

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL HALL DE SAN JERÓNIMO DE LA
IGLESIA DE LA NATIVIDAD DE BELÉN**

Tesis para optar por el Grado de **Magíster en Ingeniería Civil**, que presenta:

Edson Mauricio Gonzales Paliza

Asesor: Dr. Rafael Aguilar Vélez

Lima, abril 2018

RESUMEN

El hall de San Jerónimo (HSJ) se ubica dentro del monasterio armenio que pertenece a la Iglesia de la Natividad en Belén, Palestina. Este complejo, compuesto principalmente por albañilería de piedra fue construido alrededor del siglo IV sobre la gruta de la natividad, lugar donde se cree que nació Jesús. Recientemente, un proyecto arqueológico dejó sin confinamiento la cimentación de algunos elementos estructurales en el interior del HSJ. En esta investigación, se evaluó la condición estructural actual del HSJ (con las excavaciones parciales) y el posible efecto de excavaciones adicionales. La evaluación estructural inició con visita a campo, en donde se realizó una inspección visual de daños y se utilizaron las técnicas de fotogrametría y escáner laser para la adquisición detallada de la geometría. Además, se aplicaron técnicas no destructivas para la caracterización mecánica de los materiales (ensayos sínicos) y del sistema estructural del hall (ensayos de vibración ambiental). Con todos los datos recolectados sobre la información estructural del HSJ, se implementó y calibró un Modelo de Elementos Finitos (MEF) en tres dimensiones. Este modelo sirvió para estimar el nivel actual de carga existente (análisis de cargas de servicio) en la base de columnas y muros. El MEF también se utilizó para evaluar dos escenarios de colapso en donde las excavaciones adicionales fueron modeladas como asentamientos en la base de las columnas expuestas. Finalmente, mediante un análisis paramétrico, el MEF permitió definir estados de daño y márgenes de seguridad para cada escenario de colapso.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, en especial a mis padres y a mi hermano.

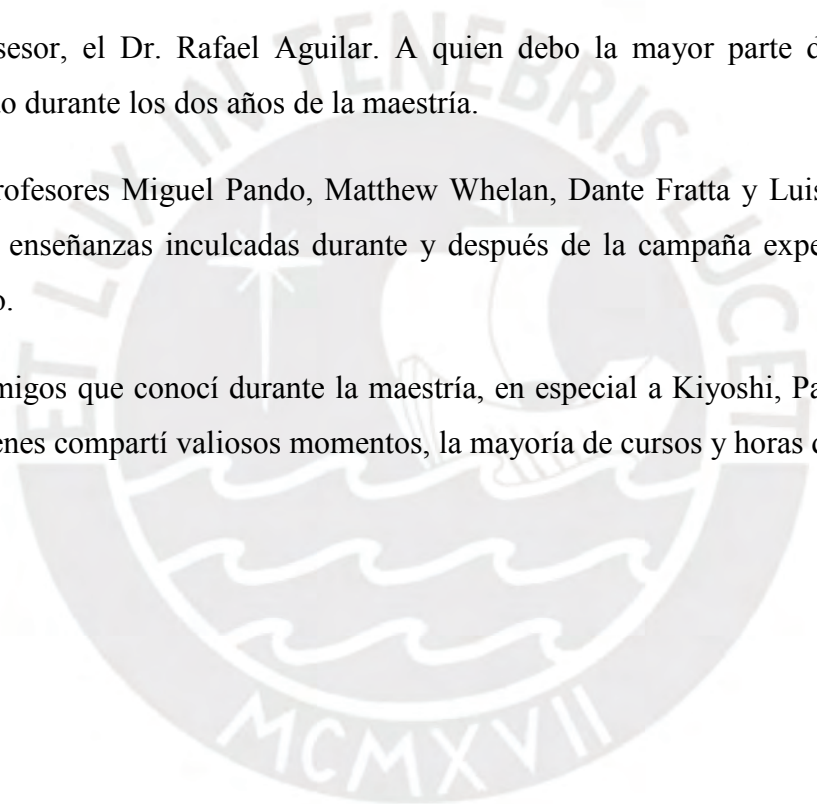
Al estado peruano y a la Pontificia Universidad Católica del Perú por haberme concedido una beca integrada de maestría mediante el CONVENIO DE GESTIÓN N° 232-2015 FONDECYT.

Al grupo de investigación E&H, por otorgarme un lugar y las herramientas necesarias para desarrollar la investigación.

A mi asesor, el Dr. Rafael Aguilar. A quien debo la mayor parte del conocimiento adquirido durante los dos años de la maestría.

A los profesores Miguel Pando, Matthew Whelan, Dante Fratta y Luis Ramos, por las valiosas enseñanzas inculcadas durante y después de la campaña experimental de este proyecto.

A los amigos que conocí durante la maestría, en especial a Kiyoshi, Pablo y Jhomayra; con quienes compartí valiosos momentos, la mayoría de cursos y horas de estudio.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	2
1.2. Objetivos	3
1.3. Organización	4
1.4. Metodología	5
CAPÍTULO 2. EL CASO DE ESTUDIO: EL HALL DE SAN JERÓNIMO DE LA IGLESIA DE LA NATIVIDAD 11	
2.1 Descripción histórica	12
2.2 Reconstrucción 3D y levantamiento geométrico del HSJ	12
2.3 Descripción arquitectónica y estructural	15
2.4 Inspección visual de anomalías	16
CAPÍTULO 3. ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS PARA CARACTERIZAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS.....	18
3.1 Introducción	19
3.2 Ensayos sónicos para la caracterización mecánica	19
3.3 Identificación modal operacional (OMA)	21
3.4 Resumen	24
CAPÍTULO 4. IMPLEMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....	25
4.1 Introducción	26
4.2 Implementación del Modelo en elementos finitos	26
4.3 Calibración del MEF usando los resultados del análisis modal operacional	28
4.4 Conclusiones	33
CAPÍTULO 5. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE ASENTAMIENTOS DEBIDO A PROCESOS DE EXCAVACIÓN ARQUEOLÓGICA	34
5.1 Introducción	35
5.2 Análisis estructural del HSJ considerando cargas de servicio	36
5.3 Análisis paramétrico de asentamientos diferenciales	37
5.4 Discusión de resultados	39
5.5 Resumen	41
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	43
REFERENCIAS	45

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de Belén y distribución general de la Basílica de la Natividad.	2
Figura 2. Proyecto arqueológico dentro del HSJ: (a) cerámicos encontrados y (b) excavaciones.....	3
Figura 3. Elementos considerados para el MEF: (a) tetraedro tipo TE12L y (b) resortes tipo SP1TR para la interacción suelo estructura.	8
Figura 4. Modelo constitutivo del TSCM: (a) comportamiento en tensión y (b) compresión TNO Diana (2016).....	9
Figura 5. Proceso constructivo de la iglesia de la natividad de Belén (Bagatti, 1952).....	12
Figura 6. Reconstrucción 3D del interior del HSJ: (a) malla 3D y (b) malla texturizada.	13
Figura 7. Reconstrucción 3D del techo interior del HSJ mediante FT: (a) malla 3D texturizada y (b) ortofoto del techo.....	13
Figura 8. (a) Nube de puntos depurada del convento y (b) corte transversal del hall.	14
Figura 9. Bloques sólidos del HSJ: (a) corte transversal y (b) techo del hall. ...	14
Figura 10. Planta del convento armenio, adaptado de Pando et al. (2017).	15
Figura 11. Sección transversal del HSJ, adaptado de Pando et al. (2017).....	16
Figura 12. Resultados de la inspección visual de daños en el HSJ: (a) pérdida de recubrimiento en techos y paredes del HSJ, (b) localización de las anomalías estructurales, (c) base de la columna C1 y (d) capitel de la columna C4.	17
Figura 13. Ubicación de los ensayos sísmicos, adaptado de Pando et al. (2017).	19

Figura 14. Ubicación y dirección de los grados de libertad para el ensayo OMA	21
Figura 15. Identificación modal del HSJ: (a) acelerómetro adherido a la estructura mediante un bloque y (b) equipo de adquisición y registro de datos.	22
Figura 16. Diagrama de estabilización resultante de la aplicación del método SSI- UPC	22
Figura 17. Ubicación de los ensayos sónicos.	23
Figura 18. Frecuencias y formas modales identificadas en el HSJ.....	23
Figura 19. Modelos sólidos independientes.....	26
Figura 20. Malla de elementos finitos del HSJ.....	27
Figura 21. (a) Ubicación y dirección de los resortes K1 y (b) condiciones de borde de las estructuras adyacentes K2 y K3.....	27
Figura 22. Incidencia de E en (a) las frecuencias y (b) las formas modales.	29
Figura 23. Incidencia de K1 en (a) las frecuencias y (b) las formas modales. ..	30
Figura 24. Incidencia de K2 en (a) las frecuencias y (b) las formas modales. ..	30
Figura 25. Incidencia de K3 en (a) las frecuencias y (b) las formas modales. ..	31
Figura 26. Gráficos FMAC: (a) antes y (b) después de la optimización.	32
Figura 27. Cargas estáticas consideradas para la evaluación estructural del HSJ (las zonas sombreadas en amarillo indican el lugar de aplicación de las cargas indicadas).	35
Figura 28. Deformaciones unitarias obtenidas del análisis por cargas de servicio (m/m).	36
Figura 29. Esfuerzos de compresión (MPa) en (a) la base de los muros y (b) la base de las columnas.	37

Figura 30. Evaluación de asentamientos para la columna C1: (a) suma de ancho de grietas y (b) patrón de agrietamiento en el techo del HSJ. 38

Figura 31. Evaluación de asentamientos para la columna C2: (a) suma de ancho de grietas y (b) patrón de agrietamiento en el techo del HSJ. 39

Figura 32. Estados de daño para el primer (a) y para segundo (b) escenario de colapso. 40

Figura 33. Esquema del sistema de monitoreo continuo de daños..... 41



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Resultados de los ES en el interior del muro norte del HSJ.....	20
Tabla 2. Resultados de ES en el interior (S1, S2 y S3) y exterior (S4 y S5) del muro sur.....	20
Tabla 3. Resultados de los ES en las columnas de interiores del HSJ.....	21
Tabla 4. Resumen de las propiedades mecánicas identificadas mediante ensayos sónicos.....	24
Tabla 5. Propiedades dinámicas identificadas mediante a los ensayos OMA. .	24
Tabla 6. Propiedades mecánicas de las columnas, capiteles y albañilería consideradas para el análisis paramétrico.	28
Tabla 7. Variación de los resortes para realizar el análisis paramétrico.	29
Tabla 8. Parámetros de entrada para el algoritmo Douglas Reid (1982).	31
Tabla 9. Combinaciones y frecuencias resultantes para cada forma modal.	31
Tabla 10. Combinaciones y MAC resultantes para cada forma modal.	32
Tabla 11. Rigidez de los resortes calculadas mediante el algoritmo de optimización.....	32
Tabla 12. Propiedades mecánicas obtenidas después de la calibración del MEF.	33
Tabla 13. Error en frecuencia y MAC obtenidos después de la optimización. ..	33
Tabla 14. Propiedades no lineales consideradas para el análisis paramétrico.	36

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN



1.1. Motivación

La Basílica de la Natividad de Belén es un monumento de importancia cultural y religiosa, el cual fue declarado Patrimonio de la Humanidad por UNESCO (UNESCO, 2012). Este recinto alberga en su interior a la gruta de la natividad, lugar donde posiblemente nació Jesús. De acuerdo a la Oficina Central de Estadística de Palestina (PCBS and MOTA, 2017) más de 400 mil turistas visitan Belén anualmente; en especial la Basílica de la Natividad. Es importante señalar que el turismo religioso es una de las principales actividades económicas de la región de Belén. Solo en el 2014, esta actividad generó USD 600 millones y dio trabajo a alrededor del 20% de la población Palestina (PCBS and MOTA, 2016). En la Figura 1 se muestra la ubicación de Belén en el territorio de Palestina y la distribución en planta de la Basílica de la Natividad. En esta figura también se encuentra resaltado en amarillo el convento armenio, el cual se ubica en el sector su oriental del complejo.

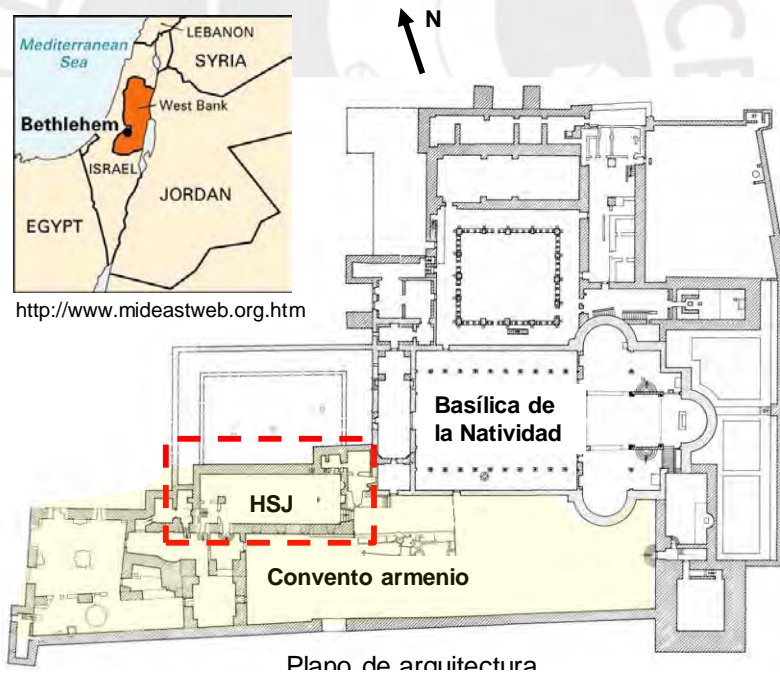


Figura 1. Ubicación de Belén y distribución general de la Basílica de la Natividad.

Dentro del convento armenio se encuentra el Hall de San Jerónimo (HSJ), lugar donde San Jerónimo residió por 37 años y tradujo el antiguo testamento del hebreo al latín durante la segunda mitad del siglo IV (Carus, 1909). Tal como se muestran en la Figura 2a, en el interior del HSJ se viene desarrollando un proyecto arqueológico que implica

realizar excavaciones alrededor de sus principales elementos estructurales. La Figura 2b ayuda a ilustrar la magnitud del área excavada alrededor de dos columnas interiores. Esta excavación, tiene una profundidad promedio de 0.90 m y se concentra en el lado este del hall. La relevancia de los hallazgos encontrados en esta primera etapa sugiere que se debe seguir excavando en el resto del hall alrededor de los elementos estructurales ubicados en el lado oeste.



(a)

(b)

Figura 2. Proyecto arqueológico dentro del HSJ: (a) cerámicos encontrados y (b) excavaciones.

Es posible que las intervenciones arqueológicas puedan poner en riesgo la estabilidad del HSJ. El propósito de esta investigación es evaluar las condiciones estructurales del HSJ y ayudar a estimar un margen de seguridad ante diferentes escenarios considerando excavaciones arqueológicas adicionales. La campaña experimental de este proyecto se llevó a cabo en Julio del 2016 y sus resultados fueron reportados en el informe “Preliminary Structural and Foundation Assessment of the Historic Crusader Walls and Pillars at the St. Jerome Hall, Church of the Nativity, Bethlehem (Pando et al., 2017).

1.2. Objetivos

El objetivo general es evaluar las condiciones estructurales actuales y las que se podrían desarrollar durante procesos de excavación alrededor de los principales elementos

estructurales del HSJ. La evaluación se llevará a cabo mediante un análisis no lineal dentro de un contexto paramétrico.

Objetivos específicos:

- Evaluar la situación actual del HSJ en función de la geometría, materiales, sistema estructural y estado de daño.
- Identificar las propiedades mecánicas y dinámicas del HSJ mediante el uso de Ensayos No Destructivos (NDT) y ensayos de vibración ambiental (OMA).
- Implementar y calibrar un Modelo de elementos finitos (MEF) basado en la geometría y las propiedades mecánicas y dinámicas obtenidas en campo.
- Evaluar escenarios de colapso que simulen excavaciones sucesivas alrededor de las columnas que soportan el HSJ y proponer una medida de control que permita evaluar el nivel de daño in-situ del HSJ.

1.3. Organización

El presente trabajo de investigación se compone de 6 capítulos:

- El capítulo 1 es la introducción, donde se describe brevemente la motivación, el objetivo general, los objetivos específicos y la metodología del trabajo de la investigación. Además, se esquematiza y resumen cada capítulo de la tesis.
- El capítulo 2, describe el caso de estudio en función de su historia, la arquitectura, la inspección visual de daño y la adquisición de la geometría detallada del hall.
- El capítulo 3, describe los ensayos no destructivos utilizados para caracterizar mecánicamente del hall.
- En el Capítulo 4 se muestra la implementación del Modelo en Elementos Finitos (MEF) y las consideraciones tomadas en cuenta para su calibración.
- El Capítulo 5 contempla la evaluación de las excavaciones sucesivas a través de asentamientos diferenciales y el efecto que estas tendrían en los elementos estructurales del HSJ.
- En el Capítulo 6 se presentan las conclusiones finales de esta investigación.

1.4. Metodología

La metodología planteada en esta investigación se compone por las siguientes fases:

- la descripción del caso de estudio;
- la caracterización geométrica;
- la caracterización mecánica mediante el uso de técnicas no destructivas (NDT) y ensayos de identificación modal;
- la implementación y calibración del MEF y;
- la evaluación paramétrica de asentamientos diferenciales.

Descripción del caso de estudio

La descripción del caso de estudio incluirá un breve resumen de la historia, la arquitectura, y la descripción del sistema estructural del HSJ. Además, se presentarán los resultados de la inspección visual de daños llevados a cabo por Pando et al. (2017). En la descripción histórica se mencionará un breve resumen de las fases constructivas que tuvo la iglesia a lo largo de su historia, mientras que la descripción arquitectónica involucra la descripción de usos y espacios que conforman el HSJ. Por otro lado, la descripción estructural comprende la identificación del sistema estructural y los materiales que conforman el hall. Finalmente, la inspección visual de daños consistió en identificar las principales anomalías estructurales presentes en los elementos del HSJ.

Caracterización geométrica

La caracterización geométrica incluirá el uso de dos técnicas: la Fotogrametría Terrestre (FT) y el Escaneo Láser Terrestre (ELT). La FT se utilizará para generar modelos 3D texturizados y ortofotos, mientras que ELT permitirá generar modelos sólidos y planos arquitectónicos.

El algoritmo para realizar FT se denomina *Structure for Motion* y fue desarrollado por Koenderink y Van Doorn (1991). Esta herramienta automática se basa en la generación de una nube densa de puntos a partir del alineamiento de fotografías que contengan áreas en común (Javernick et al., 2014). El flujo de trabajo contempla las etapas de adquisición fotográfica, alineamiento de imágenes, generación de la nube densa de puntos, generación

de la malla 3D y la texturización de la malla (Arce et al., 2016). La cantidad de imágenes adquiridas se definiría en función de la geometría y el nivel de detalle, donde al menos debe haber un 30% de traslape entre imágenes para asegurar un buen alineamiento. Además, en caso se requiera reconstruir modelos interiores, se recomienda tomar fotografías consecutivas alrededor del espacio que tengan su centro como punto de referencia (Jordan, 2017). Asimismo, se debe procurar que la iluminación permanezca constante y sea homogénea en el interior del área a reconstruir. Finalmente, con el modelo construido es posible generar imágenes planas denominadas ortofotos, las cuales se obtienen a partir de la renderización del modelo en un plano perpendicular a una línea específica (Toutin, 2004).

El procesamiento de la información geométrica adquirida por el ELT contempla la adquisición geométrica, el alineamiento de las estaciones de escaneo, la depuración de ruido y la construcción de planos y sólidos en base a la nube de puntos. Esta técnica se basa en la detección de puntos por medio del reflejo pulsos laser en una superficie (LIDAR) (Buckley et al., 2008). Primero se debe definir la resolución final que se espera del modelo. En función a la resolución requerida se determinará el número mínimo de estaciones que asegure una buena cobertura. Es importante definir la mayor cantidad de puntos de referencia en común entre cada estación de escaneo. De esta manera, la nube de puntos registrada después de los alineamientos tendrá un error menor. Una vez que la nube de puntos ha sido unificada, se debe depurarla información geométrica que no pertenezca al espécimen (ruido). En caso se requiera reducir el costo computacional, se puede decimar la nube de puntos en sectores menos importantes o en áreas planas (Buckley et al., 2008). Finalmente, la nube de puntos procesada, servirá de base el desarrollo de modelos sólidos y planos de arquitectura mediante el uso de un software de diseño asistido por computadora (CAD) (Noel, 2017).

Ensayos no destructivos para la caracterización mecánica

En esta fase se caracterizarán las propiedades mecánicas de los elementos que conforman la estructura. Esta caracterización implica el uso Ensayos Sínicos (ES) y ensayo de identificación dinámica mediante vibraciones ambientales (OMA).

Los ensayos sónicos serán usados para estimar las propiedades mecánicas de los principales elementos del HSJ. En particular se estimará el módulo de elasticidad de la albañilería (E) y su coeficiente de Poisson (ν). La configuración indirecta del ensayo realizado en campo permite obtener experimentalmente las velocidades de onda-p (V_p) y onda Raleigh (V_r) (Miranda et al., 2012). Además el parámetro ν se puede estimar con la relación V_p/V_r mediante la Ec. 1. Adicionalmente, si se conoce la densidad del material (ρ), es posible estimar el parámetro E mediante la Ec. 2 propuesta por Miranda et al. (2012).

$$\frac{V_p}{V_r} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)(1+\nu)^2}{(1-2\nu)(0.87+1.12\nu)^2}} \quad \text{Ec. 1}$$

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{Ec. 2}$$

Los ensayos OMA tienen como finalidad identificar experimentalmente parámetros dinámicos como frecuencias, formas modales y coeficientes de amortiguamiento de una estructura. Esta identificación se logra mediante la medición y procesamiento de aceleraciones en puntos específicos de la estructura. La primera etapa de este ensayo consiste en definir la cantidad de grados de libertad o puntos de medición en función del sistema estructural. A continuación, se programan las configuraciones del ensayo, las cuales dependen de la cantidad de sensores de aceleración disponibles. Una vez fijados los sensores se procede a registrar las señales. Debido a la naturaleza del ensayo, la respuesta estructural suele incluir una amplia variedad de frecuencias provenientes de fuentes externas que deben ser filtradas. El método de identificación de Subespacios Estocásticos (SSI) (Van Overschee y De Moor, 1994) será utilizado para filtrar, separar y elegir las frecuencias correspondientes a los primeros modos de vibración del HSJ.

Implementación del modelo de elementos finitos

La implementación del MEF comprende la importación de sólidos, la generación de la malla de elementos finitos, la elección del tipo de elementos que la compondrán y la definición de las condiciones de contorno. Los modelos sólidos generados en el levantamiento geométrico, serán importados de forma independiente con la finalidad de

asignarles propiedades mecánicas específicas. Antes de generar la malla de elementos finitos, se debe verificar que los sólidos adyacentes tengan los mismos bordes colindantes; esto evitará la aparición de nodos libres al momento de generar la malla. La discretización de los sólidos se logrará con elementos tetraédricos de 6 aristas, 4 caras y 4 nodos del tipo TE12L (TNO Diana, 2016) debido a que se acomodan mejor a geometrías complejas con superficies curvas Roca et al. (2010). Este elemento se muestra en la Figura 3a, donde ξ , ζ y η representan la dirección de la interpolación lineal para el cálculo de deformaciones en las direcciones 41, 42 y 43, respectivamente. Por otro lado, se utilizarán resortes de un grado de libertad del tipo SP1TR (TNO Diana, 2016) para simular el efecto del suelo y de las condiciones de borde de los elementos que se encuentran alrededor de la estructura Noel (2017). Tal como se muestra en la Figura 3b la fuerza F_x de los resortes es contraria al movimiento.

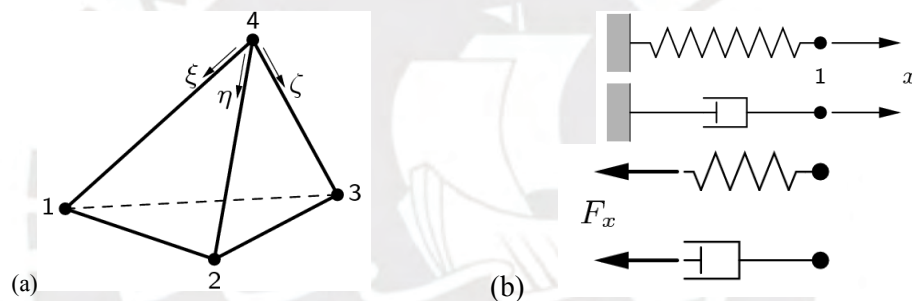


Figura 3. Elementos considerados para el MEF: (a) tetraedro tipo TE12L y (b) resortes tipo SP1TR para la interacción suelo estructura.

Calibración del modelo de elementos finitos

En la calibración del MEF se debe verificar que sus propiedades dinámicas (frecuencias de vibración y formas modales) sean similares a las obtenidas en ensayos in-situ de identificación modal (OMA). La calibración se logra mediante procesos iterativos en donde se van variando las propiedades mecánicas elásticas (E) y las condiciones de frontera hasta lograr una similitud adecuada entre resultados numéricos y experimentales. Para que el modelo numérico sea aceptado, las frecuencias numéricas deben variar como máximo en un 10% de las frecuencias experimentales (Lourenço et al., 2012). En tanto, las formas modales se evaluarán con la herramienta de Criterio de Correlación Modal (MAC) propuesto por Allemang y Brown (1982) en donde 1 representa correlación perfecta y 0 que no hay correlación. Cuando el MAC se encuentra alrededor de 0.90, se

tiene una buena correlación sin embargo valores menores a 0.75 indican que el modelo número todavía no se asemeja al experimental (Lourenço et al., 2012). Además, se utilizarán los gráficos de frecuencias con escalas graficas (FMAC) propuesto por Fotsch y Ewins (2000). El análisis paramétrico llevado a cabo en la calibración incluye la definición de los parámetros a evaluar y su incidencia en la variación del FMAC y del MAC. Una vez conocidos los parámetros que más inciden en el comportamiento de la estructura, se aplicará el algoritmo optimización propuesto por Douglas y Reid (1982) e implementado en MatLab (2015) por Sobero y Martel (2014). Este algoritmo requiere un rango y un valor objetivo de cada parámetro. El resultado final del algoritmo brinda la mejor combinación de parámetros dentro del rango considerado.

Análisis paramétrico no lineal de asentamientos

Con el modelo calibrado se realizará la evaluación estructural del HSJ, el cual incluye un análisis de cargas de servicio y un análisis no lineal de asentamientos. Debido a que en este análisis no se modelará el suelo, el efecto de las excavaciones será analizado como asentamientos diferenciales en la base de las columnas. En este análisis los asentamientos incrementales serán inducidos hasta el colapso de la estructura, en donde el daño será representado como la evolución del agrietamiento. Para evaluar cada escenario se utilizará el modelo no lineal *Total Strain Crack Model* (TSCM) implementado en TNO Diana (2016). La Figura 4a muestra un esquema teórico del comportamiento en tensión del modelo donde f_t es la resistencia a la tensión y G_f es la energía de fractura en tensión; mientras que, la Figura 4b muestra el comportamiento en compresión del modelo donde f_c es la resistencia a la compresión y G_c es la energía de fractura a compresión.

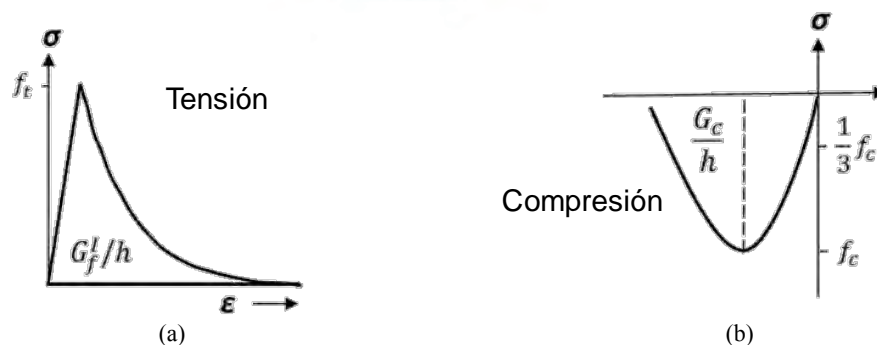


Figura 4. Modelo constitutivo del TSCM: (a) comportamiento en tensión y (b) compresión TNO Diana (2016).

Conocido el parámetro E , es posible estimar f_t , G_f , f_c y G_c mediante relaciones indirectas propuestas por Pluijm (1999), Lourenço et al. (2011) y Almeida (2012) mostradas en las ecuaciones Ec. 3, Ec. 4, Ec 5 y Ec. 6.

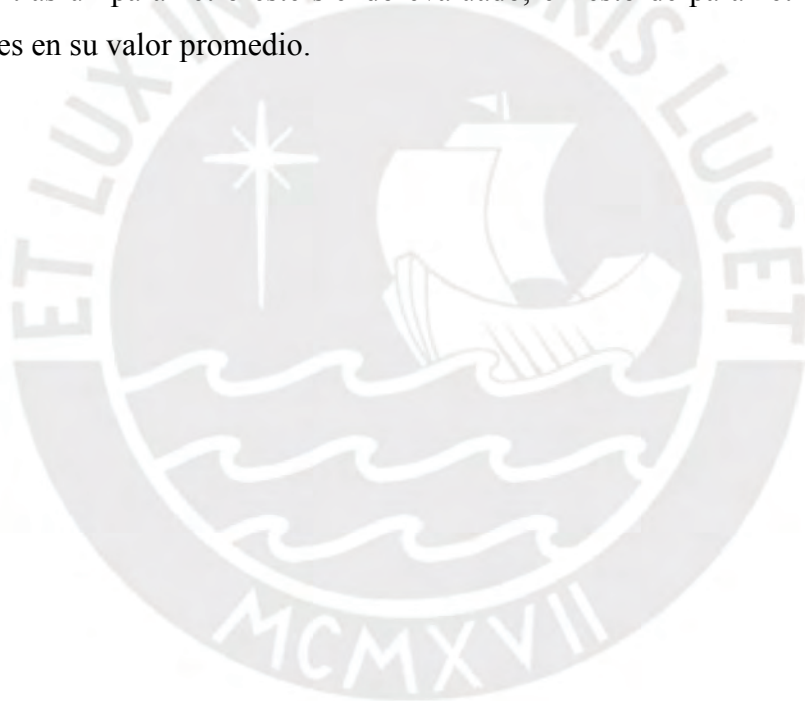
$$f_c = E/1000 \text{ [MPa]} \quad \text{Ec. 3}$$

$$f_t = f_c/10 \text{ [MPa]} \quad \text{Ec. 4}$$

$$G_c = 1600 f_c \text{ [kN/m]} \quad \text{Ec. 5}$$

$$G_t = f_t, \text{ [kN/m]} \quad \text{Ec. 6}$$

Finalmente, cada parámetro no lineal del modelo TSCM se variará desde un mínimo hasta un máximo valor de acuerdo a los resultados obtenidos en los NDT. Es importante señalar que mientras un parámetro esté siendo evaluado, el resto de parámetros se mantendrán constantes en su valor promedio.





**CAPÍTULO 2. Caso de estudio: El Hall
de San Jerónimo de la iglesia de la
Natividad**

fueron la Fotogrametría Terrestre (FT) y el Escaneo Laser Terrestre (ELT). La FT sirvió para generar modelos 3D y ortofotos del interior del hall. La adquisición fotográfica se realizó con una cámara digital de 23 MP programada para tomar fotografías cada 15 segundos. Las fotografías se tomaron alrededor de las columnas y se procuró mantener una distancia media de 4 metros entre estas y el punto de adquisición. Además, se utilizó un monopodo de 5.5 m de longitud para poder tomar fotografías desde una perspectiva superior. Para la reconstrucción del HSJ se adquirieron un total 91 fotografías, las cuales se procesaron de acuerdo a lo explicado en la sección 1.4 en el software AgisoftPhotoScan (Agisoft, 2015). Las Figura 6a y 6b muestran la malla 3D y la malla texturizada del interior del HSJ. Esta malla permite apreciar las cuatro columnas circulares y así como el área excavada alrededor de las columnas C1 y C2. De forma similar, las Figura 7a y 7b muestran los resultados de la reconstrucción 3D del techo del HSJ a nivel de una malla 3D texturizada y la ortofoto obtenida después del procesamiento.



Figura 6. Reconstrucción 3D del interior del HSJ: (a) malla 3D y (b) malla texturizada.

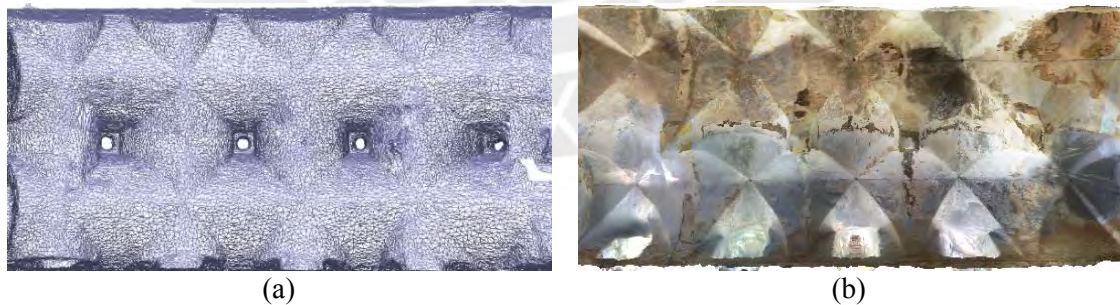


Figura 7. Reconstrucción 3D del techo interior del HSJ mediante FT: (a) malla 3D texturizada y (b) ortofoto del techo.

La geometría detallada del SJH y las áreas circundantes del convento armenio se adquirieron utilizando un escáner laser modelo TLS Leica MS50. Para la adquisición se definieron 28 sesiones de escaneo tomando como punto de partida el jardín exterior del

hall debido a que favorecía la georeferenciación satelital. El procesamiento de datos implicó la unificación de las 28 sesiones y la depuración de la nube de puntos en el software Cyclone Leica [8]. Los puntos depurados corresponden a elementos no estructurales como muebles en el interior y vegetación en el exterior. La Figura 8a muestra la nube de puntos unificada y depurada, mientras que La Figura 8b presenta un corte transversal del HSJ en la dirección Este - Oeste. La nube de puntos depurada sirvió de base para construir modelos sólidos y planos de arquitectura del HSJ.

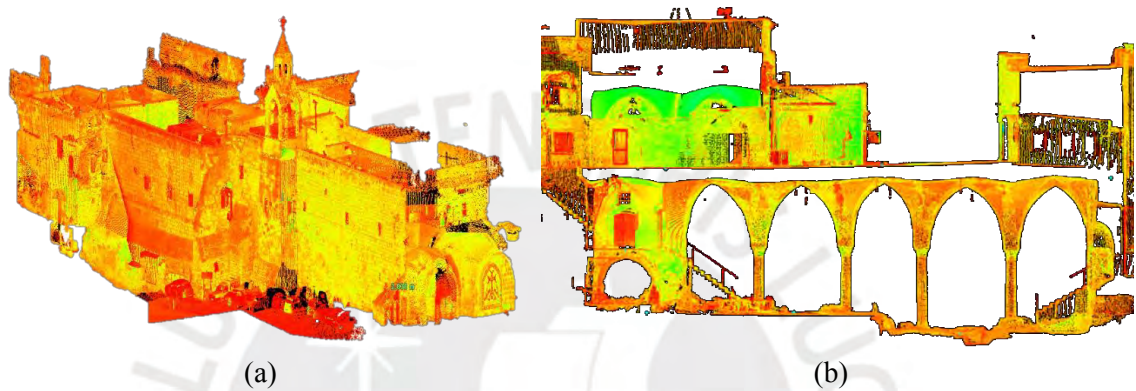


Figura 8. (a) Nube de puntos depurada del convento y (b) corte transversal del hall.

Los bloques sólidos se generaron a partir de la nube unificada depurada utilizando en el software Geomagic Design X (3D Systems Inc, 2013). Primero, se generaron planos paralelos que cortaban a la nube en puntos seleccionados. Luego, se modelaron secciones transversales a la nube en cada plano paralelo. Finalmente, los bloques sólidos se extrudieron de plano a plano hasta conformar los modelos tridimensionales. La Figura 9a presenta un corte transversal del modelo 3D del hall, mientras que la Figura 9b presenta el modelo 3D del techo del HSJ. Posteriormente, estos bloques de sólidos se exportaron al software TNO Diana para generar una malla de elementos finitos.

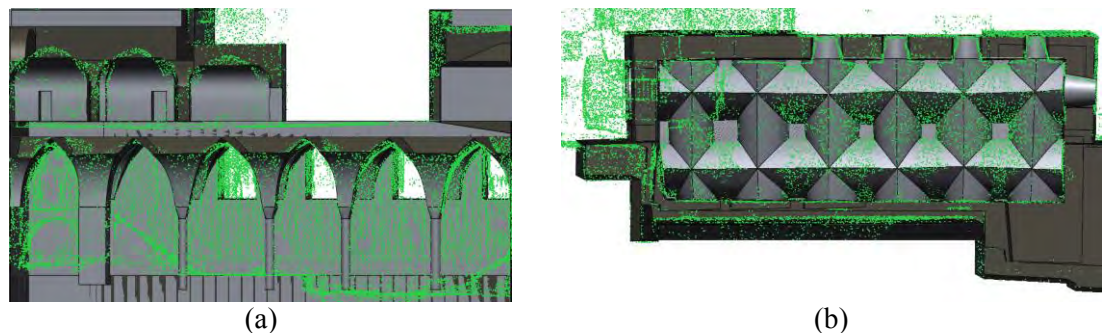


Figura 9. Bloques sólidos del HSJ: (a) corte transversal y (b) techo del hall.

2.3 Descripción arquitectónica y estructural

Tal como se muestra en la Figura 10, el HSJ es un espacio rectangular de 9.1 metros de ancho por 26.2 metros de largo conformado por muros de albañilería en todo su perímetro. La base de los muros sur y norte tiene un ancho promedio de 1.90 m y 2.75 m, respectivamente. El ancho del muro norte es variable en altura y se reduce hasta llegar a un mínimo de 1.60 m en el segundo nivel. Es importante señalar, que la cara del muro norte que da al Atrio del Siglo VI se encuentra parcialmente enterrada. De forma similar, la cara del muro sur que da al jardín del convento armenio, también se encuentra enterrada alrededor de 3.50 m. Por otro lado, el techo del hall tiene una configuración abovedada que se apoya en los muros perimetrales y en cinco columnas alineadas de forma paralela a los muros. Sobre el HSJ se apoyan oficinas y viviendas del convento armenio.

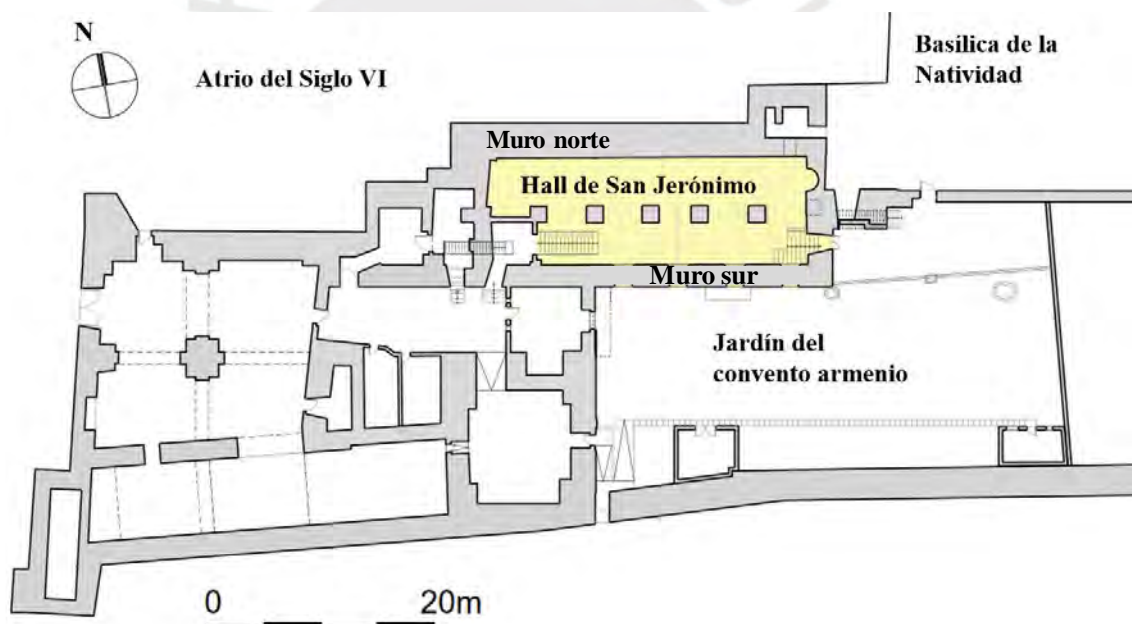


Figura 10. Planta del convento armenio, adaptado de Pando et al. (2017).

La Figura 11 muestra una sección transversal del hall donde se aprecia la configuración abovedada del techo y el segundo nivel del convento armenio que se apoya en el HSJ. En esta figura también se observa que la excavación se concentra en el lado derecho del HSJ. Mientras que en el lado izquierdo del hall se mantienen confinadas las cimentaciones de los elementos estructurales bajo una losa de concreto. Además, se define la numeración que se utilizara para identificar a las columnas a lo largo del documento.

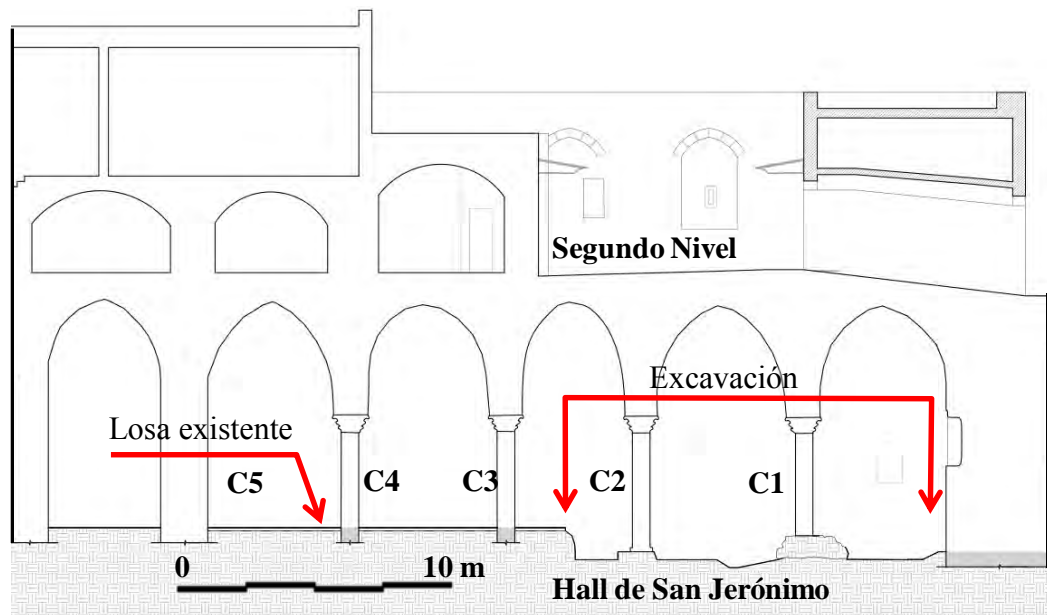


Figura 11. Sección transversal del HSJ, adaptado de Pando et al. (2017).

El material predominante que conforma el sistema estructural del HSJ es la albañilería de piedra caliza. Todos los muros perimetrales, el techo y los muros del segundo nivel están conformados por este material. Cada una de las cuatro columnas más orientales del hall está hecha de bloques monolíticos y tienen un diámetro promedio de 0.50 m. Este material es conocido localmente como la caliza de Judea. De acuerdo con Palchik y Hatzor (2000), el módulo de elasticidad estático (E_s) de la caliza de Judea puede variar entre 25 GPa y 70 GPa. La resistencia en compresión uniaxial de la caliza de Judea se encuentra en el rango de 64 MPa a 187 MPa. Por otro lado, la columna más occidental se está conformada por albañilería de piedra, material similar al que compone los muros.

2.4 Inspección visual de anomalías

Como parte de la campaña de campo de julio de 2016, se realizó una inspección visual de daños del HSJ. Los daños observados se relacionan al deterioro de materiales y problemas estructurales. El deterioro observado en los materiales consistió principalmente de desprendimientos localizados del recubrimiento de la albañilería en paredes y techos, tal como se presenta en la Figura 12a. Esta pérdida se debe a la presencia de humedad, al intemperismo y a trabajos arqueológicos previos. Este tipo de daño es frecuente en estructuras como el HSJ debido a su edad, falta de mantenimiento y exposición ambiental

en que se encuentran. Los problemas estructurales que se encontraron en el HSJ se resumen en dos anomalías estructurales. La Figura 12a muestra la localización de las principales anomalías estructurales. La primera anomalía está relacionada con la condición expuesta actual de la base de la columna C1. Las recientes excavaciones alrededor de esta columna han resultado en una reducción del confinamiento del suelo de fundación que sostiene esta columna. Tal como se observa en la Figura 12b, una grieta en la base de la columna C1 parece extenderse hasta la capa subyacente conformada por mampostería irregular mal cementada. La segunda anomalía estructural se ubicó en el capitel de la columna C4. En este capitel se encontraron grietas verticales con un ancho promedio de 2 mm (Figura 12c). Este daño podría estar relacionado con el peso muerto de las oficinas del segundo piso que se concentran sobre este sector.

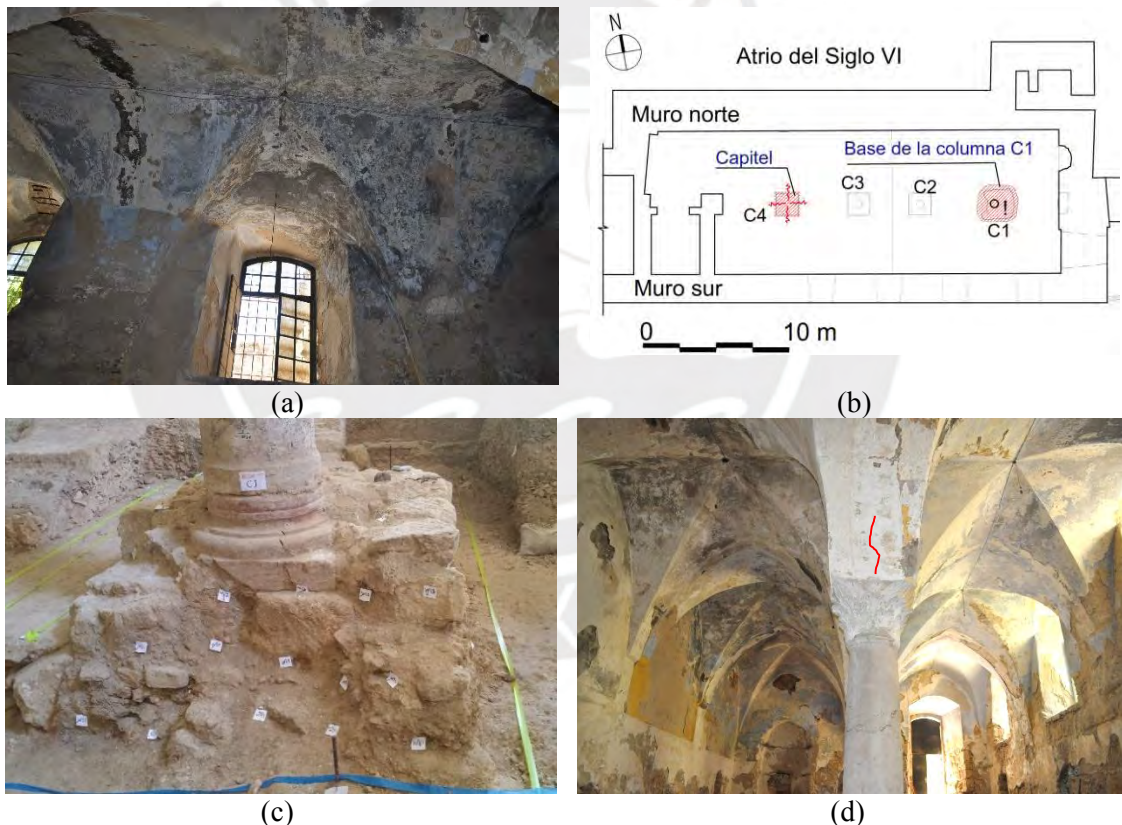
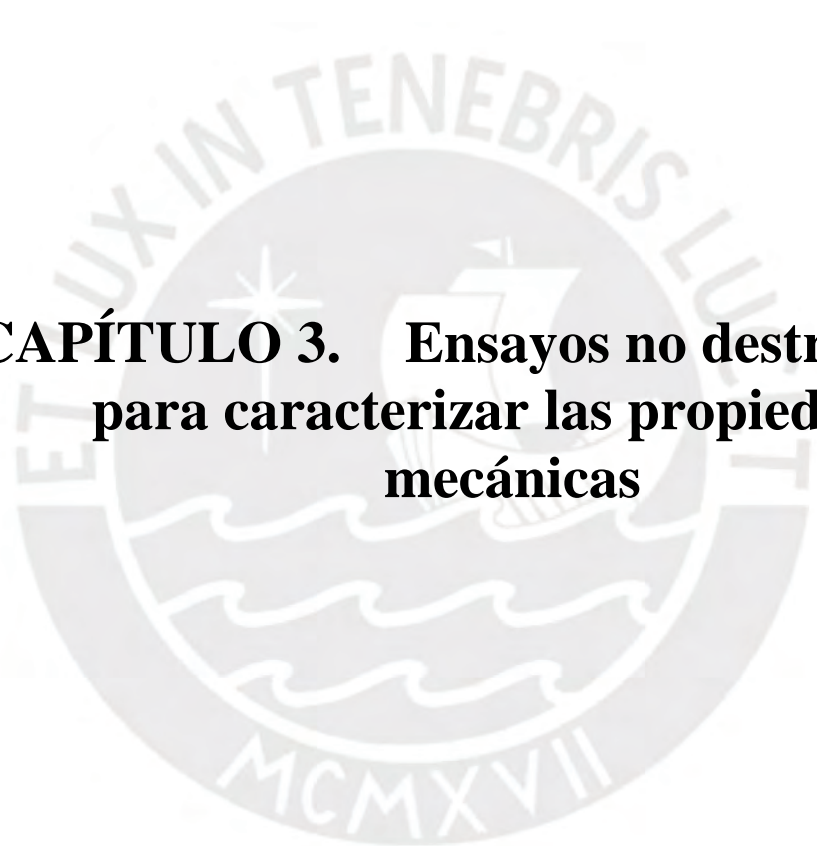


Figura 12. Resultados de la inspección visual de daños en el HSJ: (a) pérdida de recubrimiento en techos y paredes del HSJ, (b) localización de las anomalías estructurales, (c) base de la columna C1 y (d) capitel de la columna C4.



**CAPÍTULO 3. Ensayos no destructivos
para caracterizar las propiedades
mecánicas**

3.1 Introducción

En ese capítulo se presentan las técnicas no destructivas que sirvieron para estimar las propiedades mecánicas del HSJ. Con los Ensayos Sónicos (ES) se estimaron de forma indirecta el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson de los muros y de las columnas a interior del hall. En tanto, se utilizó ensayos OMA para identificar las propiedades dinámicas del sistema estructural: frecuencias de vibración y formas modales.

3.2 Ensayos sónicos para la caracterización mecánica

Los ES se aplicaron en todas las columnas interiores, el muro norte y el muro sur del HSJ. La ubicación de estos ensayos, tanto en el interior como el exterior del HSJ, se muestran en la Figura 13. Cada ensayo fue realizado en la modalidad indirecta tomando en consideración tres puntos alineados verticalmente.

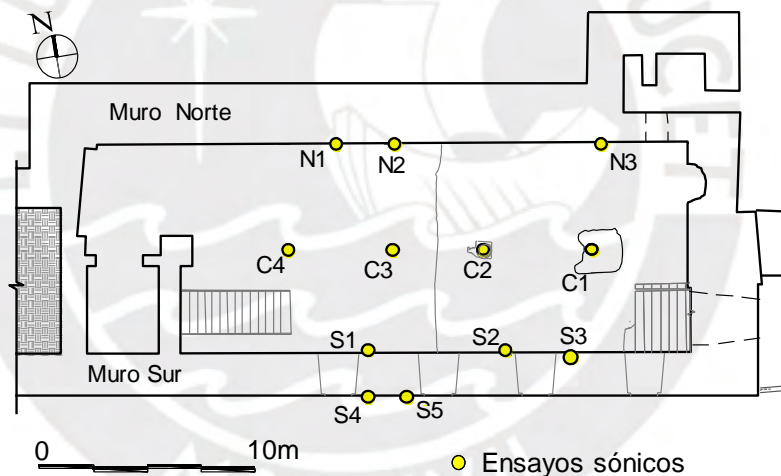


Figura 13. Ubicación de los ensayos sónicos, adaptado de Pando et al. (2017).

En la Tabla 1 se muestran los resultados de los ES en la cara interior del muro norte. Los resultados son presentados en términos de la velocidad de onda de pulso (V_p) y la velocidad de onda Raleigh (V_r). Con el cociente de la división de ambos valores, se estimó el módulo de Poisson mediante la Ec. 1. Considerando una densidad promedio de 2000 kg/m^3 para la albañilería de piedra y mediante la Ec. 2 se calculó el módulo de elasticidad dinámico (E_d). Finalmente, el módulo de elasticidad estático (E_s) se tomó con el 80% del E_d (Miranda et al., 2012).

Tabla 1. Resultados de los ES en el interior del muro norte del HSJ.

Muro Norte	Vp [m/s]	Vr [m/s]	Vr/Vp	Poisson	Densidad [kg/m ³]	Ed [GPa]	Es [GPa]
N1	1456.03	815.88	0.56	0.19	2000	3.47	2.78
N2	975.60	491.03	0.50	0.29	2000	1.31	1.05
N3	1068.00	569.17	0.53	0.24	2000	1.73	1.39
Promedio	1166.54	625.36	0.53	0.24	2000	2.17	1.74
Desv. Estandar	208.14	138.44	0.02	0.04	-	0.94	0.75

Los resultados presentados en la Tabla 1 muestran que en promedio el muro norte tiene un E_s igual a 1.74 ± 0.75 GPa. El error asociado a esta estimación es alto (alrededor del 40%). Si solo se considerasen los resultados de los ensayos N2 y N3, en promedio, E_s sería igual a 1.22 ± 0.17 GPa y el error se reduciría significativamente a 13%.

En la Tabla 2 se presentan los resultados de los ES indirectos en la cara norte y la cara sur del muro sur. El módulo E_s se estimó siguiendo el procedimiento descrito previamente. Los resultados demuestran que en promedio E_s es igual a 3.95 GPa con una desviación estándar muy alta de 2.38 GPa. Sin embargo, si se considera la diferencia entre los resultados de la cara interior y la cara exterior de este muro se obtendría que E_s es 2.15 ± 0.39 GPa y 6.65 ± 1.34 GPa, respectivamente. En consecuencia, sería válido suponer que la cara interior del muro es menos rígida que la cara exterior.

Tabla 2. Resultados de ES en el interior (S1, S2 y S3) y exterior (S4 y S5) del muro sur.

Muro Sur	Vp [m/s]	Vr [m/s]	Vr/Vp	Poisson	Densidad [kg/m ³]	Ed [GPa]	Es [GPa]
S1	1358.92	764.25	0.56	0.19	2000	3.04	2.43
S2	1105.65	618.20	0.56	0.19	2000	2.00	1.60
S3	1349.73	764.71	0.57	0.18	2000	3.03	2.42
S4	2023.50	1349.25	0.67	0.20	2000	6.63	5.31
S5	2483.80	1672.74	0.67	0.20	2000	9.99	8.00
Promedio	1664.32	1033.83	0.61	0.19	2000	4.94	3.95
Desv. Estandar	510.86	406.33	0.05	0.01	-	2.98	2.38

En la Tabla 3, se encuentran los resultados obtenidos de los ES en las columnas interiores del HSJ. En este caso se consideró que la densidad de estas columnas monolíticas (caliza de Judea) es en promedio 2500 kg/m^3 . Por otro lado, el módulo E_s se calculó como el 90% del módulo E_d tomando en cuenta la recomendación de Vasconcelos (2005) en donde se realizaron ensayos sónicos para caracterizar bloques rígidos de granito.

Tabla 3. Resultados de los ES en las columnas de interiores del HSJ.

Columnas	Vp [m/s]	Vr [m/s]	Vr/Vp	Poisson	Densidad [kg/m ³]	Ed [GPa]	Es [GPa]
C1	5824.7	3527.1	0.61	0.08	2500	80.21	72.19
C2	5048.7	3001.4	0.59	0.11	2500	59.46	53.51
C3	6200.4	3604.3	0.58	0.14	2500	87.80	79.02
C4	6051.1	3583.3	0.59	0.12	2500	85.13	76.62
Promedio	5781.22	3428.99	0.59	0.11	2500	78.15	70.34
Desv. Estandar	443.58	248.49	0.01	0.02	-	11.13	10.02

Los resultados de ES en las columnas interiores del HSJ muestran que el módulo E_s es en promedio 70.34 ± 10.02 GPa. Estos resultados son similares al valor máximo reportado por Palchik y Hatzor (2000). Se deduce entonces que el material que conforma las columnas fue seleccionado adecuadamente durante la construcción para cumplir el requerimiento estructural al que se encuentra sometido.

3.3 Identificación modal operacional (OMA)

Para complementar la caracterización mecánica presentada en la sección anterior, se realizaron mediciones de vibración ambiental para identificar las propiedades dinámicas del HSJ. En este ensayo se registraron aceleraciones en 17 grados de libertad, de los cuales 9 se encontraban en el segundo nivel y 8 en el techo. El registro de las aceleraciones se hizo en 3 configuraciones de 13 minutos de duración, dejando tres acelerómetros fijos que fueron usados como referencia. La ubicación y dirección de los grados de libertad medidos se muestra la Figura 14.

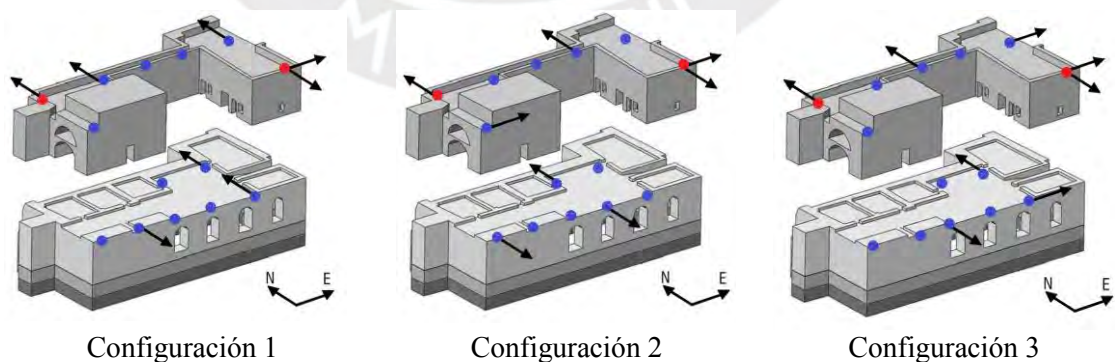


Figura 14. Ubicación y dirección de los grados de libertad para el ensayo OMA

Los transductores usados durante la campaña experimental fueron acelerómetros piezoeléctricos con una sensibilidad de 1000 mV/g, un rango de lectura de $\pm 0,5g$. Estos

sensores se acoplaron a bloques y placas de aluminio adheridos temporalmente a la estructura, tal como se muestra en la Figura 15a. El equipo de adquisición para adquirir las señales de los acelerómetros tiene una resolución de 24 bits (Figura 15d). La tasa de muestreo con que se adquirieron las señales fue de 256 Hz.



Figura 15. Identificación modal del HSJ: (a) acelerómetro adherido a la estructura mediante un bloque y (b) equipo de adquisición y registro de datos.

El procesamiento de datos se llevó a cabo utilizando la técnica de Identificación Subespacial Estocástica (SSI). Este análisis con dominio en el tiempo fue desarrollado por Van Overschee y De Moor (1996) y está implementado en ARTeMIS (SVS, 2015). La Figura 16 muestra el diagrama de estabilización resultante de la aplicación de este método. Este diagrama muestra columnas de polos estables alineados en diferentes frecuencias. De acuerdo con Aguilar et al (2013), mientras mayor sea la verticalidad de estas columnas, mayor será la precisión de las propiedades dinámicas identificadas. Las frecuencias elegidas en función de los polos estables son 4.51, 5.58, 5.67 y 8.22 Hz.

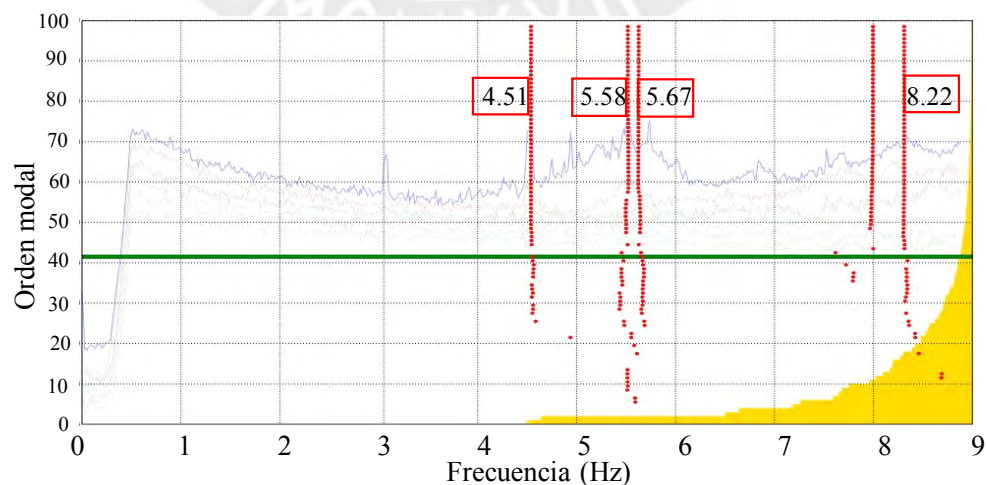


Figura 16. Diagrama de estabilización resultante de la aplicación del método SSI-UPC

El análisis de identificación modal se validó con la aplicación de un análisis espectral de densidad de potencia media implementado por Welch (1967). Para este análisis en el dominio de las frecuencias, se tomó en cuenta las señales obtenidas en las tres configuraciones. La frecuencia de muestreo de 256 Hz fue decimada por un factor de 10, además se consideraron ventanas de 1024 puntos (20 segundos) y 50% de traslape entre ventanas. La Figura 17 muestra los resultados de este análisis donde se observan 3 picos definidos y estables en 4.51 5.58 y 5.67 Hz.

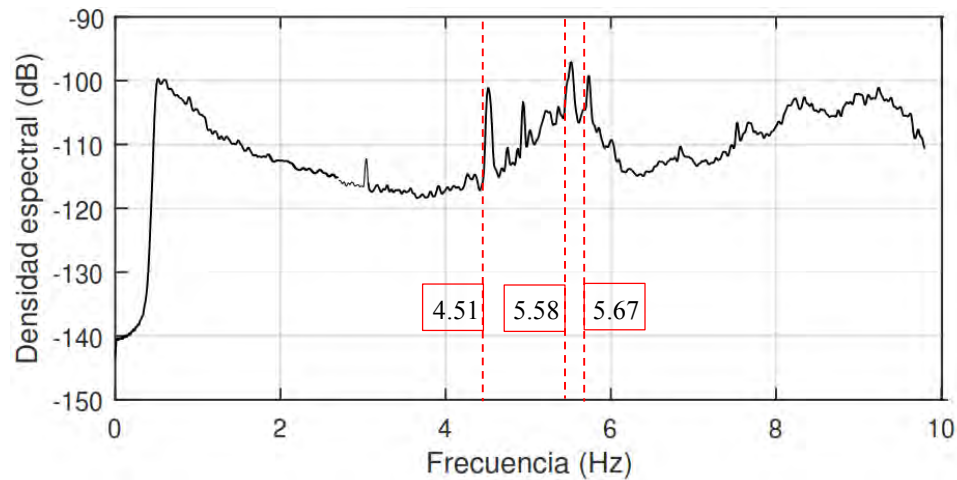


Figura 17. Ubicación de los ensayos sónicos.

Ambos métodos permitieron identificar las 3 primeras frecuencias y formas modales del HSJ. La cuarta frecuencia se escogió tomando como referencia lo obtenido en el diagrama SSI. La Figura 18 muestra el movimiento de los 4 primeros modos de vibración. La primera forma modal corresponde a un movimiento trasnacional en la dirección norte sur. La segunda formol modal presenta un movimiento trasnacional en la dirección este oeste. En tanto, la tercera formol modal presenta un comportamiento en torsión. Finalmente, el cuarto modo presenta un comportamiento combinado entre torsión y flexión.

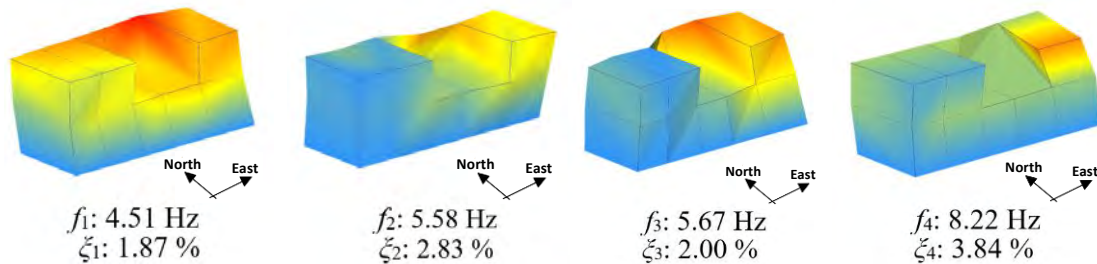


Figura 18. Frecuencias y formas modales identificadas en el HSJ.

3.4 Resumen

En este capítulo se presentaron dos técnicas no destructivas para identificar las propiedades mecánicas y dinámicas del HSJ. Las propiedades mecánicas se caracterizaron en términos del módulo de Poisson y del módulo E_s mediante la aplicación de ensayos sísmicos. El resumen de las propiedades mecánicas se muestra en Tabla 4.

Tabla 4. Resumen de las propiedades mecánicas identificadas mediante ensayos sísmicos.

Elemento	Poisson	Densidad [kg/m³]	Es [GPa]	Desv. Estandar [GPa]
Muro Norte	0.24	2000	1.74	0.75
Muro Sur	0.19	2000	3.95	2.38
Columnas	0.11	2500	70.34	10.02

Los resultados obtenidos experimentalmente son verosímiles y similares al obtenido por Vasconcelos (2005) en materiales similares. El único valor que se encuentra por debajo de lo propuesto por otros autores (Vasconcelos, 2005) (Palchik y Hatzor, 2000), es el coeficiente de Poisson (0.11). De acuerdo con estos autores, este parámetro debería estar entre 0.20 y 0.27. Por este motivo, para efectos del análisis estructural se considerará el valor de 0.20.

Por otro lado, las propiedades dinámicas se identificaron mediante los ensayos OMA de vibración ambiental. El resumen de estas propiedades se presenta en la Tabla 5. Estos resultados serán útiles para mejorar la precisión del modelo de elementos finitos del HSJ. La mejora se debe a que las propiedades dinámicas ayudan a estimar parámetros que no pudieron ser caracterizados durante la campaña experimental; por ejemplo, las condiciones de frontera y la interacción suelo-estructura.

Tabla 5. Propiedades dinámicas identificadas mediante a los ensayos OMA.

Modo	Frecuencia [Hz]	Amortiguamiento [%]	Periodo [s]	Forma modal
1	4.51	1.87	0.22	Traslación NS
2	5.58	2.83	0.18	Traslación EO
3	5.67	2.00	0.17	Rotación
4	8.22	3.84	0.12	Rotación + Flexión



CAPÍTULO 4. Implementación y calibración del modelo numérico

4.1 Introducción

Este capítulo se dividió en dos secciones: (1) la implementación del modelo en elementos finitos (MEF) y (2) la calibración del MEF. En la primera sección, se importarán los sólidos generados en el levantamiento geométrico, se definirá el tipo de elementos que conformaran el MEF, se generará la malla de elementos y finalmente se definirán las condiciones de frontera. En la segunda sección, se realizará un análisis paramétrico para calibrar las propiedades elásticas del modelo: el módulo de elasticidad de la albañilería y las constantes que representan las condiciones de frontera y la interacción suelo estructura.

4.2 Implementación del Modelo en elementos finitos

El MEF se construyó con modelos sólidos importados de forma independiente para generar mallas con tamaño de elementos y propiedades mecánicas independientes. La Figura 19 muestra los sólidos preparados utilizados para generar la malla de elementos finitos. Los sólidos se generaron en función de los tres principales materiales que conforman el HSJ: columnas monolíticas en el interior del hall, capiteles ubicados en la parte superior de las columnas; y finalmente albañilería de piedra caliza. Teniendo en cuenta esta diferenciación, se construyó el MEF en TNO DIANA (2016).

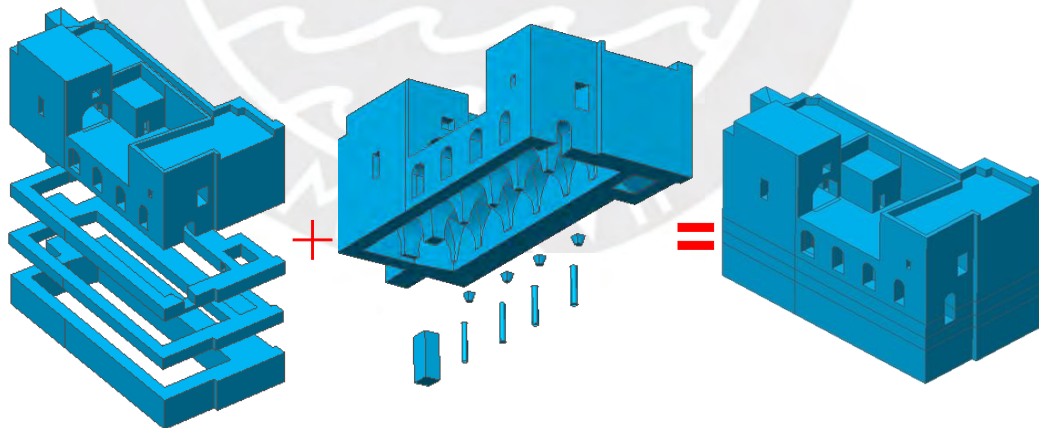


Figura 19. Modelos sólidos independientes

De acuerdo a lo presentado en la metodología, la malla se compuso por tetraedros del tipo TE12L (TNO Diana, 2016). Los elementos concernientes a las bóvedas se modelaron con elementos con un tamaño promedio de 0.50 m, el tamaño de los elementos que corresponden a los capiteles fue de 0.25, mientras que los elementos que conforman las

columnas son de aproximadamente 0.15 m de lado. El resto de elementos, como el segundo nivel del hall, y la base de los muros sur y norte, se modelaron con elementos con un tamaño de malla de 1.00 m. La Figura 20 muestra la configuración final de las mallas y materiales que conforman el MEF.

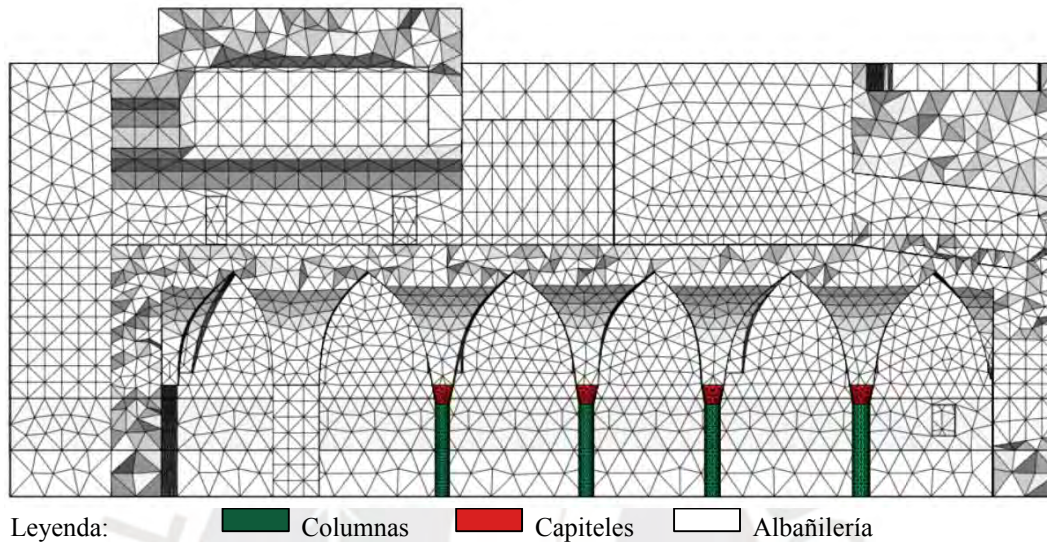


Figura 20. Malla de elementos finitos del HSJ.

Se consideró que la base de las columnas y los muros se encontraban empotrados al suelo. Los resortes que representan la interacción suelo-estructura (K1) y el efecto de las estructuras adyacentes al HSJ (K2 y K3), se muestran en la Figura 21. En esta figura también se muestra una restricción lateral en una dirección. Se debe señalar que los resortes K1 trabajan en compresión, debido a que el suelo no aporta resistencia en tensión.

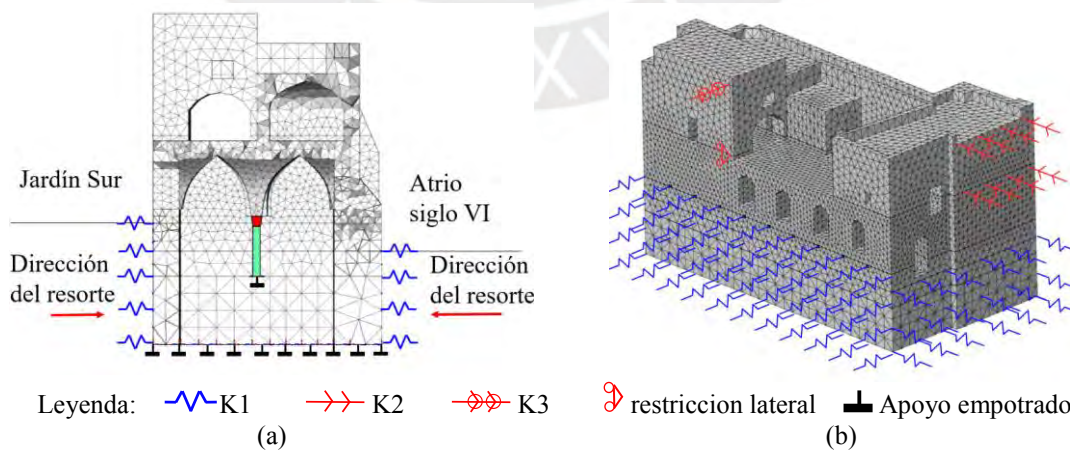


Figura 21. (a) Ubicación y dirección de los resortes K1 y (b) condiciones de borde de las estructuras adyacentes K2 y K3.

4.3 Calibración del MEF usando los resultados del análisis modal operacional

El proceso de calibración se llevó a cabo mediante un análisis paramétrico en donde el módulo de elasticidad de la albañilería y las constantes relacionadas a la interacción suelo-estructura K1 y a estructuras adyacentes, K2 y K3 fueron variadas sistemáticamente. Este análisis se realizó hasta lograr que la diferencia entre las frecuencias de vibración y las formas modales obtenidas numérica y experimentalmente (OMA), sean mínimas. Esta comparación se evaluó con las herramientas descritas en la metodología: MAC y FMAC. Los parámetros de entrada iniciales que requiere el MEF se obtuvieron de los ensayos sísmicos mostrados previamente y de bibliografía existente. De acuerdo a la Tabla 4, el módulo de elasticidad de la albañilería se encuentra entre 1.74 ± 0.70 y 3.95 ± 2.38 GPa. Entonces, se vio por conveniente definir el rango de variación de E entre 1.20 y 5.40 GPa, con intervalos de 0.10 GPa. Los parámetros relacionados a la densidad y al coeficiente de Poisson de cada las columnas y los capiteles se adoptaron de Palchik y Hatzor (2000) y se mantuvieron constantes durante el análisis paramétrico. La Tabla 6 resume las propiedades tomadas en cuenta para cada material.

Tabla 6. Propiedades mecánicas de las columnas, capiteles y albañilería consideradas para el análisis paramétrico.

Elemento	Poisson	Densidad [kg/m ³]	E mínimo [GPa]	E intervalo [GPa]	E máximo [GPa]
Columnas	0.20	2000	70.00	-	70.00
Capiteles	0.20	2200	35.00	-	35.00
Albañilería	0.20	2500	1.20	0.10	5.40

Los resultados de la campaña experimental reportaron que el suelo circundante al HSJ tiene un ángulo de fricción aproximadamente igual a 33° (Pando et al., 2017). Con esta consideración fue posible estimar que la constante K1 varía linealmente desde 0 en la superficie hasta 8020 kN/m en la base de los muros (un resorte por metro cuadrado de muro). En el MEF desarrollado en la sección anterior, los resortes se implementaron de forma constante. Por tanto, se definió que K1 varíe en un rango alto de 0 a 24000 kN/m y un intervalo de 1000 kN/m. La constante K2 que simula el efecto de un edificio adyacente al muro este del HSJ se varió desde 0 a 20000 kN/m con intervalos de 2500 kN/m. Por último, la constante K3, que representa el efecto de una estructura perpendicular al muro

sur, se varió desde 0 a 9×10^5 kN/m con intervalos de 1×10^5 kN/m. Las constantes K2 y K3 presentan un rango alto de evaluación para conocer con profundidad que tanto influyen elementos estructurales externos en el comportamiento en del módulo numérico. El resumen que indica el rango y variación de los resortes se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Variación de los resortes para realizar el análisis paramétrico.

	Mínimo	Intervalo	Máximo
K1 [kN/m]	0	1000	23000
K2 [kN/m]	0	2500	20000
K3 [kN/m]	0.E+00	1.E+05	1.E+06

De acuerdo a la metodología presentada en la sección 1.4, el siguiente paso es determinar la incidencia de cada parámetro en las frecuencias y formas modales. La Figura 22 muestra la incidencia del módulo E de la albañilería. Se observa que E tiene mayor influencia en las frecuencias de vibración y que a partir de 1.6 GPa el error en la mayoría de las frecuencias excede el 10% (Figura 22a). Por otro lado, el MAC solo es influenciado en el tercer modo, ya que desde 1.80 GPa en adelante este valor se encuentra por debajo de 0.80 (Figura 22b). En esta figura se ploteó los resultados solo hasta 2 GPa debido a que el error en frecuencias excedió límites razonables (más del 40%).

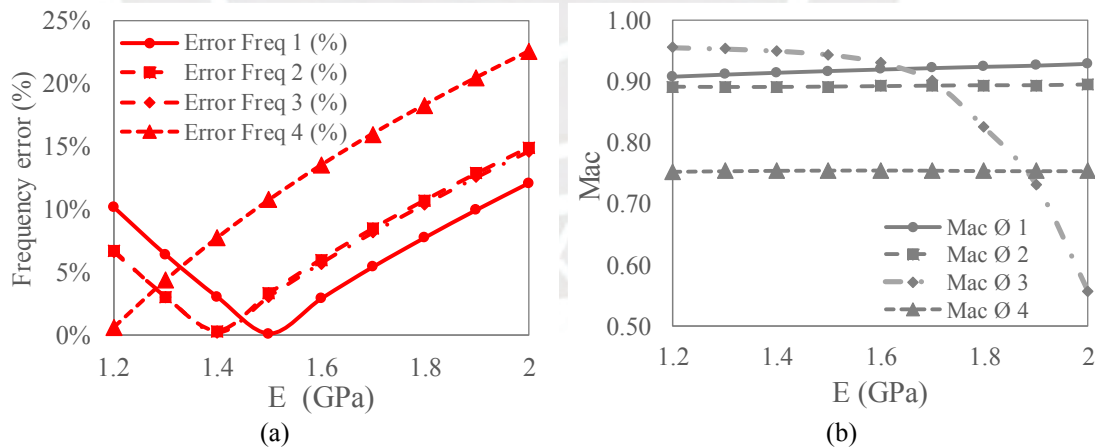


Figura 22. Incidencia de E en (a) las frecuencias y (b) las formas modales.

La incidencia de los resortes K1 que representan la interacción suelo-estructura se muestran en la Figura 23. Los resultados demuestran que la variación de K1 tiene leve influencia en las frecuencias de vibración (Figura 23a). Sin embargo, K1 influye en la

tercera y la cuarta forma modal. A partir 10000 kN/m el MAC para las 4 formas evaluadas supera el valor mínimo aceptado de 0.75 (Figura 23b).

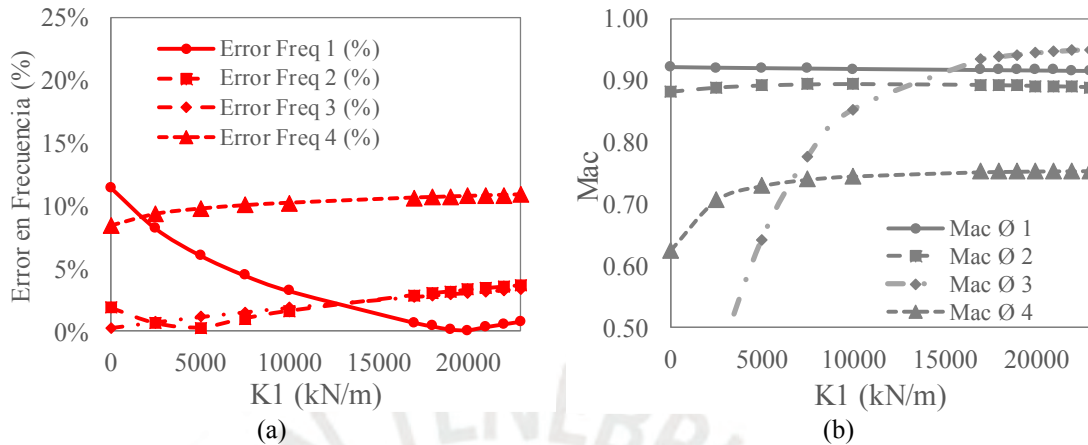


Figura 23. Incidencia de K1 en (a) las frecuencias y (b) las formas modales.

La Figura 24a muestra que la incidencia del resorte K2 en la frecuencias de vibración es muy ligera. En tanto, en la Figura 24b se ve que este resorte influye en la segunda, tercera y cuarta forma modal. Además, se puede notar para valores entre 7500 y 15000 kN/m, el MAC se mantiene sobre 0.75.

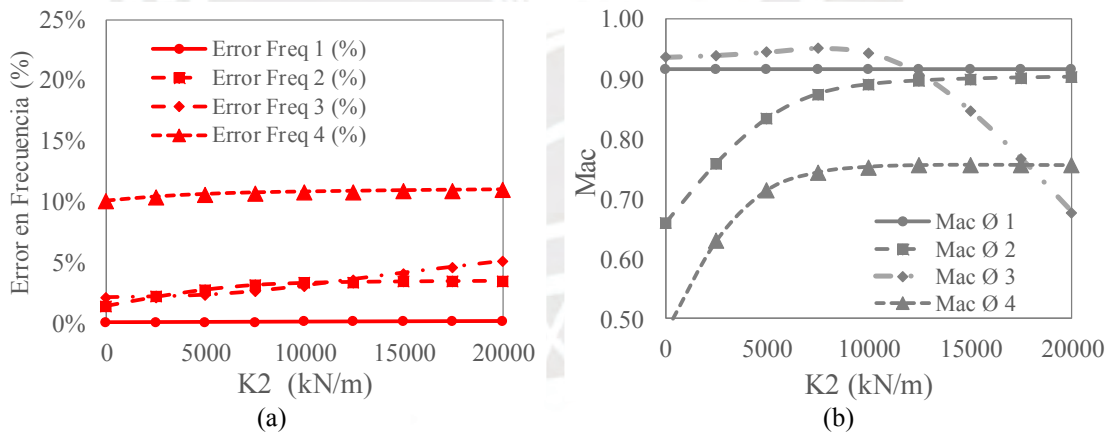


Figura 24. Incidencia de K2 en (a) las frecuencias y (b) las formas modales.

Finalmente, la incidencia de K3 en las frecuencias y formas modales se muestran en la Figura 25. Claramente, este parámetro no tiene mayor influencia en las frecuencias de vibración (Figura 25a). K3 tiene mayor influencia en las formas modales, en especial en la tercera y cuarta forma (Figura 25b). Cuando K3 es mayor a 7×10^5 kN/m, el valor MAC para todas las formas es mayor a 0.75.

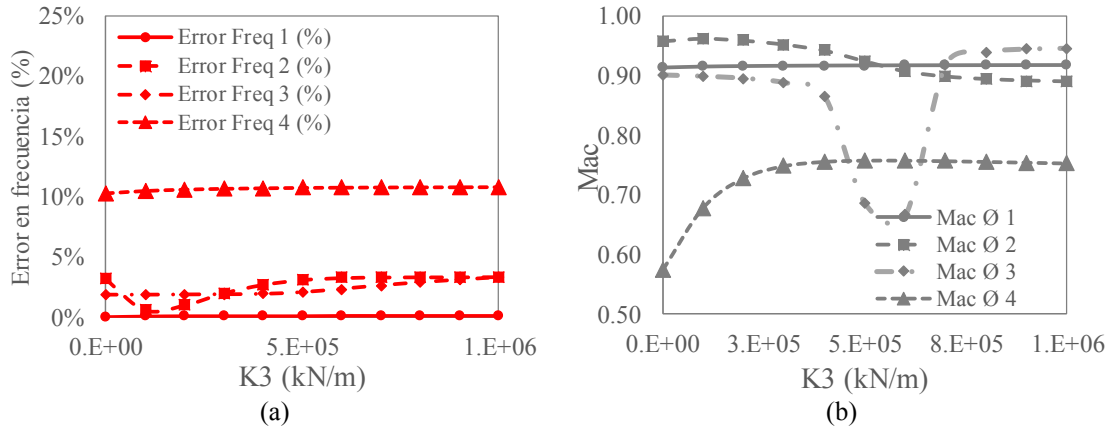


Figura 25. Incidencia de K3 en (a) las frecuencias y (b) las formas modales.

Antes de utilizar el algoritmo Douglas Reid (1982), se vio por conveniente fijar el valor de módulo E de la albañilería en 1.5 GPa, debido a que brinda el menor error en la primera frecuencia (Figura 22a) y mantiene los valores de MAC mayores a 0.75. El algoritmo de optimización requiere que se defina un valor mínimo, base y máximo para cada variable. Luego, es posible optimizar las tres variables por medio de combinaciones entre cada valor máximo, base y mínimo asignado a cada parámetro. Las variables consideradas para la optimización corresponden a las constantes K1, K2 y K3 y se muestran en la Tabla 8. La Tabla 9 muestra el resultado en frecuencias para cada combinación, mientras que la Tabla 10 presenta el resultado de los MAC para cada combinación.

Tabla 8. Parámetros de entrada para el algoritmo Douglas Reid (1982).

	Mínimo (Min)	Base	Máximo (Max)
K1 [kN/m]	10000	15000	25000
K2 [kN/m]	7500	11250	15000
K3 [kN/m]	6.E+05	8.E+05	1.E+06

Tabla 9. Combinaciones y frecuencias resultantes para cada forma modal.

Combinación	Frecuencias (Hz)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
1 Base Base Base	4.482	5.747	5.830	9.187
2 Min Base Base	4.373	5.673	5.779	9.145
3 Max Base Base	4.548	5.794	5.868	9.213
4 Base Min Base	4.516	5.762	5.821	9.193
5 Base Max Base	4.519	5.779	5.913	9.211
6 Base Base Min	4.517	5.768	5.804	9.196
7 Base Base Max	4.517	5.773	5.861	9.201

Tabla 10. Combinaciones y MAC resultantes para cada forma modal.

Combinación	MAC			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
1 Base Base Base	0.917	0.893	0.934	0.753
2 Min Base Base	0.919	0.894	0.776	0.740
3 Max Base Base	0.916	0.889	0.950	0.754
4 Base Min Base	0.917	0.875	0.952	0.745
5 Base Max Base	0.917	0.901	0.848	0.757
6 Base Base Min	0.917	0.907	0.665	0.757
7 Base Base Max	0.917	0.890	0.946	0.753

Los resultados finales de las constantes K1, K2 y K3, obtenidos después de optimización se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11. Rigidez de los resortes calculadas mediante el algoritmo de optimización.

Parametro	Unidades	Valor final
K1	[kN/m]	20000
K2	[kN/m]	10000
K3	[kN/m]	9.E+05

En la Figura 26 se presentan dos gráficos FMAC, uno antes de aplicar la optimización (Figura 26a) y otro después de aplicar la optimización (Figura 26b). De esta manera fue posible verificar que los valores asignados para cada constante incrementan la similitud entre las frecuencias y formas modales del MEF y los resultados experimentales OMA. Estos gráficos muestran mejoras importantes en el MAC de la tercera y cuarta frecuencia, y ligeras mejoras en la alienación de la primera frecuencia.

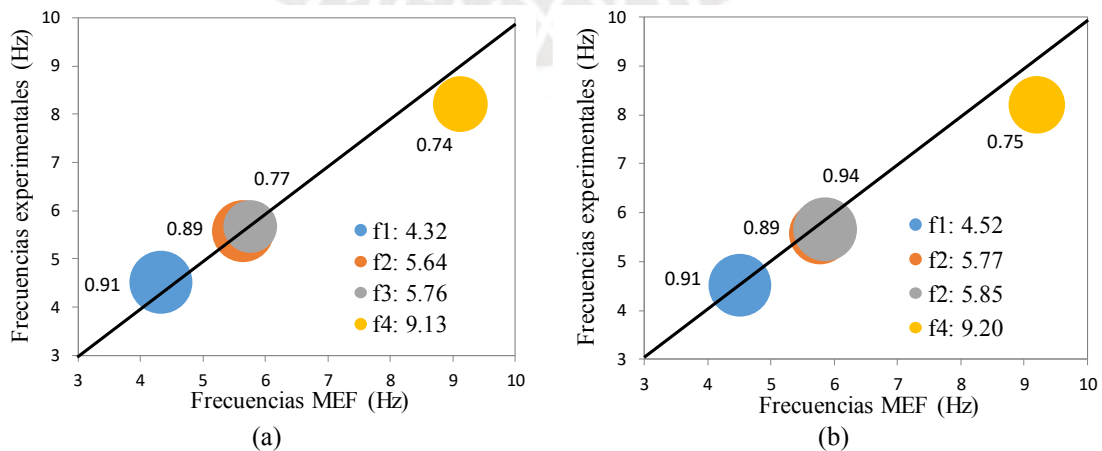


Figura 26. Gráficos FMAC: (a) antes y (b) después de la optimización.

4.4 Conclusiones

En este capítulo se presentó la implementación y calibración del modelo de elementos finitos. En la implementación se definieron tres materiales con propiedades mecánicas independientes, además de las condiciones de frontera representadas como resortes de un grado de libertad. La calibración consistió en la optimización de las constantes que representan a las condiciones de frontera del modelo de elementos finitos. El resumen de las propiedades mecánicas consideradas y obtenidas después de la calibración se muestran en la Tabla 12. Estas propiedades serán utilizadas para realizar el análisis estructural del HSJ en el Capítulo 5.

Tabla 12. Propiedades mecánicas obtenidas después de la calibración del MEF.

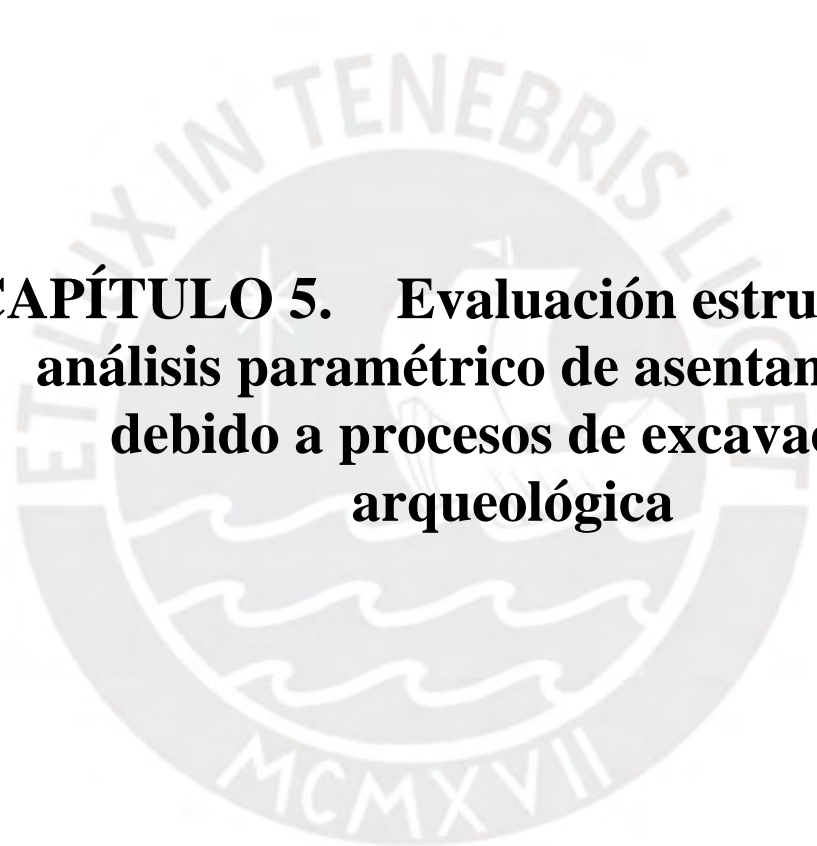
Elemento	Poisson	Densidad [kg/m³]	E [GPa]	Resortes	Rigidez [kN/m]
Columnas	0.20	2000	70.00	K1	20000
Capiteles	0.20	2200	35.00	K2	10000
Albañilería	0.20	2500	1.50	K3	9.E+05

Considerando los parámetros presentadas en la Tabla 12, se volvió a calcular el error en la frecuencia y el MAC. Estos resultados se presentan en la Tabla 13. Se observa claramente que el error en frecuencia siempre es menor a 10% y el MAC es mayor a 0.75.

Tabla 13. Error en frecuencia y MAC obtenidos después de la optimización.

Modo	Error Freq 1	Mac Ø
1	0.09%	0.917
2	3.31%	0.891
3	3.04%	0.944
4	10.77%	0.754

Se debe notar que el módulo E de la albañilería obtenido de la calibración (1.50 GPa), es menor que el módulo E_s obtenido de los ensayos sísmicos (Muro norte igual 1.74 GPa y Muro sur igual a 3.95 GPa). Los ensayos OMA permiten evaluar a la estructura de forma global, mientras que los ensayos sísmicos evalúan zonas puntuales. Bajo esta premisa, la diferencia entre módulos puede deberse a una inadecuada conexión entre elementos estructurales, probablemente debido a la edad de la estructura y falta de mantenimiento.



**CAPÍTULO 5. Evaluación estructural y
análisis paramétrico de asentamientos
debido a procesos de excavación
arqueológica**

5.1 Introducción

Este capítulo comprende el desarrollo del análisis por cargas de servicio (cargas estáticas por gravedad) y el análisis no lineal de asentamientos diferenciales que simulen excavaciones alrededor de los elementos más importantes del HSJ. En el análisis de cargas estáticas se evaluó el nivel actual de esfuerzos en las columnas y muros. Por otro lado, en el análisis paramétrico de asentamientos diferenciales se evaluó la incidencia de las variables no lineales en la magnitud y el patrón de agrietamiento observado en el techo abovedado del HSJ. Ambos análisis se desarrollaron tomando en consideración las cargas mostradas en la Figura 27. Las cargas muertas (CM) tomadas en cuenta para el análisis corresponden al empuje de suelos en el muro sur (CM 1) y en el muro norte (CM 2), y a tanques de agua localizados en el techo del HSJ (CM 3). Por otro lado, se consideraron cargas vivas (CV) relacionadas a la acumulación de una capa de hielo de 0.15 cm de espesor (CV 1) y cargas relacionadas al uso de los ambientes interiores en el segundo nivel del HSJ (CV 2 y CV 3).

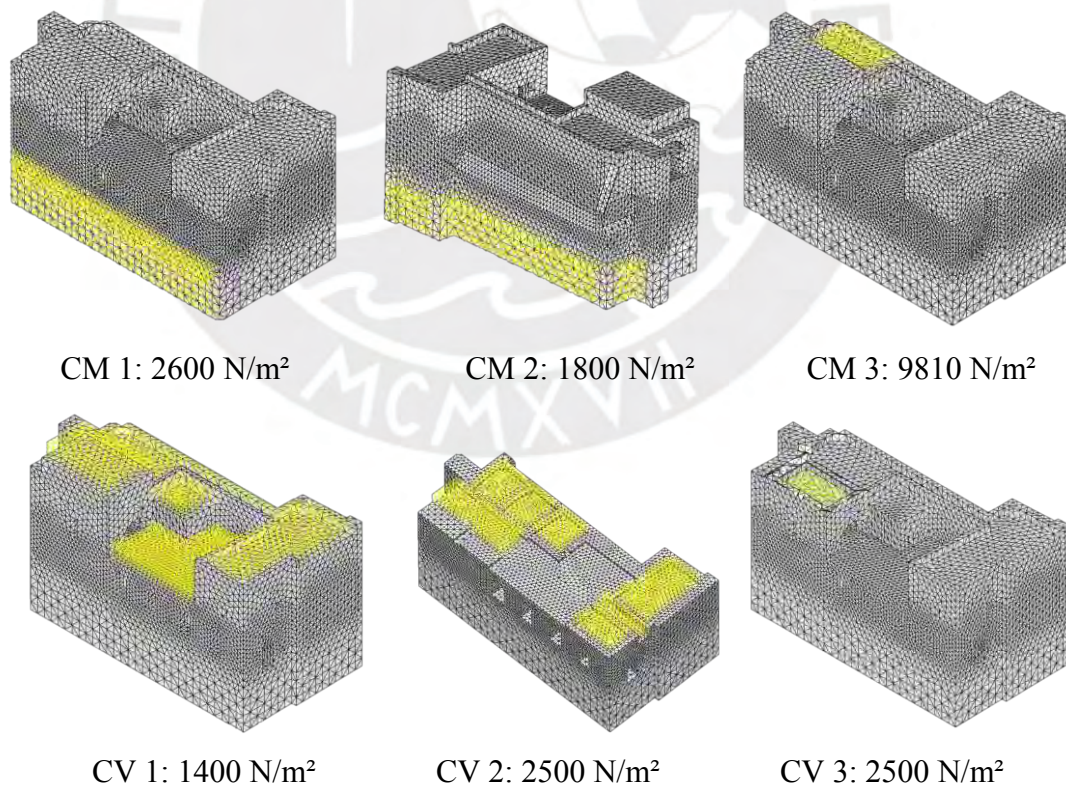


Figura 27. Cargas estáticas consideradas para la evaluación estructural del HSJ (las zonas sombreadas en amarillo indican el lugar de aplicación de las cargas indicadas).

Tal como se describe en la sección 1.4, el modelo constitutivo de la albañilería, utilizado para el análisis no lineal fue el TSCM. En este modelo el comportamiento exponencial en tensión se caracterizó por la resistencia en tensión (f_t) y por la energía de fractura en tensión (G_f). En tanto, el comportamiento en compresión es parabólico y está definido por la resistencia en compresión (f_c) y la energía de fractura en compresión (G_c). Estas propiedades se estimaron en función del módulo de elasticidad E_s obtenido mediante ensayos sónicos y utilizando las ecuaciones Ec. 3, Ec. 4, Ec. 5 y Ec. 6. Debido a que E_s variaba desde 1.74 GPa para el muro norte hasta 3.95 GPa en el muro sur. Ambos valores se usaron para definir el rango y los intervalos del análisis paramétrico, los cuales se resumen en la Tabla 14.

Tabla 14. Propiedades no lineales consideradas para el análisis paramétrico.

Propiedad	Mínimo	Intervalo	Máximo
f_t (MPa)	0.09	0.03	0.21
G_f (kN/m)	0.09	0.03	0.21
f_c (MPa)	1.74	0.6	4.14
G_c (kN/m)	2784	970	6664

5.2 Análisis estructural del HSJ considerando cargas de servicio

Para realizar el análisis de cargas de servicio del HSJ se tomaron en cuenta las propiedades elásticas mostradas en la Tabla 12, el promedio de las propiedades inelásticas mostradas en la Tabla 14 y las cargas mostradas en la Figura 27. Los resultados de este análisis en términos de deformaciones unitarias, se muestran en la Figura 28.

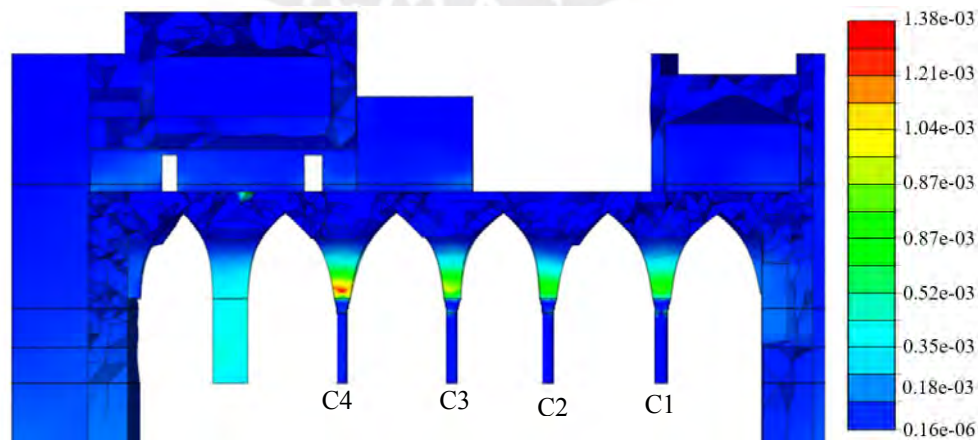


Figura 28. Deformaciones unitarias obtenidas del análisis por cargas de servicio (m/m).

La Figura 28 muestra que las mayores deformaciones se localizan sobre los capiteles, con mayor intensidad sobre el capitel C4, donde la máxima deformación unitaria se encuentra alrededor de $1.38 \cdot 10^{-3}$.

Los esfuerzos de compresión en las base de los muros y columnas se presentan en la Figura 29a y 29b, respectivamente. Se observa que los esfuerzos en la base de los muros se encuentran entre 0.19 y 0.43 MPa (Figura 29a), mientras que los esfuerzos en la base de las columnas se encuentran entre 2.55 y 9.06 MPa. El esfuerzo en promedio es 5.21, 4.57, 5.94 y 8.33 MPa para las columnas C1, C2, C3 y C4; respectivamente (Figura 29b).

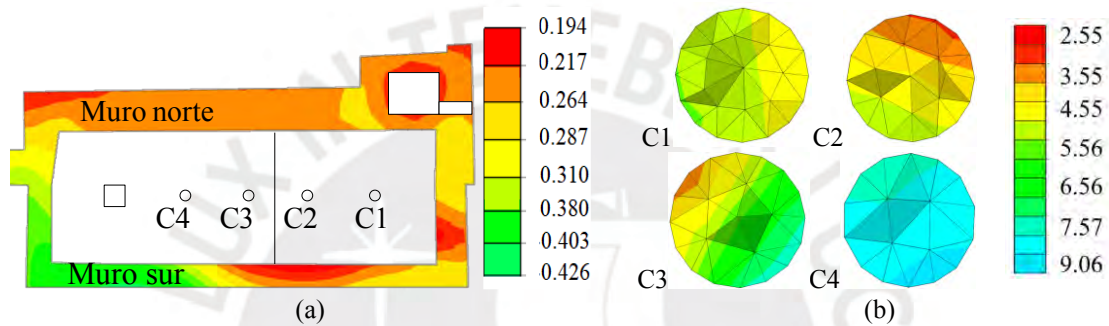


Figura 29. Esfuerzos de compresión (MPa) en (a) la base de los muros y (b) la base de las columnas.

La ubicación de los mayores esfuerzos en los muros, se concentra en el lado izquierdo del muro sur (0.426 MPa). El máximo esfuerzo encontrado en este sector, representa solo el 24% de la resistencia mínima estimada (1.74 MPa). De forma similar, la columna C4 es la que soporta más esfuerzos en compresión (8.33 MPa). De acuerdo con Palchik y Hatzor (2000), la resistencia en compresión de la caliza de Judea (64 MPa) es al menos ocho veces mayor al esfuerzo estimado mediante el modelo numérico.

5.3 Análisis paramétrico de asentamientos diferenciales

Para este análisis no lineal se definieron dos escenarios de colapso, los cuales corresponden a falla de la cimentación de las columnas C1 y C2. Se escogieron estas columnas debido a que las excavaciones arqueológicas se realizaron en el lado Este del HSJ. Además, de acuerdo a la inspección de daños, la cimentación de la columna C1 se encontraba expuesta y sin confinamiento. La falla de la cimentación será representada como asentamientos incrementales en el MEF. Las variables elegidas para el análisis

paramétrico son las propiedades no lineales definidas en la Tabla 14, desde el mínimo hasta el máximo valor estimado. El estado de daño del HSJ será evaluado en función a la suma del ancho de grietas y su patrón de distribución, presentes en el techo abovedado.

El resultado del análisis paramétrico para el primer escenario de colapso (falla de la cimentación de la columna C1), se presenta en la Figura 30. El eje horizontal de la Figura 30a representa al asentamiento diferencial de la columna C1 en milímetros, mientras que el eje vertical corresponde a la suma del ancho de grietas. Cada curva de este gráfico corresponde a un análisis independiente. Por ejemplo, las curvas plomas representan la variación de f_t desde 0.09 hasta 0.21 MPa cada 0.03 MPa. De forma similar se encuentran ploteados los resultados de G_t, f_c , y G_c desde su mínimo hasta su máximo valor, de acuerdo a la Tabla 14. La Figura 30b muestra el patrón de agrietamiento considerando el promedio de f_t, G_t, f_c y G_c cuando el asentamiento es igual a 0, 3.5 y 5 mm.

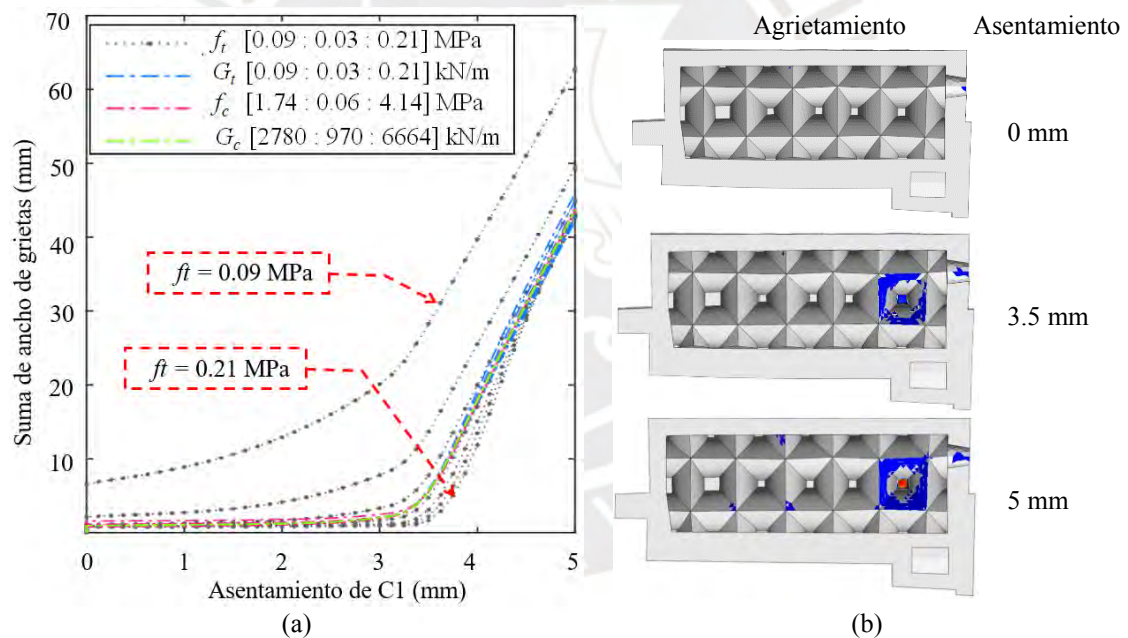


Figura 30. Evaluación de asentamientos para la columna C1: (a) suma de ancho de grietas y (b) patrón de agrietamiento en el techo del HSJ.

El resultado del análisis paramétrico para el segundo escenario de colapso (falla de la cimentación de la columna C2), se presenta en la Figura 31. De forma similar al primer escenario, los resultados de este análisis se presentan como la suma de ancho de grietas (Figura 31a) y del patrón de agrietamiento (Figura 31b), en función del asentamiento

diferencial. En este gráfico se señala como ejemplo la variación f_c de desde su valor mínimo (1.74 MPa) hasta su valor máximo estimado (4.14 MPa).

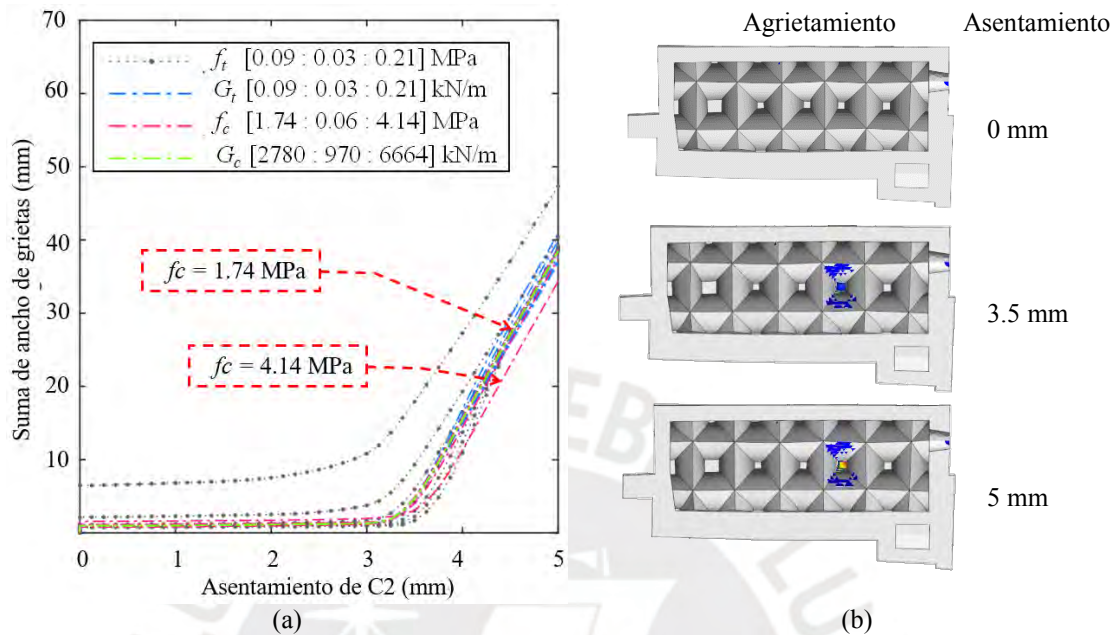


Figura 31. Evaluación de asentamientos para la columna C2: (a) suma de ancho de grietas y (b) patrón de agrietamiento en el techo del HSJ.

5.4 Discusión de resultados

Análisis de cargas de servicio

Se pudo constatar que las máximas deformaciones unitarias se encuentran sobre el capitel C4 ($1.38 \cdot 10^{-3}$). Esta deformación coincide con la ubicación de las grietas encontradas durante la campaña experimental (ver Figura 12d). Coincidentemente, la columna C4 es la que soporta más esfuerzos en compresión (8.33 MPa). De forma similar, la ubicación de los mayores esfuerzos en los muros, se concentra en el lado izquierdo del muro sur (0.426 MPa). Esta mayoría obedece a que las oficinas del convento armenio concentran la mayor parte de su masa sobre el sector Oeste del HSJ. Por otro lado, el valor mínimo de f_c estimado para los muros y el valor de f_c de la caliza de Judea son ampliamente superiores a los esfuerzos en compresión calculados con el MEF. En el caso de los muros, los esfuerzos representan el 24% de la resistencia, mientras que, para las columnas, el esfuerzo máximo se encuentra alrededor del 12% de la resistencia.

Análisis paramétrico de asentamientos diferenciales

El análisis no lineal que simula las excavaciones sucesivas en el HSJ, permitió evaluar dos escenarios de colapso relacionados al asentamiento que las columnas C1 y C2 podrían experimentar si la excavación arqueológica afectase su cimentación. De los gráficos mostrados en las Figura 30a y Figura 31a, se puede concluir preliminarmente que, para los 2 escenarios de colapso, el parámetro que más incide en el mecanismo de colapso es la resistencia a la tensión (f_t). En cambio, el resto de parámetros no lineales presentan un comportamiento similar para todos sus valores asignados. Además, cuando f_t es muy bajo (0.09 MPa), se observan grietas incluso solo bajo el efecto de las cargas de servicio. En ambas figuras se aprecia que la suma de las grietas localizadas en el techo abovedado del HSJ, se encuentra alrededor de 8 mm.

Para los 2 escenarios, y para todos los parámetros considerados, se observó que entre 3 y 4 mm de asentamiento, inicia el mecanismo de colapso (crecimiento exponencial de grietas). En este rango la columna se separa del capitel, lo cual induce un colapso repentino. Este factor permitió definir tres estados de daño mostrados en la Figura 32. Se consideró como daño leve cuando el asentamiento no superaba 2.5 mm. El daño moderado se definió entre 2.5 y 3.5 mm, justo antes del mecanismo de colapso. Para asentamientos mayores a 3.5 mm se consideró que la estructura se encuentra en colapso.

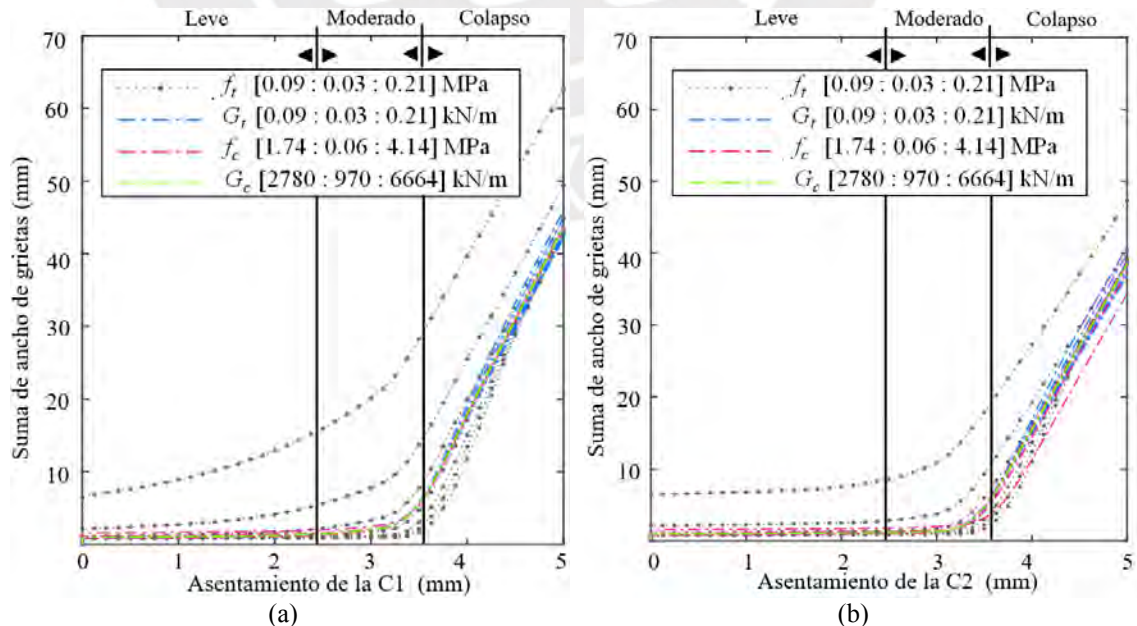


Figura 32. Estados de daño para el primer (a) y para segundo (b) escenario de colapso.

Propuesta un sistema permanente de monitoreo estructural

Los gráficos presentados en la Figura 32 son útiles para estimar márgenes de seguridad que aseguren la estabilidad de la estructura ante posibles excavaciones arqueológicas adicionales. Para estimar el margen de seguridad, se podrían fijar transductores lineales de desplazamiento (LVDT) en la parte superior de las columnas y referenciarlos a la losa existente, tal como se muestra en la Figura 33. Con los LVDTs se medirá el desplazamiento vertical relativo entre las columnas y la losa; es decir, el asentamiento diferencial de estos elementos. El monitoreo continuo de la lectura del LVDT brindaría información a tiempo real del asentamiento y del nivel de daño existente en el techo abovedado del HSJ. En caso se continúen los trabajos de excavación, se deberá verifica que la lectura del LVDT siempre se encuentre por debajo de 2.5 mm. En caso se superen estos límites, se recomendaría tomar medidas de urgencia para reforzar la estructura o su cimentación.

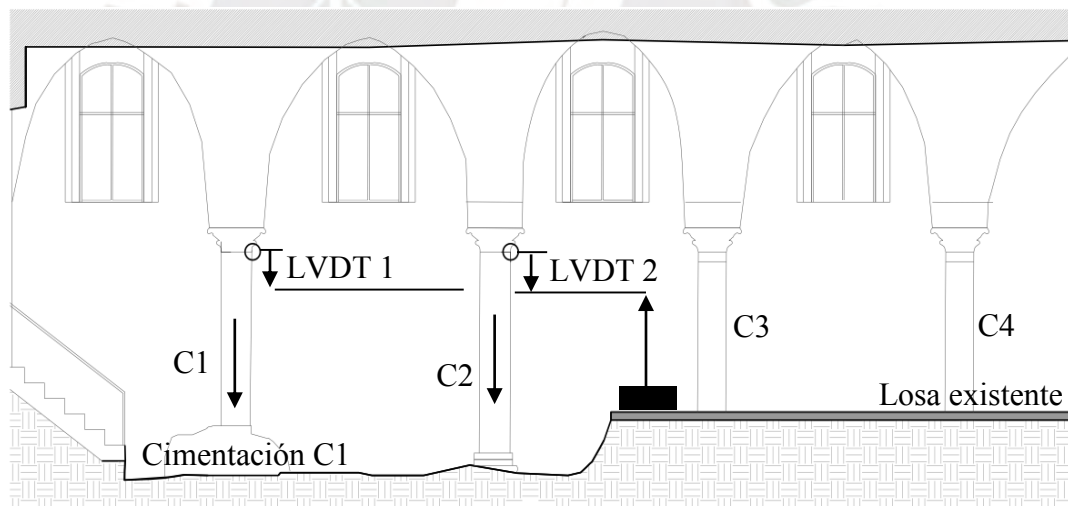


Figura 33. Esquema del sistema de monitoreo continuo de daños.

5.5 Resumen

En este capítulo se presentaron los resultados del análisis estructural. Del análisis de cargas de servicio se comprobó que la resistencia de los muros y las columnas del HSJ se encuentran por encima de los esfuerzos estimados en el modelo numérico. Sin embargo, las deformaciones unitarias calculadas sobre el capitel C4, son las mayores obtenidas numéricamente; en consecuencia, las grietas encontradas en este sector deberían ser

monitoreadas. Por otro lado, el análisis paramétrico permitió estimar márgenes de seguridad estructural, los cuales se determinaron en función al asentamiento diferencial de las columnas C1 y C2. En función a los resultados obtenidos, se propuso un esquema preliminar para el monitoreo estructural y control de daño del HSJ, en caso se realicen excavaciones arqueológicas adicionales.





CAPÍTULO 6. Conclusiones

Conclusiones

En esta investigación se evaluaron las condiciones estructurales actuales y las que podrían ocurrir debido a asentamientos diferenciales dentro del Hall de San Jerónimo, ubicado en la iglesia de la Natividad de Belén, Palestina. Los datos fueron recogidos durante la campaña experimental realizada en julio del 2016 (Pando et al., 2017). En esta campaña se determinó que la falta de confinamiento en la cimentación de las columnas C1 y C2, representa un peligro potencial que podía afectar la estabilidad de la estructura.

El primer paso para realizar la evaluación estructural consistió en levantar la geometría a detalle del HSJ mediante las técnicas de fotogrametría y escáner laser. Ambas técnicas permitieron el desarrollo preciso de planos y modelos digitales del hall (modelos CAD). En el siguiente paso, se caracterizó las propiedades mecánicas de los materiales del hall mediante ensayos sónicos. Además, se utilizaron ensayos de vibración ambiental para identificar las propiedades dinámicas del sistema estructural del HSJ.

La evaluación estructural se realizó mediante un modelo numérico el cual se implementó en base a los modelos CAD generados en el levantamiento geométrico. La calibración del modelo se realizó de forma iterativa y en función a resultados obtenidos en los ensayos no destructivos. El análisis estático de cargas de servicio indica que los esfuerzos de compresión en muros y columnas son bastante menores a su resistencia estimada. Sin embargo, se debe poner especial atención al capitel C4, debido a que las mayores deformaciones del modelo numérico coinciden en este sector con las grietas identificadas en la inspección daños.

Finalmente, se evaluaron dos escenarios de colapso mediante un análisis paramétrico. En ambos casos se observa que cuando el asentamiento diferencial supera 3.5 mm, la estructura incursiona en una falla abrupta. Además, se pudo notar que el parámetro no lineal que más influye en los resultados es la resistencia a la tensión. Los resultados de este análisis conllevaron a la definición de tres estados de daño que dependen de la magnitud del asentamiento diferencial. Basados en estos resultados, se propuso un método para el monitoreo y control de daños, el cual podría indicar hasta cuanto se puede excavar y cuándo es que se deben tomar medidas de urgencia para el reforzamiento estructural.

Referencias

Agisoft (2015). Agisoft PhotoScan user's Manual, release 1.2.2. Russia.

Aguilar, R. (2010). Dynamic structural identification using Wireless Sensor Networks. PhD Thesis, Universidad de Minho, Guimaraes.

Aguilar, R., Marques, R., Sovero, K., Martel, C., Trujillano, F., and Boroschek, R. (2015). Investigations on the structural behaviour of archaeological heritage in Peru: from survey to seismic assessment. *Engineering Structures*, 95, 94-111.

Allemang, R. J., & Brown, D. L. (1982, November). A correlation coefficient for modal vector analysis. In *Proceedings of the 1st international modal analysis conference (Vol. 1, pp. 110-116)*. Orlando: Union College Press.

Almeida, J. (2012). Mechanical characterization of traditional adobe masonry elements. MSc-thesis, University of Minho: Guimaraes.

Arce, D., Retamozo, S., Aguilar, R., and Castañeda, B. (2016). A mixed methodology for detailed 3D modeling of architectural heritage. *10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC*, Belgium, p104.

Bagatti, B. (1952), *Gli antichi edifici sacri di Betlemme*, Jerusalem.

Bacci, M., Bianchi, G., Campana, S., and Fichera, G. (2012). Historical and archaeological analysis of the Church of the Nativity. *Journal of Cultural Heritage*, 13(4), e5-e26.

Buckley, S., Howell, J., Enge, H., and Kurz, T. (2008). Terrestrial laser scanning in geology: data acquisition, processing and accuracy considerations. *Journal of the Geological Society*, 165(3), 625-638.

Carus, P. *The Birthplace of Jesus (Illustrated)*. (1909). *The Open Court*, (12), 1.

Douglas, B., and Reid, W. (1982). Dynamic tests and system identification of bridges. *Journal of the Structural Division*, 108(ST10).

Faella, G., Frunzio, G., Guadagnuolo, M., Donadio, A., and Ferri, L. (2012). The church of the nativity in Bethlehem: Non-destructive tests for the structural knowledge. *Journal of Cultural Heritage*, 13(4), e27-e41.

Fotsch, D. and Ewins, D. (2000) Application of MAC in the Frequency Domain. Rolls Royce PLC-Report-PNR.

Idris, J., Verdel, T., & Al-Heib, M. (2008). Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), 251-263.

Javernick, L., Brasington, J., and Caruso, B. (2014). Modeling the topography of shallow braided rivers using Structure-from-Motion photogrammetry. *Geomorphology*, 213, 166-182.

Jordan, J. (2017). Modeling Ozark Caves with Structure-from-Motion Photogrammetry: An Assessment of Stand-Alone Photogrammetry for 3-Dimensional Cave Survey (Doctoral dissertation, University of Arkansas).

Koenderink, J., and Van Doorn, A. (1991). Affine structure from motion. *JOSA A*, 8(2), 377-385.

Krautkramer, J., and Krautkramer, H. (1990). Ultrasonic testing of materials, the 4th edition Springer Verlag.

Leica Geosystems (2015). Leica Cyclone user's Manual, release 7.1.1. Switzerland.

Lourenço, P., Mendes, N., Ramos, L., Oliveira, D. (2011). Analysis of masonry structures without box behavior. *International Journal of Architectural Heritage* 2011; 5(4-5): 369-382.

Lourenço, P., Trujillo, A., Mendes, N., and Ramos, L. (2012). Seismic performance of the St. George of the Latins church: Lessons learned from studying masonry ruins. *Engineering structures*, 40, 501-518.

MatLab (2015). MATLAB users' guide.

Miranda L., Rio J., Guedes J., and Costa A. (2012). Sonic Impact Method—A new technique for characterization of stone masonry walls. *Construction and Building Materials*, 36, 27-35.

Noel, M. (2017). Integración de ingeniería inversa y modelamiento numérico para la evaluación sísmica de construcciones históricas de adobe. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Palestinian Central Bureau of Statistics (PCBS) and the Ministry of Tourism and Antiquities (MOTA) . (2016). Sustainable Tourims - a Tool for Development. West Bank.

Palestinian Central Bureau of Statistics (PCBS) and the Ministry of Tourism and Antiquities (MOTA) . (2017). Sustainable Tourism - A Tool for Development. West Bank.

Pando, M., Whelan, M., Ramos, L., Aguilar, R. and Fratta, D. (2017). Preliminary Structural and Foundation Assessment of the Historic Crusader Walls and Pillars at the St. Jerome Hall, Church of the Nativity, Bethlehem. North Carolina. *Unpublished*.

Pastor, M., Binda, M., and Harčarik, T. (2012). Modal assurance criterion. *Procedia Engineering*, 48, 543-548.

Pluijm, R. (1999). Out of plane bending of masonry behaviour (Doctoral dissertation, PhD Thesis, Eindhoven University of Technology, The Netherlands).

PulseEKKO PRO (Sensors & Software). (2006). User's guide, release 9.6. Canada.

Roca, P., Cervera, M., and Gariup, G. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3), 299-325.

Rodrigues, J. (2005). Identificação modal estocástica: métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil.

Sovero, S., and Martel, C. (2014). OMA tests and FEM updating in peruvian archaeological heritage: Chokepukio y modal identification tests on archaeological heritage: the case of Chokepukio.

ARTEMIS SVS. (2015) User's Manual, release 8.4, Structural Vibration Solution. Denmark.

Tapia, N., & Fernanda, M. (2017). Integración de ingeniería inversa y modelamiento numérico para la evaluación sísmica de construcciones históricas de adobe.

TNO DIANA (2016). DIANA user's manual, release 9.6. Netherlands.

Toutin, T. (2004). Geometric processing of remote sensing images: models, algorithms and methods. *International journal of remote sensing*, 25(10), 1893-1924.

UNESCO. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (2012). Birthplace of Jesus: Church of the Nativity and Pilgrimage Route, Bethlehem. <http://whc.unesco.org/en/list/1433/documents>. Accessed 30 Jan 2018.

Van Overschee, P., and De Moor, B. (1994). N4SID: Subspace algorithms for the identification of combined deterministic-stochastic systems. *Automatica*, 30(1), 75-93.

Vasconcelos, G. (2005). Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls.

Vasconcelos, G., Lourenço, P., Alves, C., and Pamplona, J. (2008). Ultrasonic evaluation of the physical and mechanical properties of granites. *Ultrasonics*, 48(5), 453-466.

Vasconcelos, G., Lourenço, P., Alves, C., and Pamplona, J. (2007). Prediction of the mechanical properties of granites by ultrasonic pulse velocity and Schmidt hammer hardness.