nodo	X	Y	Z
1	0	0	0
2	0	6	0
3	19.3	6	0
4	19.3	7	0
5	29.1	7	0
6	29.1	0	0
7	11.9	0	0
8	11.9	3	0
9	10.5	3	0
10	10.5	0	0
11	21.1	2.46	0
12	21.1	4	0
13	23.48	4	0
14	23.48	2.46	0
15	15.3	5.2	0
16	3.25	5.25	0
17	3.25	1.5	0
18	9.13	5.27	0
19	9.13	3.07	0
20	15.3	3.5	0
21	15.3	2.5	0
22	19.5	6.37	0
23	19.8	2.02	0
24	23.8	3.4	0
25	23.8	1.37	0
26	5.95	0.57	0
27	11.2	0	2.1

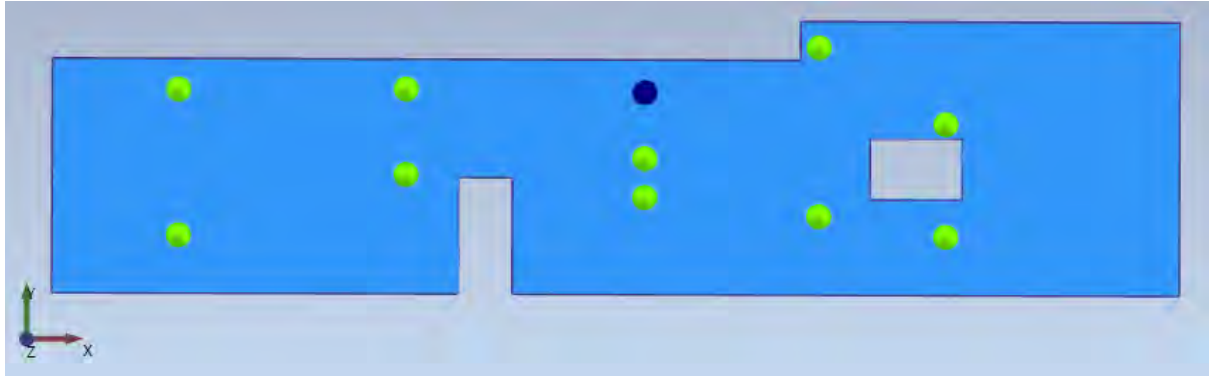
Figura 35 *Puntos geométricos y de medición en el muro*



Nota. Elaborado en el programa ARTEMIS Modal Pro

En la figura 36 se puede apreciar los nodos o puntos de medida en el muro lateral, el color azul que corresponde al sensor de referencia y los puntos de color verde son los demás sensores de medida.

Figura 36 Puntos de ubicación de sensores



Nota. Elaborado en el programa ARTeMIS Modal Pro

4.2. Ensayos Experimentales en el Templo

El procedimiento de medida y adquisición de datos se realiza de la siguiente manera:

1. Una vez marcados el punto de referencia y los puntos móviles; se instalaron los acelerómetros sobre la superficie (Figura 37), empleando láminas de soporte de madera adosados al muro para la fijación los sensores.
2. Se colocó un sensor fijo en el punto 15 y se colocan los 2 sensores móviles en los puntos correspondientes a la configuración que se está ejecutando.
3. Se tomaron las medidas, almacenándose alrededor de 25 minutos por ensayo considerando 5 minutos previos para asegurar la correcta lectura y registro de datos, apoyándose en el software Signal Express.
4. Finalmente, este procedimiento se repite hasta cubrir la totalidad de las configuraciones establecidas con anterioridad.

Figura 37 Instalación de acelerómetros

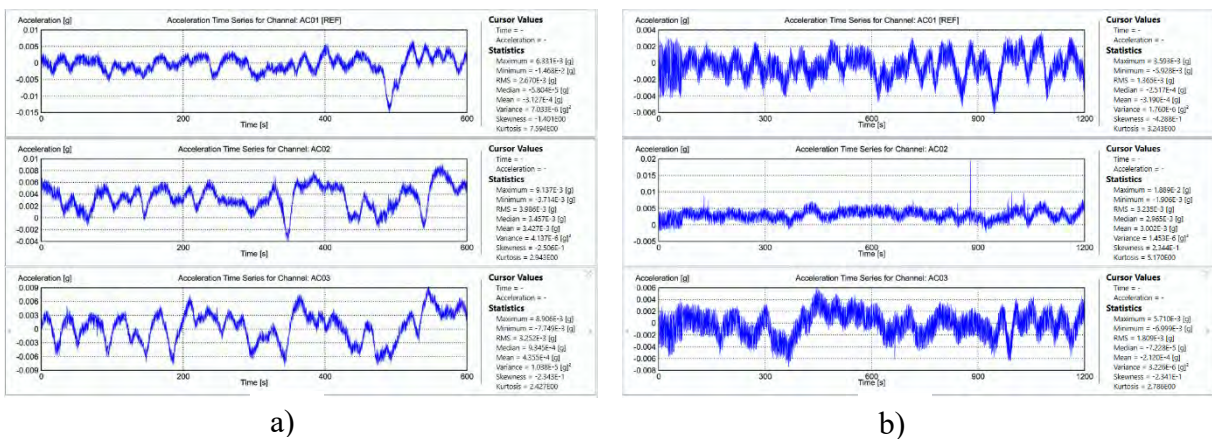


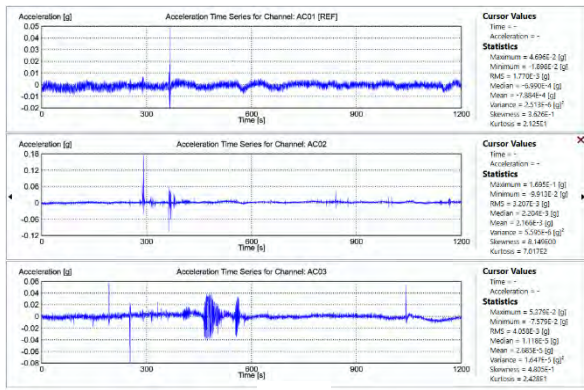
Nota. Elaboración propia

4.3. Recolección de datos

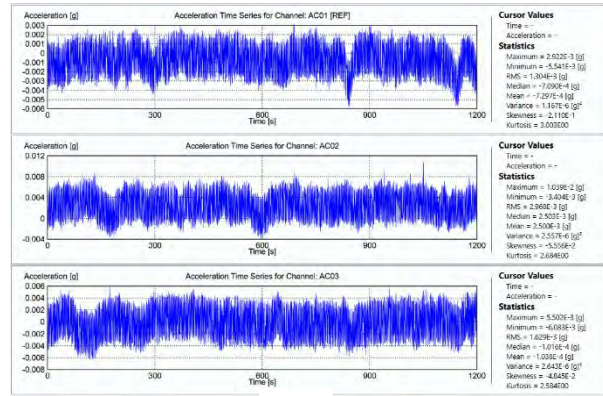
Para la evaluación y análisis de los registros de datos de aceleración versus tiempo medidos en el Templo se usó el programa Signal Express, por un período de tiempo de 25 minutos en el cual se registraron las señales mediante gráficos aceleración vs tiempo de cada configuración registrada, mostradas a continuación:

Figura 38 Registro de aceleración vs tiempo

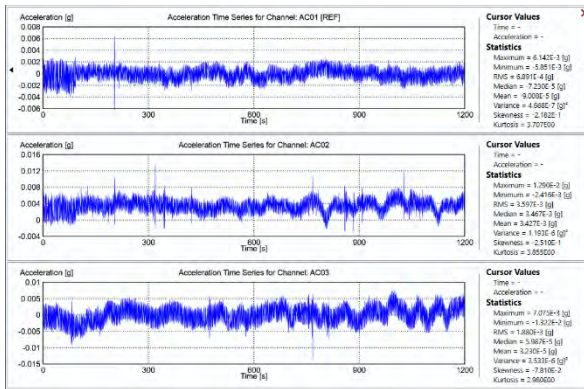




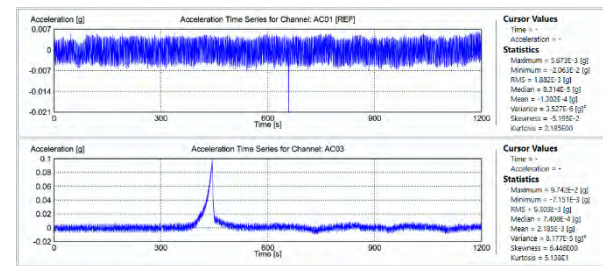
c)



d)



e)

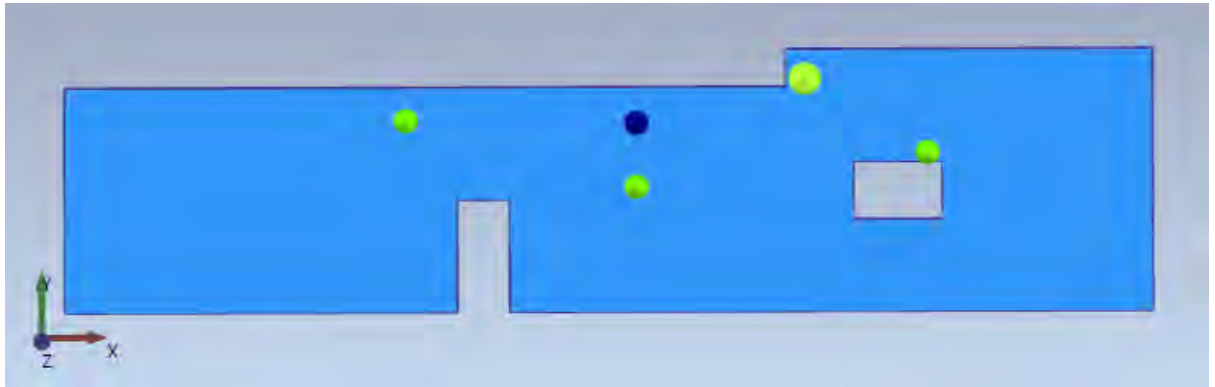


f)

Nota. Registro de aceleración vs tiempo de las configuraciones medidas, a) SETUP 1, b) SETUP 2, c) SETUP 3, d) SETUP 4, e) SETUP 5, f) SETUP 6

4.4. Análisis de datos registrados

Según un análisis inicial de las señales registradas, se descartaron algunos registros correspondientes a los puntos 16, 17, 19, 21, 23 y 25, mediante un proceso de filtrado e identificación de señales que corresponderían a ruido ambiental por su naturaleza, por lo tanto, la configuración final de sensores comprende los puntos medida mostrados en la figura 39 a continuación:

Figura 39 Configuración de Puntos de medida

4.5. Procesamiento de datos

El método para la identificación de los parámetros modales se realizó mediante el software Artemis Modal Pro que incluye hasta tres técnicas de análisis modal en el dominio de la frecuencia derivadas a partir de la tecnología patentada de descomposición en el dominio de la frecuencia (Frequency Domain Decomposition) el cual utiliza la descomposición de la matriz de funciones de densidad espectral en vectores y valores singulares. (Sequera Gutiérrez & Solano Rodríguez, 2013).

- Descomposición en el dominio de la frecuencia FDD
- Descomposición en el dominio de la frecuencia mejorada EFDD
- Curva de ajuste en la descomposición del dominio de la frecuencia CFDD

Las tres técnicas están fundamentadas en Peak-Picking en el dominio de la frecuencia basada en la función de respuesta en frecuencia donde se toman valores altos en torno a las frecuencias naturales, detectadas visualmente observando la gráfica de la función de densidad espectral promediada y normalizada, (Ren y Zong 2004). Donde las frecuencias naturales se determinan mediante los valores picos de la función espectral puesto que las densidades espectrales representan la distribución de energía de todas las frecuencias. Es una técnica desarrollada en el dominio de la frecuencia. Siendo más usados debido a su simplicidad y su

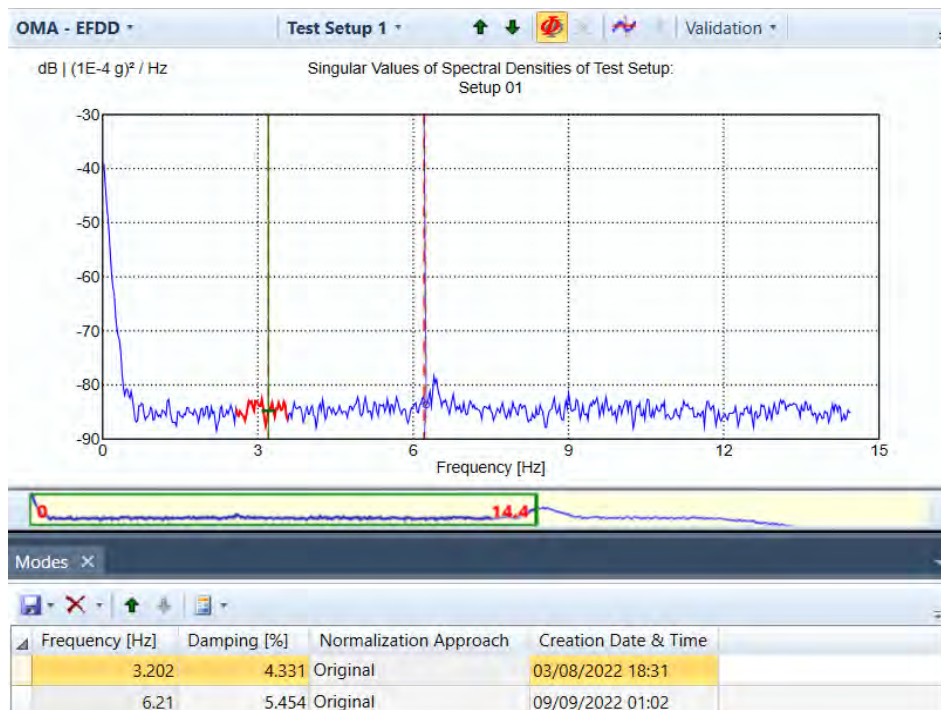
velocidad de procesamiento. usando ya sea el Peak-Picking Automático o el Peak-Picking manual. Si se presentan excitaciones sinusoidales todos los métodos están diseñados para tener en cuenta la presencia de señales determinísticas (Harmonics)

4.6. Procedimiento de Identificación Modal:

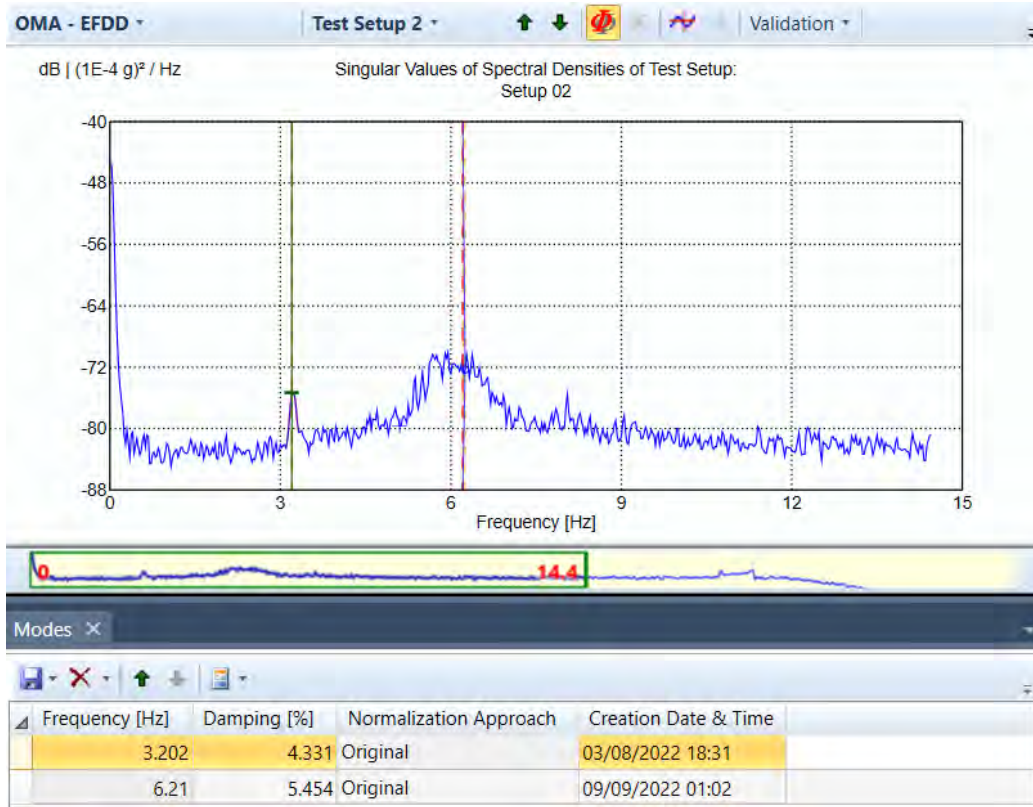
Se ingresaron las mediciones en archivos planos de texto donde se describen condiciones geométricas y se adjuntan los datos registrados de la campaña experimental, importados a ARTEMIS Modal Pro, para su posterior procesamiento por los métodos disponibles de identificación modal.

Se determinaron los picos de densidad espectral de cada configuración mostradas a continuación (Figura 40), y por lo tanto se obtienen las frecuencias naturales según el procesamiento y cálculo del total de configuraciones.

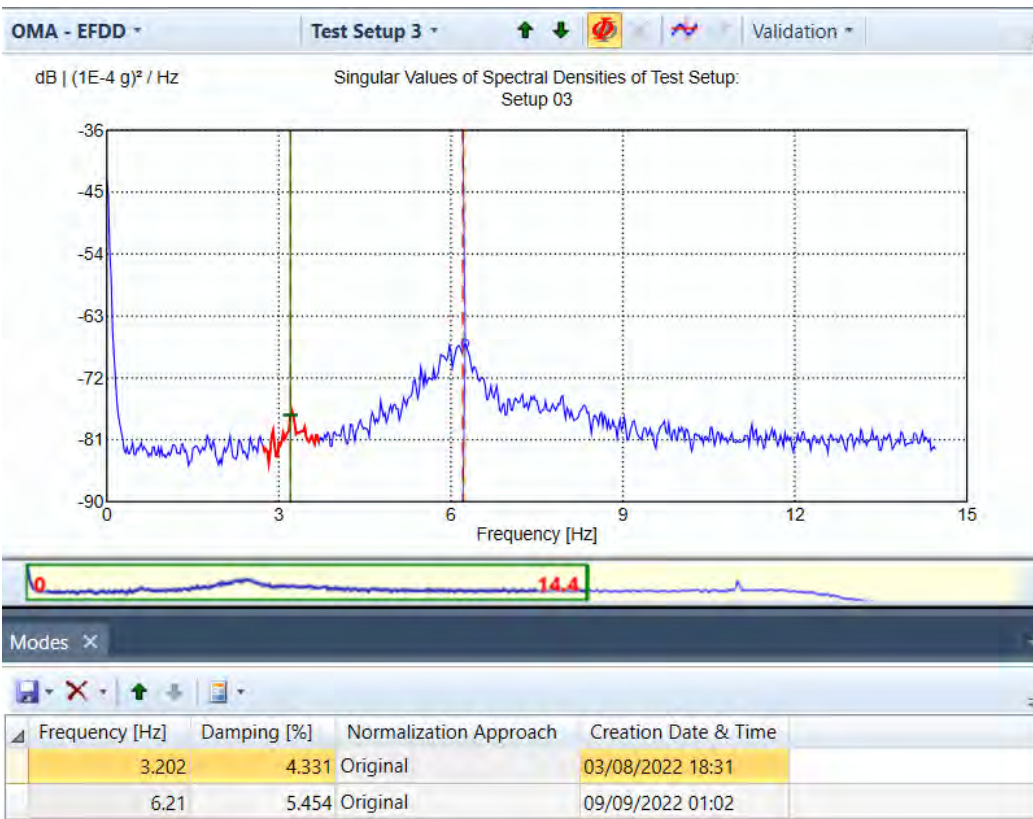
Figura 40 Diagramas de Densidad Espectral



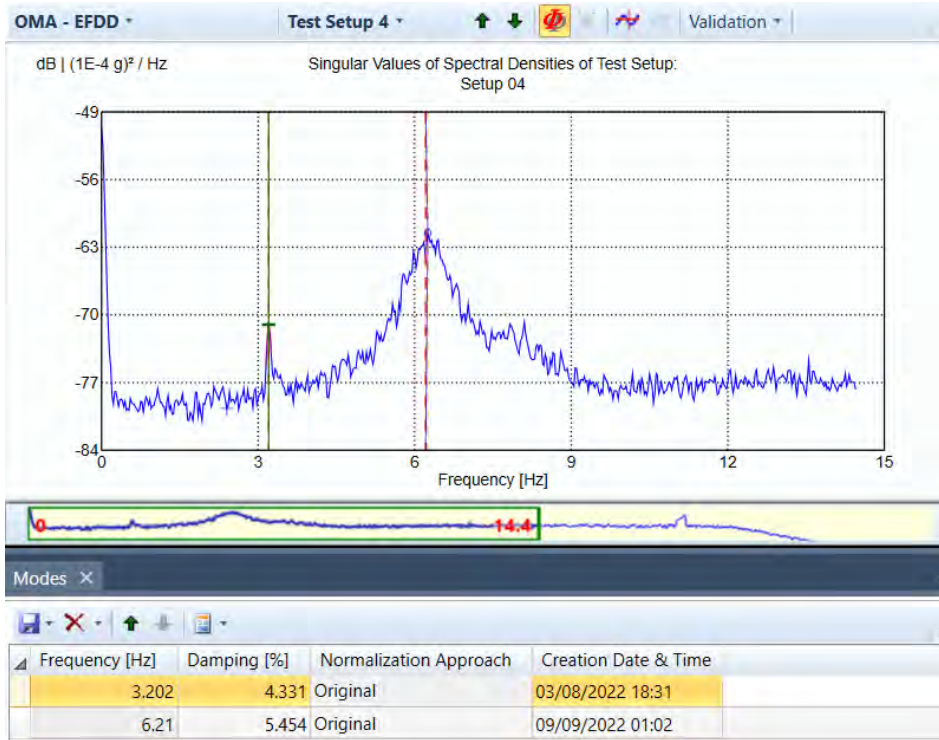
a)



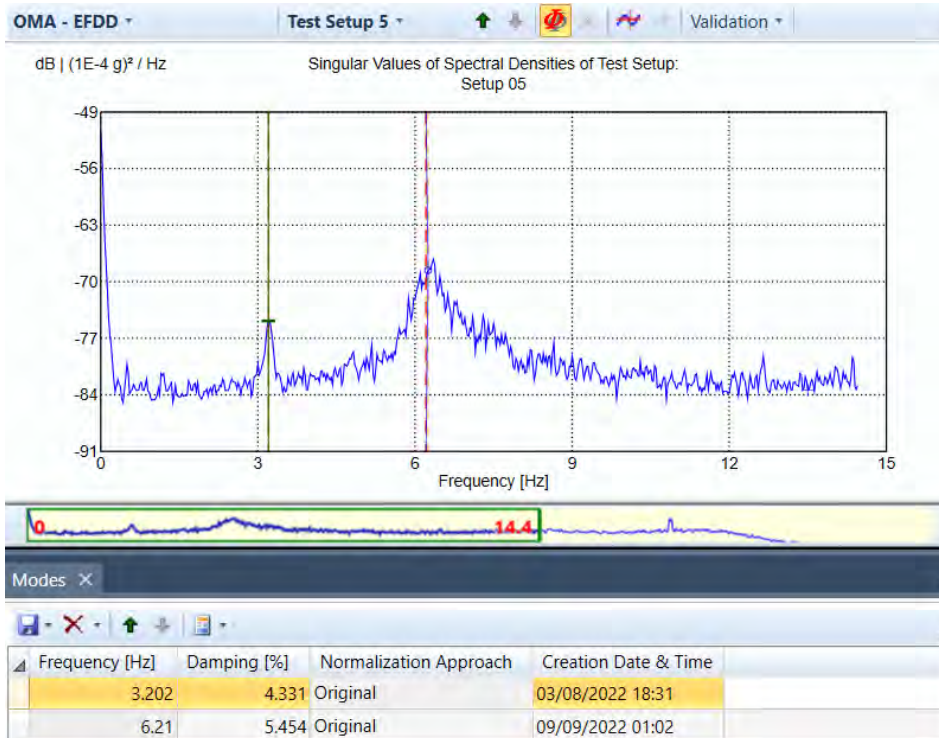
b)



c)



d)

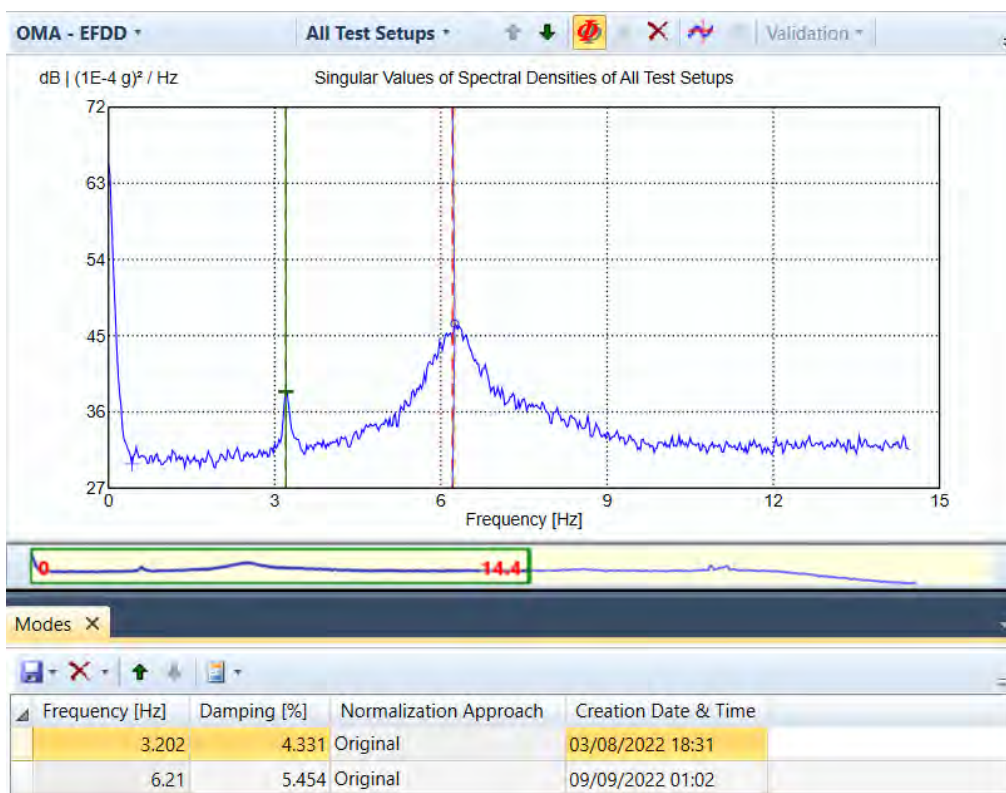


e)

Nota. Diagramas de Densidad Espectral, a) SETUP 1, b) SETUP 2, c) SETUP 3, d) SETUP 4, e) SETUP 5

Se configuró el software para que aplicara un diezmado a la señal con el fin de filtrar datos cada cierto tiempo (Frecuencia máxima considerada 25Hz). Al ingresar la configuración inicial, se procede con el cálculo y la descomposición en valores singulares de las matrices que corresponden a la función de densidad espectral. ARTeMIS Modal Pro calcula el espectro de densidades normalizado promedio correspondiente a la estructura (Sequera, 2013).

Figura 41 Función de Densidad Espectral de la Estructura



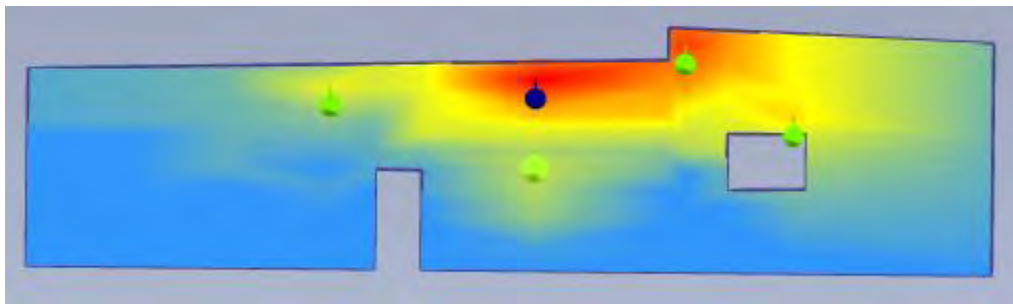
Nota. Elaborado en el programa ARTeMIS Modal Pro

En esta gráfica (Figura 41) los picos indican la cantidad de energía asignada a cada frecuencia que podría corresponder a las frecuencias naturales del muro en estudio. Para poder concluir con las frecuencias naturales se debe realizar un acercamiento de cada frecuencia según cada configuración y una comparación del rango de frecuencias del modelo matemático, al tener el rango limitado de las señales de frecuencias de interés se deben seleccionar las frecuencias asociadas a los modos de vibrar de la estructura.

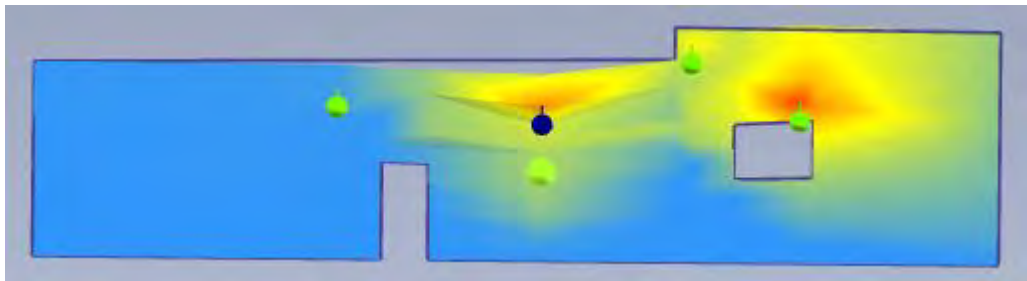
En este caso se limita el rango de frecuencias hasta 20 Hz según el modelo matemático y el tipo de estructura, obteniéndose frecuencias naturales de 3.2 Hz que correspondería al primer modo y 6.21 Hz al segundo modo.

Una vez analizado el espectro de densidades normalizado promedio de la estructura se decide ubicar los primeros modos de vibración en el rango de picos de la señal que corresponderían al modelo matemático o al tipo de estructura y también se determinan las formas modales respectivamente como se señala en la figura 42.

Figura 42 Formas modales correspondientes al primer modo 3.2 Hz (a) y 6.21 Hz (b)



(a)

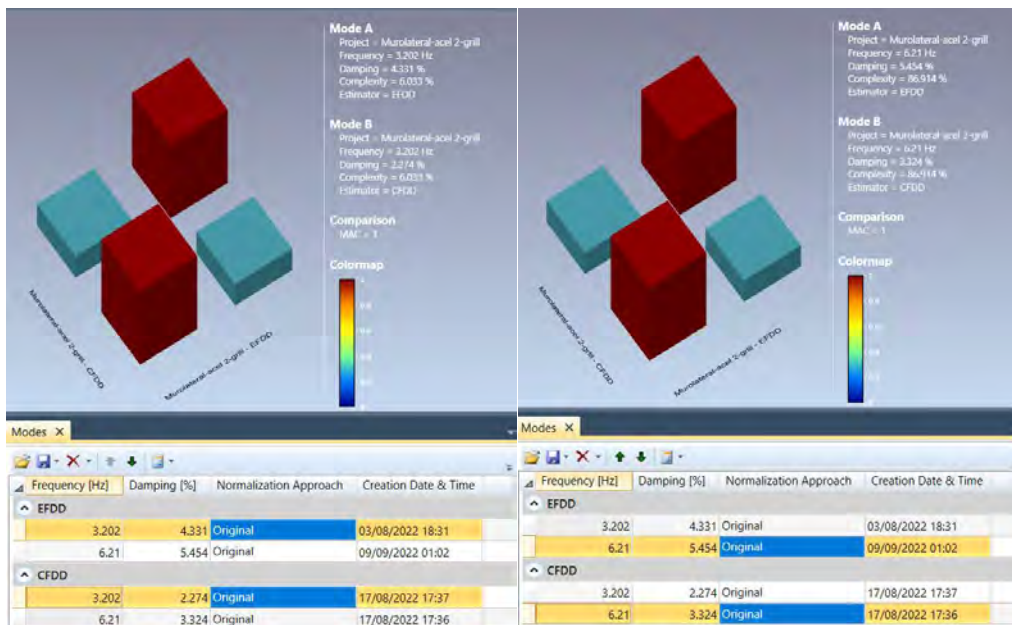


(b)

4.7 Validación de los resultados experimentales

La validación de los resultados obtenidos a nivel experimental se dio mediante el cálculo de la matriz de semejanza (MAC) como se observa en la Figura 44, el análisis comparativo entre dos métodos de estimación CFDD Y EFFD (Curve-fit Frequency Domain Decomposition y Enhanced Frequency Domain Decomposition respectivamente) de modos de vibración, donde los resultados confirman la precisión de valores correspondientes a los modos, siendo todos mayores a 0.99, por lo tanto los resultados experimentales son confiables.

Figura 43 Resultados comparativos de los modos de vibración



(a)

(b)

Nota. Resultados comparativos de los modos de vibración donde (a) corresponde al primer modo 3.2, (a) y 6.21 (b) al segundo modo

CAPÍTULO 5. MODELAMIENTO MATEMÁTICO

En este capítulo se presenta el modelo numérico de la estructura del templo de San Francisco de Asís, modelado en el programa Sap2000. El templo de San Francisco de Asís está conformado por mampostería de piedra en su totalidad, con tensores de madera en la parte superior de la estructura y con una estructura de doble par nudillo para el techo, el cual soporta la cubierta de atados de paja. Dicha estructura está conformada por elementos tipo Shell (Lamina) para los muros, y elementos tipo Frame (Lineal) para los tensores ubicados en la parte superior de la estructura. El techo se considera como cargas verticales y horizontales que actúan directamente en los muros perimétricos.

5.1. Análisis y Modelamiento de la Estructura del Techo

El techo del templo de San Francisco de Asís consta de dos pares y un nudillo, esta configuración hace que las cargas del techo se transmitan hacia los apoyos, en este caso hacia los muros. Por ello, se analizará y modelará la estructura del techo, en el cual se considerará el peso de cada elemento conformante del techo, los que se detallan en la tabla 12.

Tabla 14 *Metrado de Cargas de Techo*

Par de 3''	Unidad	Peso Unitario	Espesor (m)	Ancho Tributario (m)	Carga distribuida (kg/m)
Paja	kg/m ²	91.8	-	1	91.8
Entramado carrizo	kg/m ²	2.5	-	1	2.5
Correas y cintas	kg/m ²	8.8	-	1	8.8
Paja con entramado de carrizo	kg/m ²	21.3	-	1	21.3
				Total	124.4
Par de 6''	Unidad	Peso Unitario	Espesor (m)	Ancho Tributario (M)	Carga Distribuida (Kg/M)
Entramado de kurkur	kg/m ²	20	-	1	20
Torta de barro arcilla	kg/m ³	1600	0.025	1	40
Estucado de yeso	kg/m ³	1000	0.025	1	25
				Total	85

Nota. Fuente: Elaboración Propia

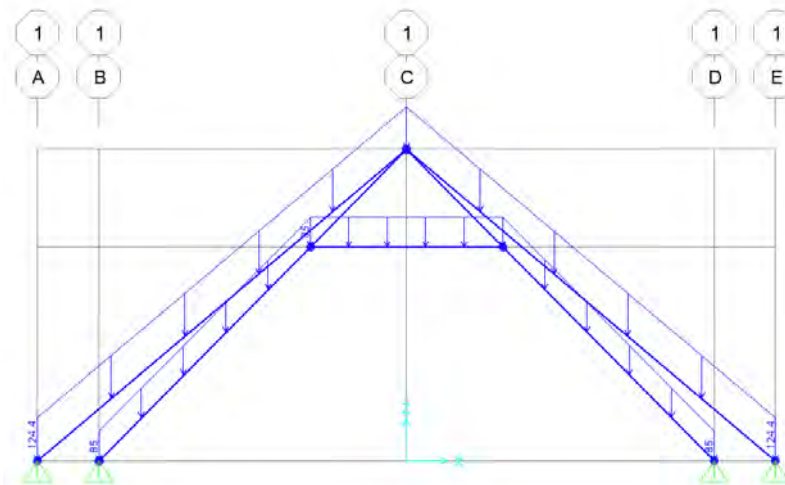
La estructura del techo está conformada por dos pares; el par externo es de 3", el cual soporta los elementos externos de la cobertura; el par interno es de 6", el cual soporta la estructura interna del techo que sirve de cielo raso.

Después de haber analizado el modelo en Sap2000 (CSI, 2012) se han obtenido los siguientes resultados.

Reacciones horizontales: $\sum R_x = 117.31 + 657.23 = 774.24 \text{ kg}$

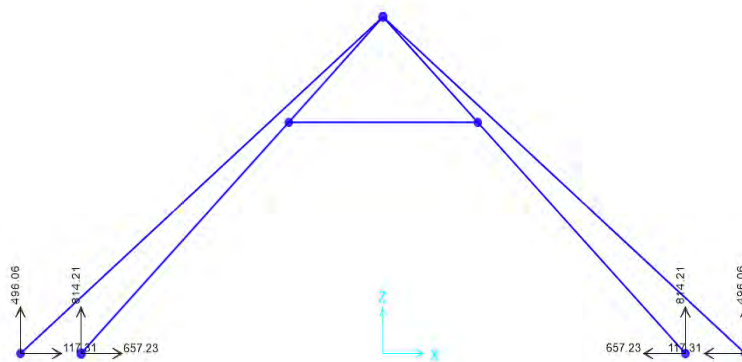
Reacciones verticales: $\sum R_y = 496.06 + 814.21 = 1310.27 \text{ kg}$

Figura 44 Modelado y asignación de cargas para el techo



Nota. Elaborado en el programa SAP2000

Figura 45 Reacciones obtenidas en el modelamiento



Nota. Elaborado en el programa SAP2000

Las reacciones halladas en el análisis de la estructura del techo serán asignadas en el modelo numérico del templo de San Francisco de Asís como reacciones puntuales de dirección vertical y horizontal.

5.2. Modelo Numérico de la Estructura

5.2.1. Propiedades Mecánicas de los Materiales

La precisión del modelo matemático presentado dependerá de diversos factores como son las propiedades mecánicas de los materiales (mampostería de piedra, madera), además de las condiciones de frontera. En el capítulo anterior se explica los procedimientos que se llevaron a cabo para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería de piedra. En este proyecto se modelaron los muros de mampostería con elementos laminares (Tipo Shell) en el programa SAP2000, además de los tensores de madera que se modelaron con elementos lineales (Tipo Frame). Los elementos utilizados en este modelo se muestran en la Tabla 13.

Tabla 15 *Módulo de Elasticidad de los materiales*

Material	Módulo De Elasticidad (Mpa)	Referencia
Mampostería De Piedra	775.4	(Sovero & Martel, 2014)
Madera Tipo B	9806.65	NTE 010

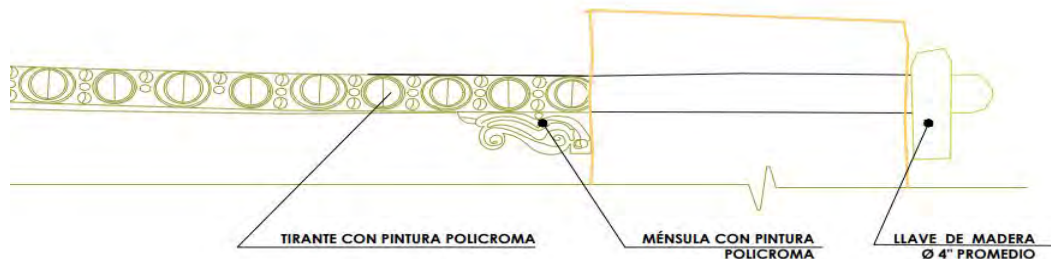
5.2.2. Modelo de Elementos Finitos

El templo de San Francisco de Asís se modeló utilizando el programa SAP2000 (CSI, 2012). Los muros de mampostería de piedra se representaron con elementos tipo lamina, mientras que los tirantes de la parte superior de la estructura se representaron con elementos tipo lineales. La zona instrumentada es el muro de la puerta principal, la cual tiene mayores deformaciones con respecto a los demás muros. En este trabajo se analizará la zona instrumentada, del cual se hará el análisis numérico.

Muros de mampostería: Los muros de mampostería se consideraron de anchos variables, como se puede apreciar físicamente. Los muros de mampostería varían desde 1.00m hasta los 1.35m. Siendo el ancho promedio del muro en estudio de 1.20m.

Tensores de madera: Los tensores de madera tienen pintura policromada y tienen dimensiones de 17.5cm x 17.5cm en promedio. Estos tensores tienen una ménsula apoyada en la parte interna del muro y por la parte externa se tienen llaves de madera de 4" en promedio, tal como se observa en la Figura 46.

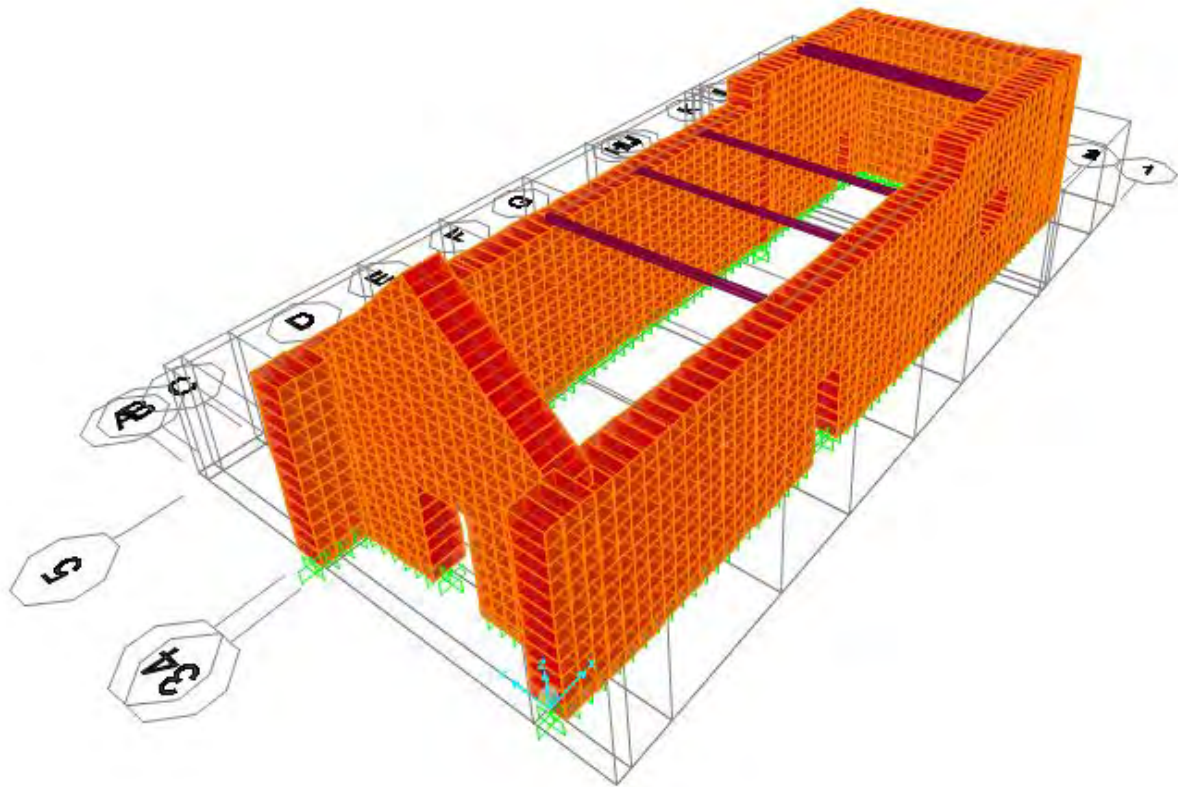
Figura 46 Detalle de Tensores de Madera



Nota. Elaboración Propia

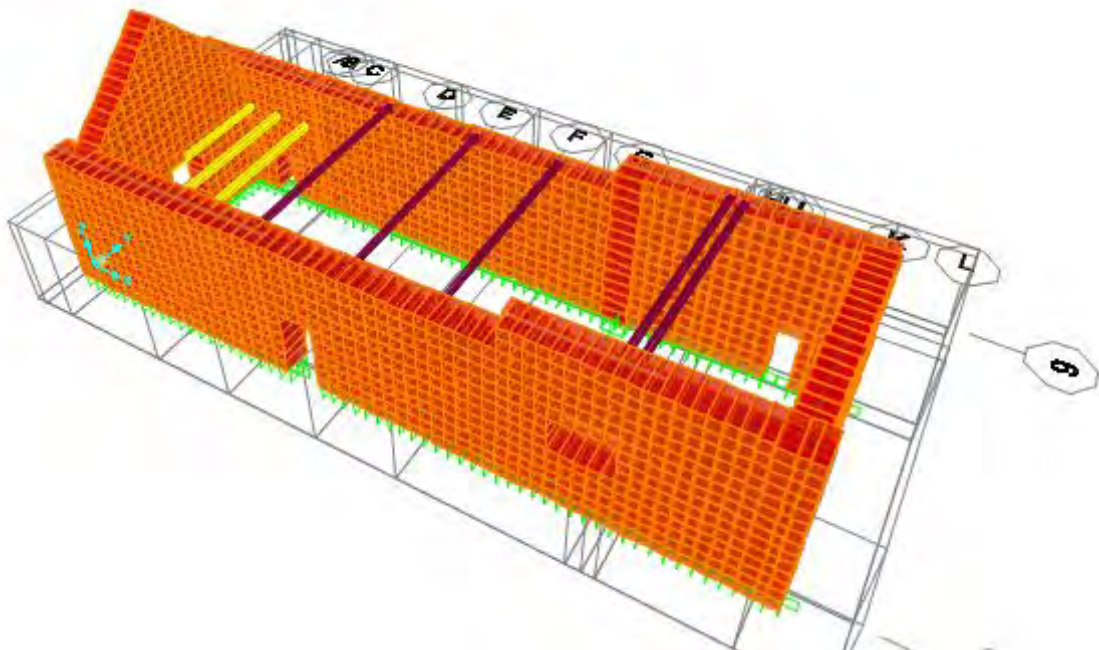
Debido a la incertidumbre de la interacción entre muro y tensores, se generaron dos modelos, que serán en esta sección. En el Modelo 1 se considera el tensor empotrado en el muro, mientras que en el Modelo 2 se considera una liberación de momentos M 3-3 al inicio y final del tensor. También genera incertidumbre la interacción de la estructura de sotacoro con los muros, por los que se considerará un Modelo 3, el cual considera las vigas aparentemente embebidas en los muros.

Figura 47 Modelo numérico del Templo - Modelo 1 y Modelo 2

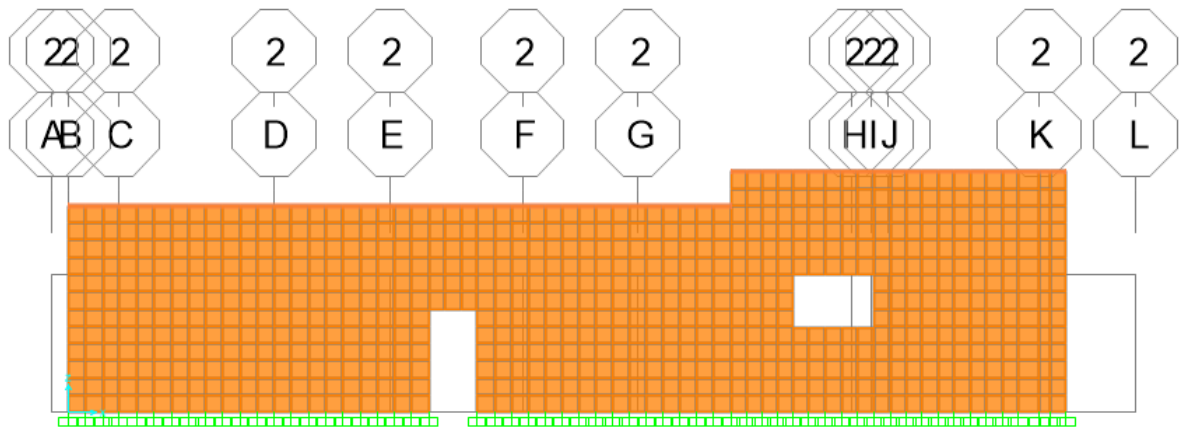


Nota. Elaborado en el programa SAP2000

Figura 48 Modelo numérico del Templo - Modelo 3



Nota. Elaborado en el programa SAP2000

Figura 49 Modelo numérico del Templo – Zona Instrumentada

Nota. Elaborado en el programa SAP2000

Se analizaron los modelos 1, 2 y 3, obteniéndose los modos de vibración de la zona en estudio con sus respectivas frecuencias naturales, como se detalla en las siguientes tablas.

Tabla 16 Análisis modal de la estructura – Modelo 1

Modo	Periodo	Frecuencia	Masa Participativa
Nº	s	Hz	UY
1	0.311	3.215	0.389
2	0.230	4.354	0.011
3	0.160	6.266	0.131
4	0.133	7.534	0.016
5	0.115	8.669	0.112
6	0.096	10.365	0.014
7	0.087	11.438	0.011
8	0.069	14.485	0.052
9	0.061	16.466	0.010
10	0.058	17.273	0.039

Tabla 17 *Análisis modal de la estructura – Modelo 2*

Modo	Periodo	Frecuencia	Masa Participativa
N°	s	Hz	UY
1	0.311	3.211	0.390
2	0.230	4.351	0.010
3	0.160	6.265	0.130
4	0.133	7.533	0.016
5	0.115	8.669	0.110
6	0.096	10.364	0.014
7	0.087	11.438	0.011
8	0.069	14.479	0.052
9	0.061	16.464	0.010
10	0.058	17.264	0.038

Tabla 18 *Análisis modal de la estructura – Modelo 3*

Modo	Periodo	Frecuencia	Masa Participativa
N°	s	Hz	UY
1	0.311	3.212	0.390
2	0.230	4.352	0.011
3	0.160	6.267	0.130
4	0.133	7.519	0.020
5	0.115	8.669	0.110
6	0.096	10.398	0.012
7	0.087	11.441	0.011
8	0.072	13.832	0.008
9	0.069	14.507	0.052
10	0.058	17.274	0.041

A continuación, se presentan los modos de vibración, desde el Modo 1 hasta el Modo 5, donde se muestran las formas modales de la estructura, con su respectivo movimiento.

Figura 50 Forma Modal - Modo 1

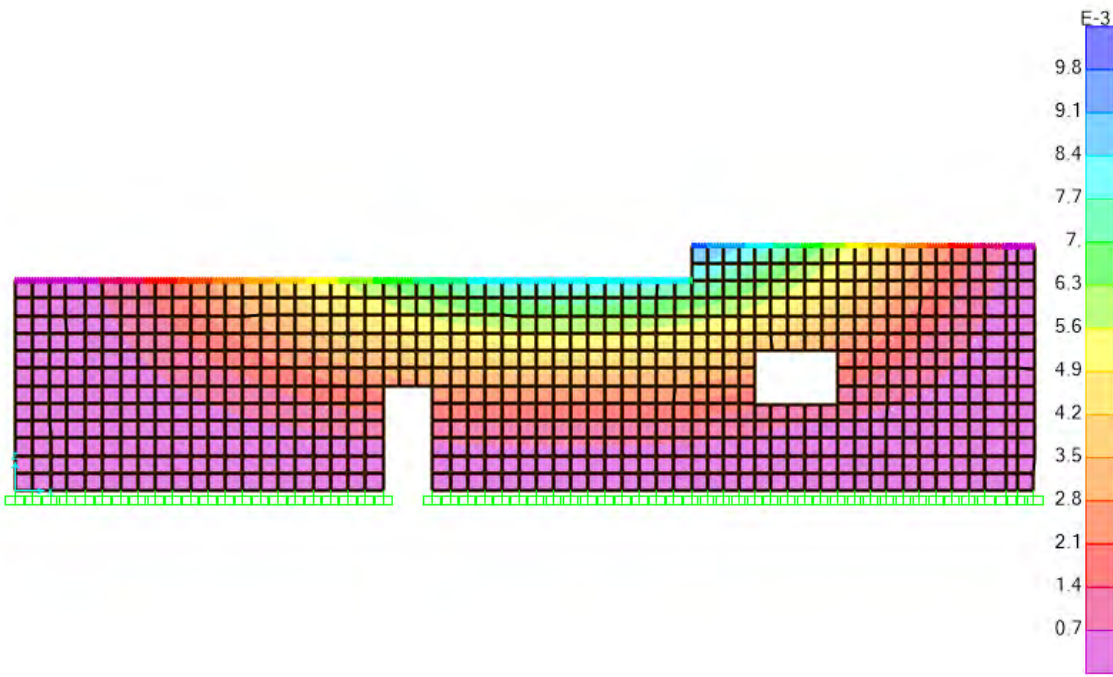


Figura 51 Forma Modal - Modo 2

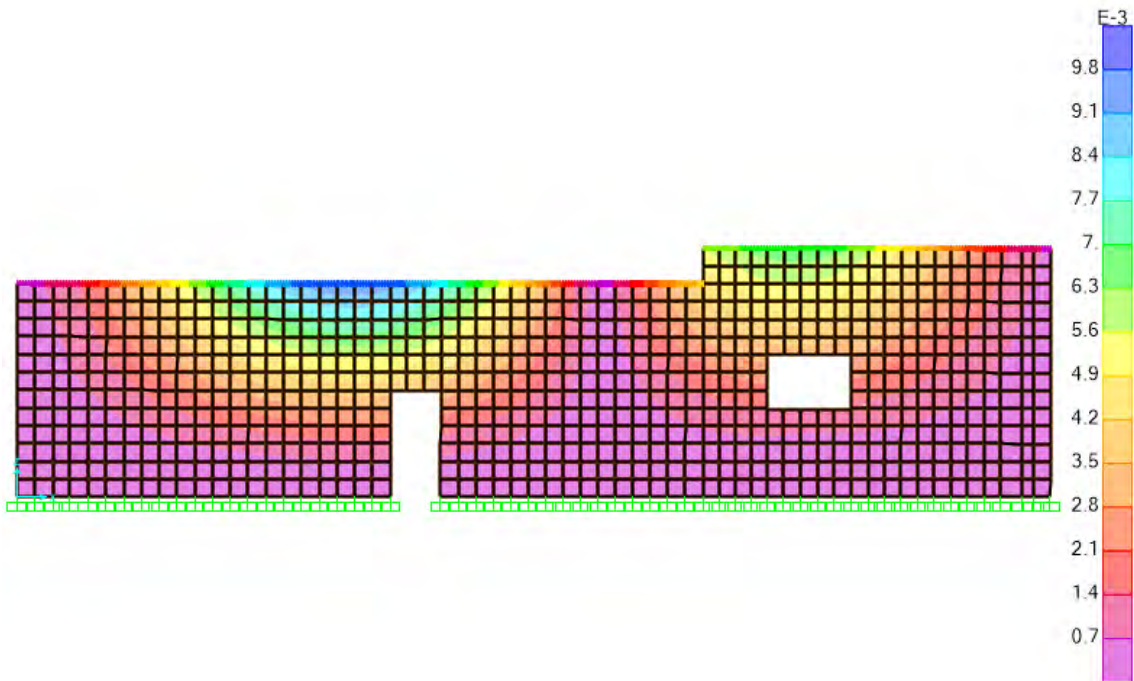


Figura 52 Forma Modal - Modo 3

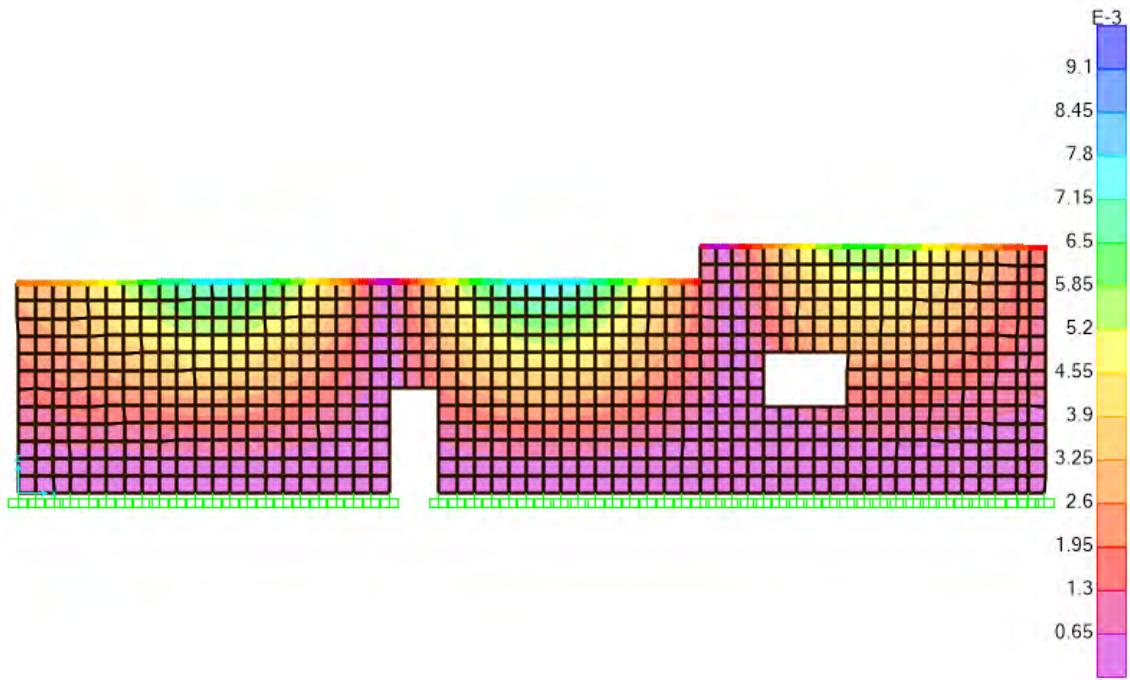


Figura 53 Forma Modal – Modo 4

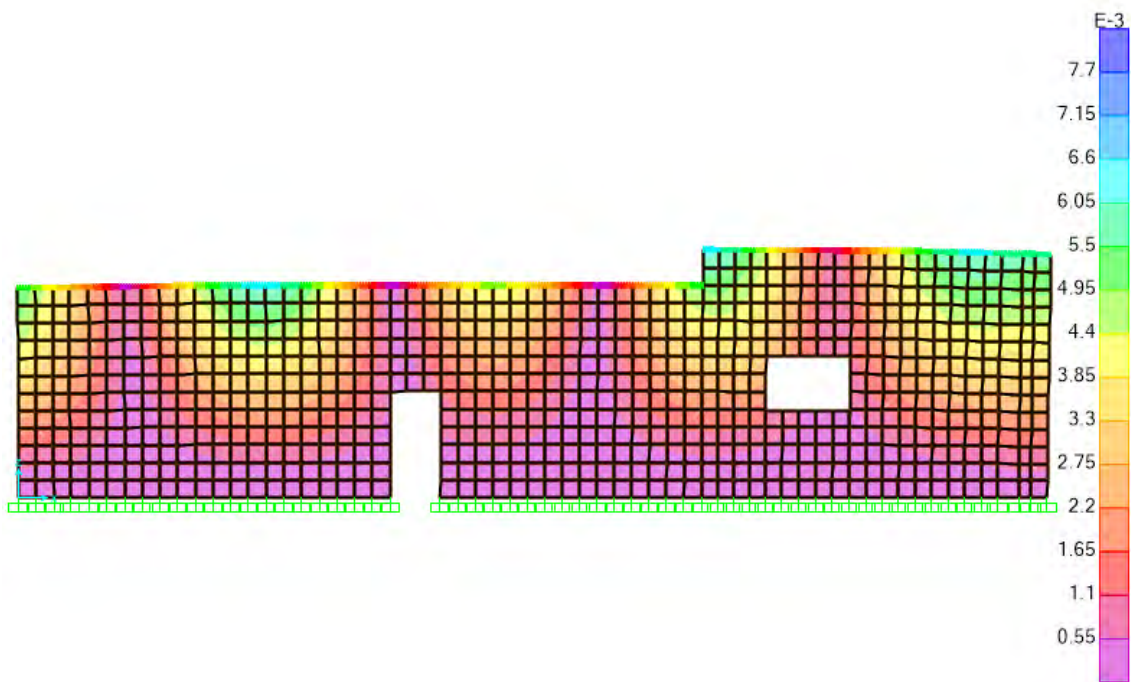
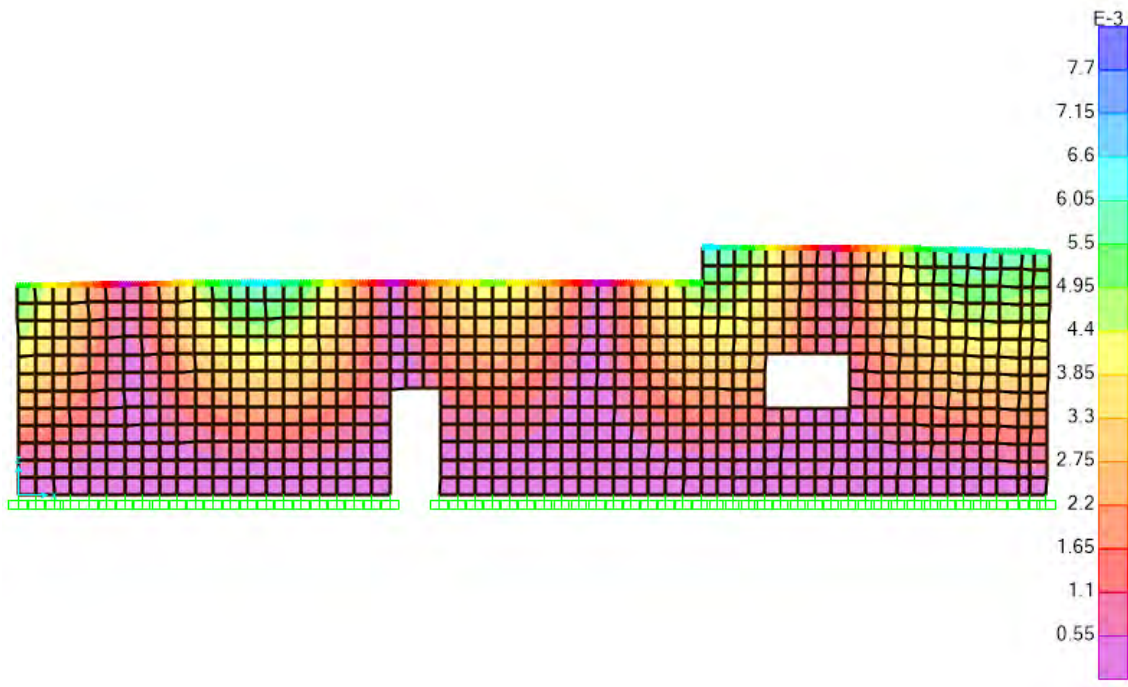


Figura 54 Forma Modal - Modo 5



CAPÍTULO 6. VALIDACIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE IDENTIFICACIÓN MODAL

La validación del modelo numérico se determina para establecer el nivel de precisión de sus resultados en referencia a los resultados obtenidos de manera experimental.

Este modelo es validado mediante la comparación de los modos resultantes de la campaña experimental y modos del modelo número mediante elementos finitos como se muestra en la tabla 19.

Tabla 19 Comparación de resultados

<i>Modo</i> <i>Nº</i>	<i>MEF</i>		<i>Experimental</i>		ERROR
	Periodo s	Frecuencia Hz	Periodo s	Frecuencia Hz	
1	0.311	3.215	0.312	3.202	0.41%
2	0.23	4.354			
3	0.16	6.266	0.161	6.210	0.90%
				Promedio	0.65%

Nota. MAC: MODAL ASSURANCE CRITERION

6.1. Comparación del modelo no calibrado con los datos experimentales.

A partir del modelamiento de la estructura del templo, se obtienen los resultados modales para los Modelos 1, 2 y 3. Estos resultados son comparados con los valores obtenidos en el procesamiento de datos de la campaña experimental. Se muestra el porcentaje de error para los tres modelos.

Tabla 20 Comparación de resultados – Modelo 1

<i>Modo</i> <i>Nº</i>	<i>MEF</i>		<i>Experimental</i>		Error
	Periodo S	Frecuencia Hz	Periodo S	Frecuencia Hz	
1	0.311	3.215	0.312	3.202	0.41%
2	0.23	4.354			
3	0.16	6.266	0.161	6.210	0.90%
				Promedio	0.65%

Tabla 21 Comparación de resultados – Modelo 2

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>		<i>Experimental</i>		ERROR
	Periodo s	Frecuencia Hz	Periodo s	Frecuencia Hz	
1	0.311	3.211	0.312	3.202	0.28%
2	0.23	4.351			
3	0.16	6.265	0.161	6.210	0.89%
				Promedio	0.58%

Tabla 22 Comparación de resultados – Modelo 3

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>		<i>Experimental</i>		ERROR
	Periodo s	Frecuencia Hz	Periodo s	Frecuencia Hz	
1	0.311	3.212	0.312	3.202	0.31%
2	0.23	4.352			
3	0.16	6.267	0.161	6.210	0.92%
				Promedio	0.62%

Se observa que el modelo 2 es el que presenta menos error en cuanto a la comparación de frecuencias entre el modelo experimental y numérico. Cabe resaltar que la diferencia de errores entre modelos es mínima, por lo que se realizará el análisis mediante el coeficiente de semejanza modal MAC (Modal Assurance Criterium) el cual mostrará si existe una relación óptima en cuanto a formas modales de ambos modelos.

Tabla 23 MAC – Modelo 1

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	MAC
	Frecuencia Hz	Frecuencia Hz	
1	3.215	3.202	0.61
2	4.354		
3	6.266	6.210	0.46

Tabla 24 *MAC – Modelo 2*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF EXPERIMENTAL</i>		<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> Hz	<i>Frecuencia</i> Hz	
1	3.211	3.202	0.64
2	4.351		
3	6.265	6.210	0.48

Tabla 25 *MAC – Modelo 3*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF EXPERIMENTAL</i>		<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> Hz	<i>Frecuencia</i> Hz	
1	3.212	3.202	0.65
2	4.352		
3	6.267	6.210	0.51

Se aprecia que los valores de MAC son inferiores al valor aceptable (el MAC se considera aceptable cuando es mayor a 0.75) por lo que se puede deducir que los modos de vibración experimentales y analíticos no son semejantes. Debido a esto, se procederá a calibrar los dos modos de vibración correspondientes a las frecuencias de 3.202 Hz y 6.210 Hz.

6.2. Calibración del Modelo Numérico.

El objetivo del proceso de calibración consiste en la optimización del modelo numérico para que alcance un porcentaje de semejanza al modelo experimental mayor a 80% por lo que los resultados tendrán una mínima diferencia. Para el presente trabajo, se realizó un análisis de sensibilidad de los parámetros que modifican considerablemente los modos de vibración de la estructura, los cuales son el módulo de elasticidad (E) y las condiciones de frontera. El proceso de calibración del modelo numérico se realizará con un proceso iterativo manual, en el cual la función objetivo será alcanzar un valor de MAC mayor a 0.75.

6.2.1. Primera iteración.

La primera iteración se realizará considerando la variable de Módulo de Elasticidad (E) tratando de encontrar el valor más próximo a las frecuencias encontradas en la campaña experimental. Para esto, la función objetivo será $f=3.202$ Hz para el primer modo de vibración.

Tabla 26 Valores estimados para la calibración del Modo 1

<i>Iteración</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
<i>E</i> (Kg/cm ²)	7906.90	7200.00	7182.45	7167.58	7145.10	7129.80	7104.39	7099.39	7092.30
<i>f</i> (Hz)	3.545	3.228	3.221	3.215	3.211	3.209	3.205	3.203	3.202

Se encuentra que para el módulo de Elasticidad de 7092.30 kg/cm² (695.5 Mpa) se obtiene el valor de frecuencia de la función objetivo. También se calcula el MAC correspondiente a este modelo.

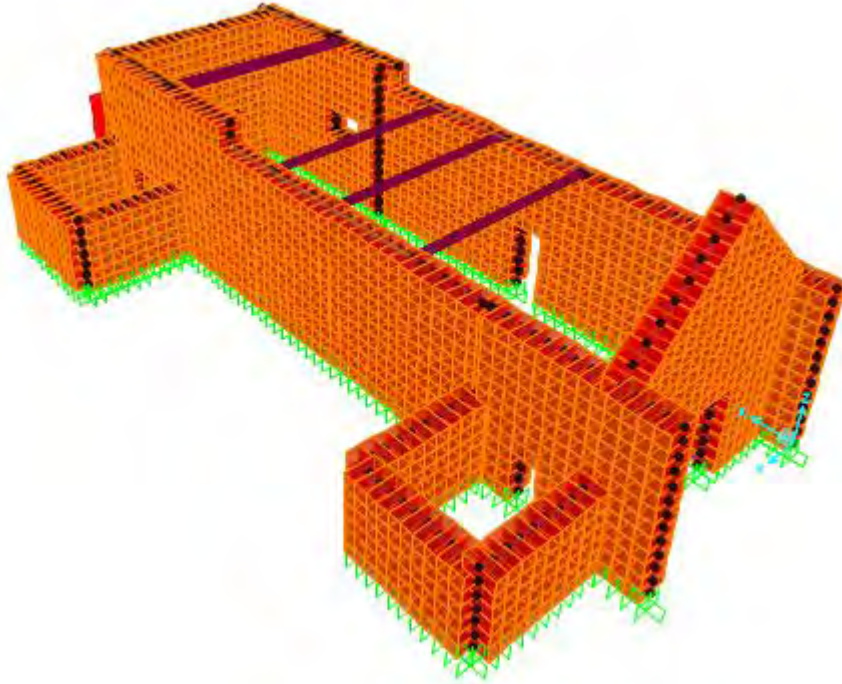
Tabla 27 MAC – Primera iteración

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
<i>1</i>	3.202	3.202	0.71
<i>3</i>	6.281	6.210	0.51

Para las siguientes iteraciones se considera la variable de las condiciones de frontera, los cuales consisten en agregar al modelo matemático conexiones con estructuras adyacentes a la nave principal.

6.2.2. Segunda iteración.

Como segunda iteración se incorporan los muros adyacentes correspondientes a la sacristía y baptisterio, en los cuales se identifican muros de mampostería de 1.10m de espesor.



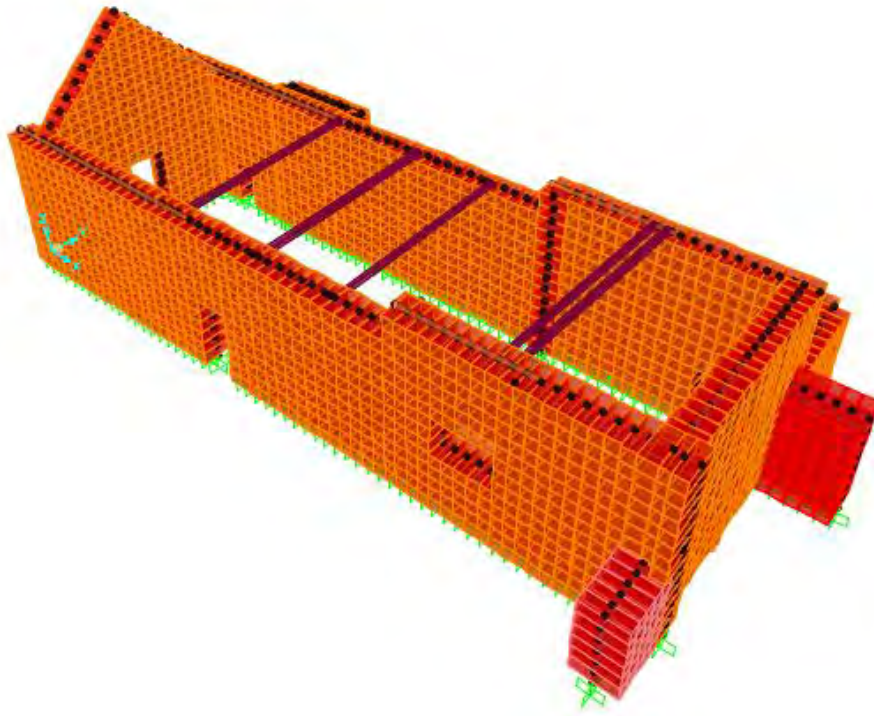
Se encuentra que las frecuencias del modelo matemático cambian, por lo que se iterará nuevamente para encontrar las frecuencias de la función objetivo. Además, se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC mejora considerablemente para el Modo 1, llegando a un valor de 0.88; mientras que para el Modo 2 llega a un valor de 0.59.

Tabla 28 *MAC – Segunda iteración*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
<i>1</i>	3.203	3.202	0.88
<i>3</i>	6.297	6.210	0.59

6.2.3. Tercera iteración.

Como tercera iteración se incorporan los contrafuertes adyacentes a la nave principal, en los cuales se identifican muros de mampostería de 1.60m y 1.70m de espesor.



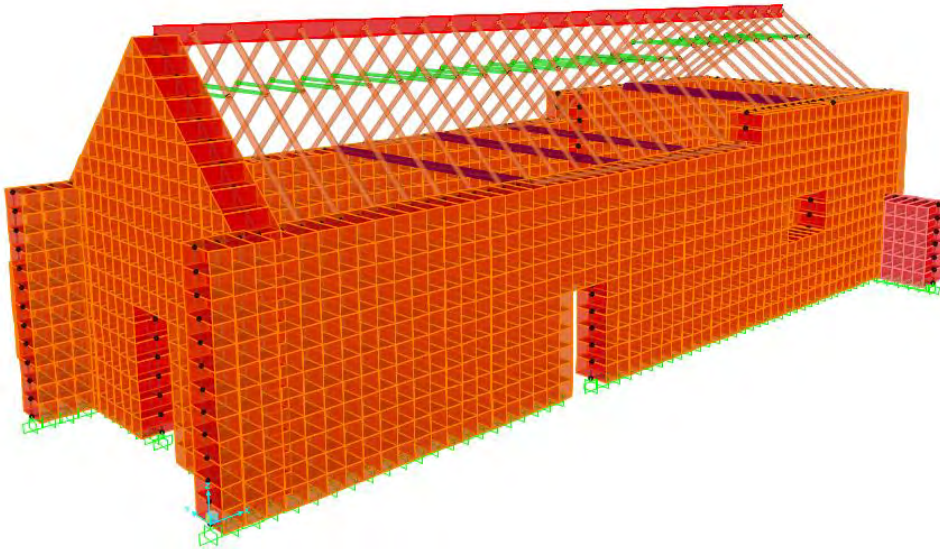
Se encuentra que las frecuencias del modelo matemático cambian, por lo que se iterará nuevamente para encontrar las frecuencias de la función objetivo. Además, se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC no tiene cambios considerables para el Modo 1 y para el Modo 2; llegando a valores de 0.88 y 0.60 respectivamente.

Tabla 29 MAC – Tercera iteración

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	MAC
	Frecuencia Hz	Frecuencia Hz	
1	3.203	3.202	0.88
3	6.321	6.210	0.60

6.2.4. Cuarta iteración.

Como cuarta iteración se incorpora la estructura del techo el cual está apoyado en los muros longitudinales de la nave principal.



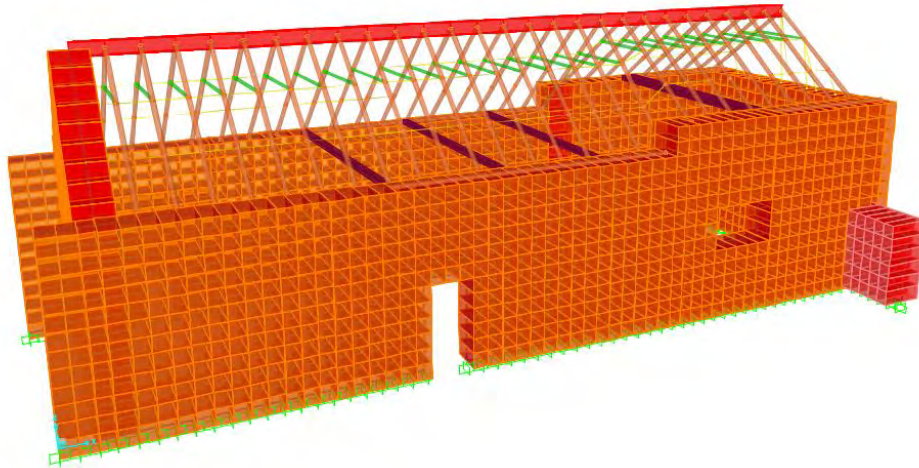
Esta iteración hace que las frecuencias de los modos de vibración cambien considerablemente, alejándose de las frecuencias de la función objetivo. Además, se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC tiene cambios negativos para el Modo 1 y para el Modo 2 en comparación a la tercera iteración; llegando a valores de 0.85 y 0.53 respectivamente.

Tabla 30 *MAC – Cuarta iteración*

<i>Modo</i> <i>Nº</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
1	3.203	3.202	0.85
3	5.481	6.210	0.53

6.2.5. Quinta iteración.

Como quinta iteración se incorporan las correas en la estructura del techo, dándole una mayor rigidez a la estructura del techo.



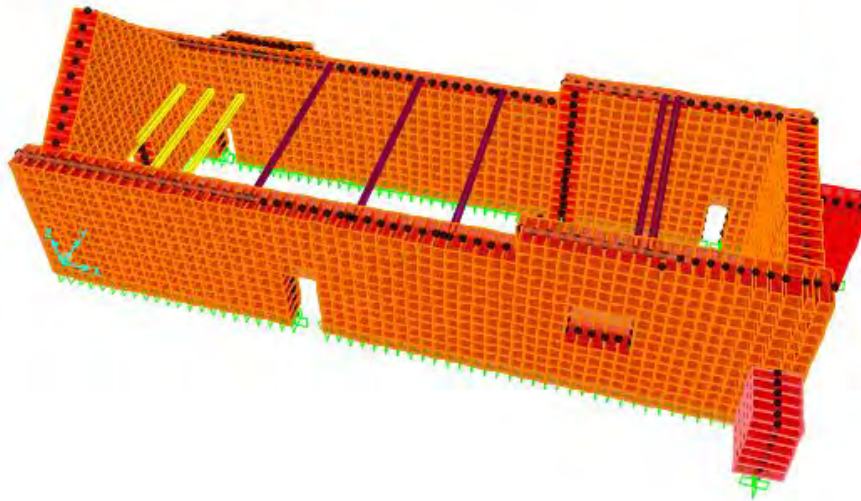
Esta iteración no tiene mucha influencia en las frecuencias de los modos de vibración, con respecto a la cuarta iteración. También se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC no tiene mayor efecto con respecto a la cuarta iteración para el Modo 1 y Modo 2; llegando a valores de 0.85 y 0.54 respectivamente. Debido a esto, se concluye que se obtiene mejores formas modales aplicando las cargas generadas por el techo en los muros transversales de la nave principal.

Tabla 31 *MAC – Quinta iteración*

<i>Modo</i> <i>Nº</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
1	3.210	3.202	0.85
3	5.493	6.210	0.54

6.2.6. Sexta iteración.

Como sexta iteración se incorporan las vigas del sotacoro que están embebidas en los muros longitudinales de la nave principal, sin considerar la estructura del techo y aplicando las cargas generadas directamente en los muros.



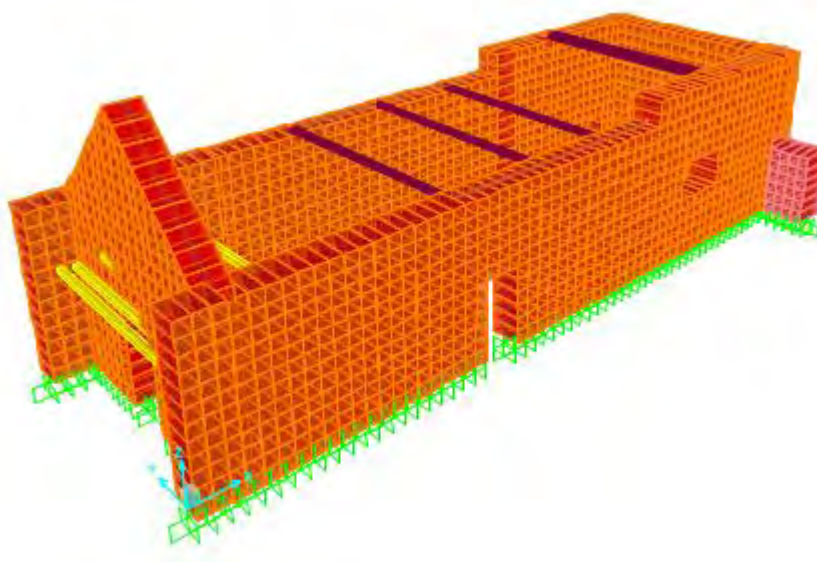
Esta iteración hace que las frecuencias de los modos de vibración se acerquen a las frecuencias de la función objetivo. Además, se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC tiene cambios favorables para el Modo 1 y para el Modo 2 en comparación a la quinta iteración; llegando a valores de 0.88 y 0.66 respectivamente.

Tabla 32 *MAC – Sexta iteración*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
1	3.207	3.202	0.88
3	6.383	6.210	0.66

6.2.7. Séptima iteración.

Como séptima iteración se incorporan las vigas que soportan el balcón en el muro transversal norte (hastial principal), los cuales están apoyados en el extremo de los muros longitudinales.



En esta iteración las frecuencias de los modos de vibración no varían considerablemente con respecto a las frecuencias de la función objetivo. También se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC no tiene cambios considerables para el Modo 1 y para el Modo 2, llegando a valores de 0.88 y 0.67 respectivamente.

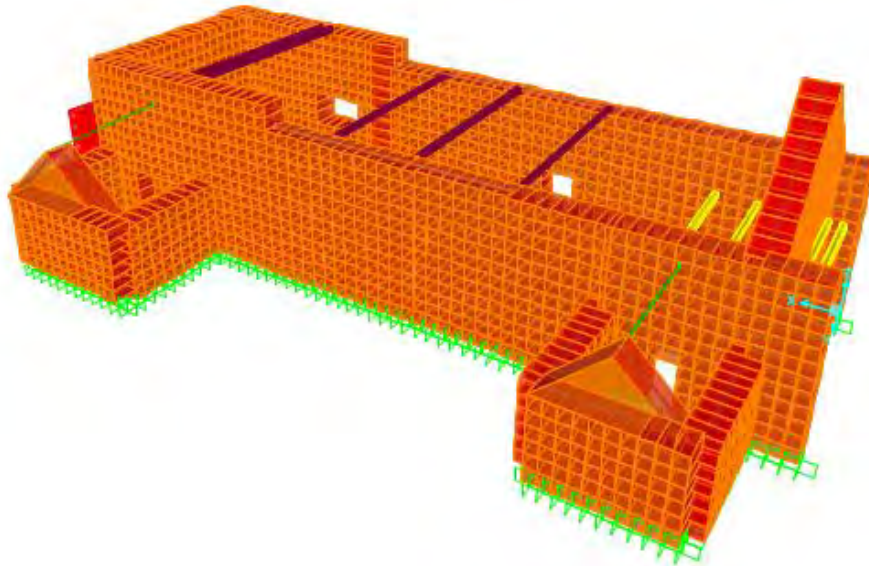
Tabla 33 *MAC – Séptima iteración*

<i>Modo</i> <i>Nº</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
1	3.217	3.202	0.88
3	6.383	6.210	0.67

Después de esta iteración, se hace una combinación de condiciones de frontera, desde la primera hasta la séptima, obteniéndose valores de MAC inferiores a los calculados hasta ahora, por lo que se continuará con las iteraciones hasta alcanzar un valor de MAC aceptable.

6.2.8. Octava iteración.

Como octava iteración se incorporan los hastiales de la sacristía y baptisterio, considerando la viga que se apoya en la parte superior del hastial y el muro transversal de la nave principal.



En esta iteración las frecuencias de los modos de vibración se asemejan a las frecuencias de la función objetivo. También se calcula el MAC para esta iteración, donde se aprecia que el MAC mejora considerablemente para el Modo 1 y para el Modo 2, llegando a valores de 0.88 y 0.75 respectivamente.

Tabla 34 *MAC – Octava iteración*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
1	3.205	3.202	0.88
3	6.744	6.210	0.75

6.2.9. Novena iteración.

Para el cálculo del MAC de la novena iteración, se consideran los puntos de mayor desplazamiento con respecto al modelo experimental, purgando los puntos de la parte inferior que tienen desplazamiento mínimo, logrando así, obtener una mejor forma modal para el cálculo del MAC. Para esta iteración se considera el mismo modelo matemático de la octava iteración, considerando únicamente los puntos de mayor desplazamiento para el modelo matemático y el modelo experimental.

Tabla 35 *MAC – Novena iteración*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
1	3.205	3.202	0.95
3	6.744	6.210	0.85

Finalmente se encuentran valores de semejanza modal MAC de 0.95 y 0.85 para los modos 1 y modo 2 respectivamente, obteniéndose valores óptimos. Por lo tanto, se concluye con el proceso de calibración del modelo numérico.

CAPÍTULO 7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se presenta los resultados y discusión de la presente investigación.

7.1. Resultados de la campaña experimental.

Tabla 36 *Resultados campaña experimental*

<i>EXPERIMENTAL</i>		
<i>Modo</i>	<i>Frecuencia</i>	<i>Amortiguamiento</i>
<i>N°</i>	<i>Hz</i>	
1	3.202	4.33
3	6.210	5.45

- En la campaña experimental se tomaron medidas de vibración en el muro y mediante procesos de filtración y análisis de datos se optimizó el modelo experimental a través del software Artemis Modal PRO, utilizando el método de Descomposición en el dominio de la frecuencia mejorada EFDD donde se comparan vectores correspondientes a los puntos cercanos a las frecuencias naturales y mediante el MAC, los resultados próximos a uno determinan que los modos coinciden, obteniéndose frecuencias de 3.2 y 6.21 Hz con porcentajes de amortiguamiento es de 4.33 y 5.45 que corresponderían al 1er y 3er modo respectivamente. La matriz de semejanza de modos de vibración según los métodos de CFDD Y FDD mostraron resultados superiores a 0.99, con lo que se concluye un resultado fiable en el procesamiento de señales.

7.2. Resultados del modelamiento Numérico.

Tabla 37 *Resultados Modelamiento Numérico*

<i>MEF</i>			
<i>Modo</i>	<i>Frecuencias</i>	<i>Frecuencia</i>	<i>Frecuencia</i>
<i>N°</i>	<i>Modelo1</i>	<i>Modelo2</i>	<i>Modelo3</i>
	<i>Hz</i>	<i>Hz</i>	<i>Hz</i>
1	3.215	3.211	3.212
2	4.354	4.351	4.352
3	6.266	6.265	6.267

- Se realizaron tres modelos numéricos variando detalles de condiciones de borde y elementos que puedan influenciar en el comportamiento estructural del muro, cuyos resultados varían al milésimo (tabla 37), demostrando estabilidad en el modelamiento matemático.

7.3. Resultados del Proceso de Calibración.

Tabla 38 *Resultados de calibración de parámetros modales*

<i>Modo</i> <i>N°</i>	<i>MEF</i>	<i>EXPERIMENTAL</i>	<i>MAC</i>
	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	<i>Frecuencia</i> <i>Hz</i>	
<i>1</i>	3.205	3.202	0.95
<i>3</i>	6.744	6.210	0.85

- Se optimizó el modelo matemático en función a los resultados del modelo experimental con frecuencias resultantes de 3.205 Hz y 6.744 Hz alcanzando semejanzas modales de MAC de 0.95 para el primer modo de vibración y 0.85 para el tercer modo de vibración.
- El proceso de calibración consiste en modificar las condiciones de frontera para alcanzar un modelo con propiedades dinámicas semejantes al modelo experimental. En este caso, al desconocer las propiedades mecánicas de la mampostería de piedra, también se llevó un proceso de calibración de las propiedades del material, obteniéndose un módulo de elasticidad $E=7005 \text{ kg/cm}^2$ o $E=687 \text{ Mpa}$. Este valor es congruente respecto a materiales similares de diversas investigaciones.
- Se lograron visualizar formas modales similares al modelo matemático con desplazamientos de semejanza modal MAC de 0.95 para el primer modo de vibración y 0.85 para el tercer modo de vibración.

CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo se muestran a continuación:

8.1. Conclusiones.

Conclusiones generales.

OMA es una metodología de gran alcance para este tipo de estructuras históricas (intangibles) puesto que permite estudiar el comportamiento dinámico de una estructura a través de técnicas no destructivas sin interferir las condiciones de funcionamiento, es decir, en su estado de operación.

En el desarrollo de esta metodología, se consigue calibrar un modelo numérico, en base a parámetros modales obtenidos a partir del análisis del modelo experimental; cuyo alcance permitiría el análisis de la estructura en su estado actual y propuestas de intervención.

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

1. En el procesamiento de señales, se recurrieron a distintos métodos para la determinación preliminar de frecuencias, precisando el método de descomposición en el dominio del tiempo (SSI) para filtrar valores de frecuencia, según las condiciones que definen este método como la estabilización de modos de vibración.
2. El método empleado por su confiabilidad en resultados fue el método de descomposición de frecuencias mejorado (EFDD) ya que permite estimar coeficientes de amortiguamiento modal fiables e identificar frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura.
3. Para la determinación de los parámetros modales, se identificaron 2 modos de vibración en un rango de 0-16 Hz mediante la técnica de descomposición en el

dominio de la frecuencia mejorada (EFDD). Estos modos corresponderían a 3.2 Hz para el primer modo y 6.21 Hz para el tercer modo, con amortiguamientos de 4.33% y 5.45% respectivamente.

Modelo Numérico y Proceso de Calibración

1. La definición de las variables como propiedades mecánicas y condiciones de frontera son determinantes para lograr un modelo numérico confiable, ya que estos son parámetros predominantes en el comportamiento dinámico de la estructura. Al optimizar el modelo numérico, estos parámetros son calibrados, obteniéndose un Modulo de Elasticidad de $E=687$ Mpa para la mampostería de piedra.
2. El techo es una estructura importante y de gran masa a considerarse en el modelo matemático, sin embargo, en el proceso de calibración se concluye que el techo está simplemente apoyado en los muros longitudinales de la nave principal, por lo tanto, las cargas del techo son transmitidas directamente al muro. Tomando esta consideración, los valores de MAC mejoraron considerablemente.
3. En el proceso de calibración se consideraron los tensores de madera que conectan los muros longitudinales de la nave principal, simplemente apoyados o con una conexión rígida, concluyéndose que estos tensores están unidos, pero sin transmisión de momentos en el nodo, por lo que se aplicaron liberación de momentos M 3-3, consiguiéndose una mejor semejanza modal.
4. La optimización de un modelo numérico es validada en función al coeficiente de semejanza modal MAC, cuyos valores deben ser mayores a 0.85 para obtener un modelo matemático calibrado. Los valores de MAC encontrados para el 1er y 3er modo de vibración corresponden a 0.95 y 0.85 respectivamente.

8.2. Recomendaciones

1. Se recomienda usar más de 3 acelerómetros, puesto que al aumentar los puntos de medición hay mayor cantidad de data, lo que permite tener resultados con mayor precisión y detalle.
2. Es muy importante seleccionar el equipo necesario para la campaña experimental, acelerómetros con la sensibilidad necesaria, cables con una longitud adecuada según la ubicación de los puntos de medición y un sistema de adquisición de datos óptimo.
3. Es recomendable realizar pruebas de fijación de los acelerómetros en los puntos de medición para evitar alteraciones en los datos medidos.

BIBLIOGRAFIA

EN 1052-1:1998 Methods of test for masonry Part1: Determination of compressive strength

Huamán D. (1986) Aspectos Sismo tectónicos del Sismo del Cuzco

Castillo L. (2019)– Ministerio de Cultura Templos Rurales de Cusco

Magenes G., Penna A., Galasco A., Rota M. (2010) Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties

Aguilar, R. (2010). *Dynamic Structural Identification using Wireless Sensor Networks* (Issue August).

Azevedo, A. (2003). Metodo Dos Elementos Finitos. *Faculdade de Engenharia Da Universidade Do Porto Portugal*.

Brinker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis*.

Chácara, C. (2013). Evaluación Estructural de Construcciones Históricas en la Costa Peruana Utilizando Tecnologías Modernas: El Caso del Hotel “El Comercio” en Lima. In *Pontificia Universidad Católica del Perú*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Chopra, A. K. (2012). *DINAMICA DE ESTRUCTURAS* (Cuarta).

CSI. (2012). *SAP2000*.

Cunha, Á., Caetano, E., Magalhães, F., & Moutinho, C. (2005). From input-Output to Output-Only modal identification of civil engineering struct. *Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, IOMAC 2005*, 1–22.

He, J., & Fu, Z.-F. (2001). *Modal Analysis*.

Leiva, A. O. (2009). *Monografía: Recomendaciones para la modelación por el Método de los Elementos Finitos*.

- Pachón, P. (2014). *EVALUACION ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES HISTORICAS MEDIANTE ANALISIS MODAL OPERACIONAL (OMA)*.
- Rodrigues, J. (2004). *Identificação modal estocástica métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*.
- Diego, S.G. (2013) *ALGORITMO PARA LA CALIBRACIÓN DE MODELOS ESTRUCTURALES EN ELEMENTOS FINITOS DE PUENTES USANDO ANSYS*
- Sendón, P. F. (2004). *El wasichakuy de Marcapata. Ensayo de interpretación de una “costumbre” andina*.
- Sequera Gutierrez, D. A., & Solano Rodriguez, L. F. (2013). ALGORITMO PARA LA CALIBRACIÓN DE MODELOS ESTRUCTURALES EN ELEMENTOS FINITOS DE PUENTES USANDO ANSYS. *PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA*, 1–103.
- Sovero, S. K., & Martel, C. (2014). *Herramienta para el proceso de calibración de modelos numéricos*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Weng, J. H., Loh, C. H., Lynch, J. P., Lu, K. C., Lin, P. Y., & Wang, Y. (2008). Output-only modal identification of a cable-stayed bridge using wireless monitoring systems. *Engineering Structures*, 30(7), 1820–1830.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.12.002>