



UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA FACULTAD DE INGENIERÍA

Tesis para optar al título de
Doctor en Ingeniería Estructural

**Título: ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS APLICADOS A LA
CARACTERIZACIÓN DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES DE
CONSTRUCCIÓN.**

Autor:

GONZALO PABLO CETRANGOLO DE CASTRO, M.Sc. Ing. Civil

Director de tesis:

PROF. TITULAR ATILIO ANIBAL MORQUIO DOVAT, Dr. Ing. Civil

Co-Directores de tesis:

PROF. JOHN SANDOR POPOVICS, PhD.

PROF. ADJ. MARIA VANESA BAÑO, Dra. Ing. Montes

Montevideo, Uruguay, 6 de febrero de 2017

TESIS:

**ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS APLICADOS A LA
CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.**

Autor:

GONZALO PABLO CETRANGOLO DE CASTRO

El tribunal integrado por los abajo firmantes,

Dr. Ignacio Iturrioz



Dr. Ismael Nuñez



Dra. Gemma Rodríguez



Dra. Alina Aulet



Dr. Álvaro Gutiérrez



acuerda se apruebe la Tesis con la siguiente calificación: **APROBADO**

Montevideo, 6 de febrero de 2017.

A Vicente, Carmela y Gennaro.

Agradecimientos

Quiero expresar mi agradecimiento, primero a mi familia, a mis hijos y en especial a mi esposa por el apoyo y la paciencia.

A mis compañeros de oficina: Alina, Agustín, Leandro y Gonzalo por escucharme y apoyarme tanto en la fase experimental como en la discusión e intercambio de ideas y al resto de los compañeros del IET. A Cinthia Planchón y Alberto Gómez por su apoyo con material gráfico, a Jimena Machado por su gran ayuda con las referencias bibliográficas. A la gente del IEM, en especial Daniel y Carola que me ayudaron en la fase experimental y a los técnicos que me apoyaron en la realización de algunos ensayos.

A los cotutores de este trabajo, los Drs. Vanesa Baño y John S. Popovics que me acompañaron con ideas y nuevos enfoques. Y finalmente a mi tutor Prof. Dr. Atilio Morquio que con su paciencia y sabiduría me acompañó en este proceso de varios años, brindándome parte de su tiempo y su conocimiento no solamente en el área de la ingeniería.

A la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) por su apoyo en el Proyecto CSIC I+D 2012 (Nro 268).

Resumen

Los materiales de construcción utilizados en edificaciones presentan un comportamiento mecánico que puede variar con las propiedades específicas del material utilizado, con las condiciones de contorno o con el ambiente al que se encuentra sometido. La utilización y desarrollo de técnicas o métodos de caracterización de los diferentes materiales de forma no destructiva posibilita conocer ciertas propiedades físicas y mecánicas sin necesidad de realizar ensayos de rotura. En este sentido, el presente trabajo presenta la implementación de métodos no destructivos y los resultados de aplicaciones a materiales de construcción para el diagnóstico de estructuras.

Primero se estudia el comportamiento no lineal dinámico de elementos de hormigón, y sometidos a diferentes estados de carga mediante la respuesta dinámica de elementos de hormigón. Luego se desarrollan el trabajo realizado para la determinación de humedad en materiales de construcción utilizando ondas electromagnéticas, específicamente se plantea la determinación del contenido de humedad en muros fabricados con ladrillos cerámicos, ya sean huecos, como sólidos, y de fabricación artesanal como de fabricación industrial. Finalmente se presenta el estudio que el efecto de diferentes tipos de apoyo en la respuesta dinámica de vigas de madera.

Los resultados obtenidos en probetas de hormigón muestran la dependencia de la respuesta dinámica con la carga de compresión, en los valores de frecuencia de resonancia torsional como en los parámetros vinculados a la de amortiguación.

Se desarrolló una metodología para la determinación y cuantificación de humedad en mampostería cerámica.

Por último se pudo verificar el efecto que diferentes tipos de apoyo tienen en el comportamiento no lineal dinámico de vigas de madera, sin encontrar diferencias significativas entre los apoyos analizados.

Palabras Claves: Ensayos No Destructivos, Materiales de Construcción, Dinámica Estructural, Análisis no Lineal, Geo-Radar.

Summary

Construction materials used in buildings have a mechanical behavior that can vary with the specific properties of the material used, the boundary conditions or the environment to which they are subjected. In addition, the mechanical behavior can be modified by the conditions of use, the deterioration caused by the passage of time, or by any accidents or other aggressive agents. The use and development of techniques or methods of characterization of the different materials in a non-destructive way makes it possible to know certain physical and mechanical properties without the need to perform break tests, which makes it a technique applicable not only to characterization of materials prior to their use in construction, but also to inspection and analysis of the structural condition of constructions of buildings or bridges. The present work presents the implementation of non-destructive methods and the results of applications to construction materials for the diagnosis of non-destructive structures. The work is divided into three central chapters that address different lines of research focused on the characterization of three different building materials.

The general objective of this paper is to implement non-destructive methods that allow the advancement of knowledge for the diagnosis of non-destructive structures.

The first specific objective is part of the line of investigation dynamic nonlinear behavior of concrete elements, and is specifically the characterization of the state of charge through the dynamic response of concrete elements subjected to compression.

The second specific objective is part of the line of research focused on the

determination of moisture in construction materials using electromagnetic waves, specifically the determination of moisture content in walls made of ceramic bricks, whether hollow, solid, and Manufacturing and industrial manufacturing.

The third specific objective of this work linked to the research line non destructive tests applied to the characterization of structural wood is to characterize the effect of different types of support in the dynamic response of wooden beams.

Key Words: Non-destructive Testing, Construction Materials, Structural Dynamics, Non-linear Analysis, Ground Penetrating Radar.

ÍNDICE GENERAL

1. Introducción.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo del trabajo	3
1.3 Contenido del trabajo	4
1.4 Comentarios generales.....	5
2. Análisis dinámico no lineal de piezas de hormigón sometidas a compresión	7
2.1. Introducción y Antecedentes	8
2.2. Marco Teórico	12
2.2.1 Teoría de Acustoelasticidad	12
2.2.2 Frecuencia de Resonancia en Hormigón	15
2.3. Materiales y Métodos	16
2.3.1 Materiales.....	16
2.3.2. Métodos Experimentales	17
2.3.3. Métodos Numéricos.....	25
2.4. Resultados	26
2.4.1 Resultados Experimentales	26
2.4.2 Resultados Numéricos.....	35
2.5. Comentarios del Capítulo.....	40
3. Detección y cuantificación de humedad en materiales cerámicos mediante la utilización de Geo-Radar	45
3.1 Introducción y Antecedentes	46
3.2 Principios Básicos del GPR	50
3.3 Humedad en ladrillos cerámicos	55
3.4 Métodos Experimentales	58
3.4.1 Método de Ensayo.....	58

3.4.2 Ensayos en ladrillos.....	59
3.4.3 Ensayos en muretes de ladrillos macizos	60
3.4.4 Ensayos en paredes de tamaño real	62
3.4.4.1 Ensayo en pared de tamaño real en laboratorio.....	63
3.4.4.2 Ensayo en pared de tamaño real en campo.....	64
3.5 Resultados Experimentales y Conclusiones	65
3.5.1 Resultados de ensayos en ladrillos	65
3.5.2 Resultados de ensayos en muretes.....	75
3.5.3 Resultados de ensayos en paredes de tamaño real	80
3.6 Comentarios y conclusiones parciales del capítulo.....	83
4. Influencia de las Condiciones de Borde en Análisis Dinámico en Vigas de Madera	85
4.1 Introducción y Antecedentes	86
4.2 Materiales y Métodos.....	89
4.2.1 Módulo de Elasticidad Global	90
4.2.2 Ensayos dinámicos en vigas	92
4.3 Resultados y Discusión	96
4.3.1 Frecuencias Naturales	96
4.3.2 Resultados experimentales de amortiguamiento.....	102
4.4 Conclusiones parciales del capítulo.....	104
5. Conclusiones y Futuras Líneas de Trabajo	107
5.1 Conclusiones	107
5.2 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo.....	113
5.2.1 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo vinculadas al Capítulo 2	113
5.2.2 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo vinculadas al Capítulo 3	114
5.2.3 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo vinculadas al Capítulo 4	115
Apéndice A	128

Publicaciones realizadas en el marco de este trabajo.	128
Apéndice B	131
Frecuencias de vibración flexional y longitudinal de elementos de hormigón sometidos a compresión uni-axial	131
Introducción	131
Descripción de los ensayos: longitudinal y flexional	131
Resultados	132
Apéndice C	137
Frecuencia fundamental torsional de probetas sometidas a carga de tracción	137
Introducción.....	137
Descripción del ensayo	137
Resultados Experimentales	138
Apéndice D	141
Caso de aplicación práctica de la técnica de ensayo con GPR.....	141
Introducción	141
Resultados	141

Índice de figuras

Fig. 1 – Ensayo de probetas de hormigón: a) espécimen de hormigón en el marco de carga, b) esquema de la configuración utilizada para generar principalmente modos de vibración torsionales (distancias expresadas en centímetros).	18
Fig. 2 – a) Señal generada por el martillo instrumentado en el dominio del tiempo, b) contenido de frecuencia de la señal.....	19
Fig. 3 – a) Módulo de la función de respuesta en frecuencia de 5 señales obtenidas a 1 MPa de compresión, b) respuesta en frecuencia promedio de 5 señales normalizadas.	21
Fig. 4 – CWT, pasos de aplicación [3].	23
Fig. 5 – Función wavelet utilizada: Morlet.....	23
Fig. 6 – Proceso de aplicación de CWT, a) señal sin procesar, b) representación coeficientes de wavelet-tiempo-frecuencia, c) señal procesada entre 35 y 37 Hz, d) decaimiento exponencial de la señal procesada.	24
Fig. 7 – Promedio de 5 ensayos de la respuesta en frecuencia de la norma de $H(f)$ a 1 MPa de compresión.	27
Fig. 8 – Respuesta en frecuencia normalizada del Espécimen 1, para el modo fundamental de torsión a diferentes niveles de compresión.	27
Fig. 9 – Frecuencia de vibración fundamental Torsional versus nivel de compresión.	28
Fig. 10 – Factor de calidad (Q) para la primera frecuencia fundamental de vibración torsional versus el nivel de compresión.	29
Fig. 11 – Valor del decaimiento exponencial (b) para el modo de vibración fundamental de torsión y para diferentes niveles de compresión.....	30
Fig. 12 – Valor del coeficiente de amortiguamiento (ζ) para el modo de vibración fundamental de torsión y para diferentes niveles de compresión.	32
Fig. 13 – Deformación de los tres especímenes de hormigón para diferentes niveles de compresión a) en la de dirección de aplicación de la carga (negativo significa acortamiento) y b) perpendicular a la dirección de aplicación de la carga (positivo significa estiramiento).	34
Fig. 14 – Relación de las constantes elásticas de tercer orden m y n como función de la constante elástica l , las unidades son el Pascal.....	36
Fig. 15– Deformada del prisma de hormigón al vibrar en el modo fundamental torsional, obtenido con el modelo MEF. El código de colores representa la amplitud en unidades arbitrarias. .	37
Fig. 16 – Resultados de la frecuencia fundamental torsional obtenidos experimentalmente (promedio de tres especímenes) y resultados numéricos obtenidos con MEF no lineal para diferentes niveles de compresión.	38
Fig. 17 – Resultados de la frecuencia fundamental torsional obtenidos numéricamente con MEF considerando al material hipereelástico no lineal y elástico lineal para diferentes niveles de compresión.	40
Fig. 18 – Esquema de la unidad GPR utilizada.....	52
Fig. 19 – GPR utilizado para ensayar ladrillos	52

Índice de figuras

Fig. 20 – B-scan donde se muestran cuatro señales tipo A-scan	53
Fig. 21 – Efecto de la humedad en ladrillos, donde el eje X representa el contenido de la humedad en porcentaje, y el eje Y el “espesor aparente” en cm.	55
Fig. 22 – Esquema de ensayo con el correspondiente B-scan utilizando una placa metálica (a) sobre los ladrillos y (b) debajo de de los ladrillos.....	59
Fig. 23 – Muretes sometidos al proceso de inmersión	62
Fig. 24 – Humedad promedio \square (%) de los muretes versus el logaritmo del tiempo acumulado de inmersión	62
Fig. 25 – Paredes de tamaño real, (a) pared cerámica en laboratorio con una esponja mojada en la superficie y (b) fachada del edificio patrimonial analizado	63
Fig. 26 – B-scan obtenido de la pared ensayada con un aumento de la humedad en la zona central	64
Fig. 27 – Humedad para los diez tipos de ladrillos analizados	66
Fig. 28 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los 10 tipos de ladrillos analizados	67
Fig. 29 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de campo (HM).....	68
Fig. 30 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de prensa (FM).....	69
Fig. 31 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de prensa (FMH).....	69
Fig. 32 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los 10 tipos de ladrillos analizados.....	70
Fig. 34 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los 10 tipos de ladrillo analizados	71
Fig. 35 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los ladrillos de campo (HM).....	72
Fig. 36 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los ladrillos de prensa (FM).....	73
Fig. 37 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de prensa (FMH).....	73
Fig. 38 – Relación entre la humedad obtenida de forma experimental (mediante pesado en balanza y secado en horno) y contenido de humedad obtenido por el modelo.	75
Fig. 39 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los tres muretes ensayados	76
Fig. 40 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los tres muretes ensayados.....	76
Fig. 41 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para el mismo tipo de ladrillos utilizados en los muretes	79
Fig. 42 – V_W/V_B (%) obtenido de forma experimental vs. el valor obtenido con el modelo (Ecuación 8).....	80
Fig. 43 – Imagen del área escaneada de 20 x 35 cm, donde la variación del agua volumétrica (%) es presentada de acuerdo a la escala de grises.	81
Fig. 44 – B-scan a lo largo de 30 cm de pared.....	82
Fig. 45 – a) Vista de un puente peatonal; b) detalle del apoyo tipo A	87
Fig. 46 – Detalles de a) apoyo tipo A, b) apoyo tipo B and c) viga suspendida con eslinga flexible (libre-libre), vista de ensayos experimentales en: d) apoyos tipo A y B, y e) viga suspendida con eslinga flexible (libre-libre).....	92
Fig. 47 – Espectro de frecuencia de H de la viga número 1	93
Fig. 48 – Viga deformada en el primer y segundo modo de vibración para la condición simplemente apoyado y libre-libre.....	96

Índice de figuras

Fig. 49 – Datos experimentales y numéricos para el primer y segundo modo de vibración 100

Índice de símbolos

- Q - factor de calidad
- b - decaimiento exponencial
- ζ - coeficiente de amortiguamiento
- λ - primera constante elástica de Lamé
- μ - segunda constante elástica de Lamé
- Φ - energía interna de deformación
- I_E - primer invariante del tensor de deformaciones de Lagrange-Green
- II_E - segundo invariante del tensor de deformaciones de Lagrange-Green
- III_E - tercer invariante del tensor de deformaciones de Lagrange-Green
- E - tensor de deformaciones de Lagrange-Green
- ε_1 - deformaciones en una de las direcciones principales (x)
- ε_2 - deformaciones en una de las direcciones principales (y)
- ε_3 - deformaciones en una de las direcciones principales (z)
- l - primera constante elástica de tercer orden de Murnaghan
- m - segunda constante elástica de tercer orden de Murnaghan
- n - tercera constante elástica de tercer orden de Murnaghan
- S - tensor de tensiones de Piola-Kirchhoff
- S_{11} - componente principal del tensor de tensiones de Piola-Kirchhoff (dirección x)
- S_{22} - componente principal del tensor de tensiones de Piola-Kirchhoff (dirección y)
- S_{33} - componente principal del tensor de tensiones de Piola-Kirchhoff (dirección z)
- $a(t)$ - registro de aceleración en función del tiempo

Índice de símbolos

- $e(t)$ - registro del impacto generado por el martillo instrumentado en función del tiempo
- $H(f)$ - función de la respuesta en frecuencia del sistema
- $A(f)$ - función del espectro de densidades de Cross de la aceleración ($a(t)$)
- $E(f)$ - función del auto espectro de densidad de la señal generada por el impacto ($e(t)$)
- f_0 - frecuencia de resonancia
- f_1 - frecuencia correspondiente al valor de la máxima amplitud dividido la raíz cuadrada de 2 a un lado de f_0
- f_2 - frecuencia correspondiente al valor de la máxima amplitud dividido la raíz cuadrada de 2 a otro lado de f_0
- π - constante valor 3.14159...
- ϵ_r - constante dieléctrica del material relativa al vacío
- ϵ - constante dieléctrica del material
- ϵ_0 - constante dieléctrica del vacío (8.85×10^{-12} farad/metro)
- v - velocidad de pulsos de ondas electromagnéticas
- c - velocidad de propagación de ondas electromagnéticas en el vacío (3×10^8 m/s)
- d - espesor aparente de la muestra
- t - tiempo requerido por los pulsos de ondas electromagnéticas en atravesar el material
- ω - contenido de humedad en porcentaje con referencia a la masa seca
- R^2 - coeficiente de correlación lineal
- V_w - volumen de agua absorbida por los ladrillos

Índice de símbolos

- V_B - volumen total de los ladrillos
- a_1 - coeficiente angular de la recta obtenida por el método de mínimos cuadrados
- b_1 - término independiente de la recta obtenida por el método de mínimos cuadrados
- ρ_b - densidad en masa del ladrillo
- ρ_w - densidad en masa del agua
- $W_{sat,B}$ - masa del masa necesaria para saturar los ladrillos
- $W_{dry,B}$ - masa de los ladrillos en estado seco
- $\omega_{sat,B}$ - contenido de humedad necesario para saturar los ladrillos, como porcentaje del peso seco de los ladrillos
- $\omega_B(\omega)$ - contenido de humedad en los ladrillos en función de la humedad total del murete
- $W_S(\omega)$ - masa del espécimen para un contenido de humedad (ω)
- $W_{dry,S}$ - masa del espécimen para un contenido de humedad igual a cero
- $W_{sat,S}$ - masa del espécimen en condición saturada
- $W_B(\omega)$ - masa de los ladrillos para un contenido de humedad (ω)
- $V_{W,B}(\omega)$ - volumen de agua en los ladrillos
- E_m - módulo de elasticidad global
- G - módulo de corte
- ρ - densidad de masa de la viga de madera
- a_2 - distancia desde el apoyo al punto más cercano de aplicación de la carga
- l_1 - luz de la viga
- b_2 - base de la viga
- h_1 - altura de la viga

Índice de símbolos

F_1 - carga inicial en la zona elástica

F_2 - carga final en la zona elástica

w_1 - deflexiones en la sección central que corresponden a la carga F_1

w_2 - deflexiones en la sección central que corresponden a la carga F_2

W - masa de la viga

f_i - frecuencia de vibración flexional del modo i

i - modo de vibración flexional (1, 2, ...)

λ_i - parámetro adimensional que depende de las condiciones de borde y del modo (i)

E_L - módulo de elasticidad local obtenido de forma experimental

I - momento de inercia

m_L - masa por metro lineal de viga

ν_{LT} - coeficiente de Poisson longitudinal-perpendicular a la fibra

E_{90} -módulo de elasticidad perpendicular a la fibra

Capítulo 1

1. Introducción

El correcto funcionamiento de las estructuras en ingeniería civil depende en gran medida de un correcto diseño estructural y de la correcta selección de los materiales de construcción. Para validar este último punto se requiere de un conocimiento amplio de las propiedades más significativas de los materiales que componen dichas estructuras. Luego de años de servicio, dichas propiedades pueden cambiar debido al uso y a posibles patologías que puedan aparecer. En términos estructurales, el funcionamiento real de las estructuras ya construidas puede diferir de lo proyectado.

Existen en la actualidad técnicas y métodos de ensayo no destructivo que mediante el uso de diferentes principios físicos permiten obtener valiosa información sobre las estructuras y los materiales que la componen. El presente trabajo utiliza técnicas no destructivas para avanzar en el conocimiento de las propiedades de las estructuras y de los materiales de construcción.

1.1 Antecedentes

Desde hace varias décadas en el Instituto de Estructuras y Transporte (IET) de la Facultad de Ingeniería se vienen llevando adelante actividades de investigación y

asesoramiento en el área del Análisis Experimental de Estructuras. Es en este marco que en los últimos años desde el Departamento de Estructuras se está desarrollando el área de Ensayos no Destructivos aplicados al diagnóstico estructural.

Los métodos de ensayos no destructivo son técnicas que en general se definen como ensayos que no interfieren en el desempeño estructural del elemento o estructura ensayada y permiten obtener información sobre el material o sobre la estructura en estudio [1].

En términos generales las técnicas utilizadas para el diagnóstico estructural se pueden dividir en tres grandes grupos: las basadas en la propagación de ondas mecánicas, las que utilizan propagación de ondas electromagnéticas, y otras técnicas basadas en el comportamiento del material frente a acciones mecánicas [2].

Del primer grupo de técnicas mencionadas en el párrafo anterior, en los últimos años se han desarrollado actividades de investigación en análisis dinámico, ultrasonido e *impact-echo* [3-6].

De las técnicas basadas en ondas electromagnéticas, como son el Geo-Radar y la termografía Infrarroja, se ha participado en los últimos años en actividades vinculadas a proyectos de investigación (CSIC I+D 2012, Proyecto 268) y proyectos de conservación arquitectónica (programa Keeping It Modern, de la Fundación Getty) [7-9].

Ambos grupos de técnicas forman parte de las herramientas que desde la Facultad de Ingeniería se utilizan para la vinculación con el medio, tanto para edificaciones nuevas como para edificios de carácter patrimonial.

En este sentido, se trabajó en estos temas durante el año 2014 y 2016 con becarios de iniciación a la investigación del Programa de Desarrollo de las Ciencias Básicas (PEDECIBA). Se encararon temas de caracterización de materiales de construcción mediante la utilización de Geo-Radar y cámara termográfica (morteros y mampuestos cerámicos).

Es en este contexto que surge este trabajo de investigación, donde se utilizaron diferentes técnicas no destructivas para estudiar el comportamiento de diferentes materiales estructurales: hormigón, mampuestos cerámicos y madera.

1.2 Objetivo del trabajo

El objetivo general del trabajo es el implementar métodos no destructivos que permitan avanzar en el conocimiento para el diagnóstico de estructuras sin alterar el material en estudio.

Los objetivos específicos planteados son:

- Caracterizar el comportamiento dinámico de elementos de hormigón sometidos a cargas de compresión.
- Determinar y cuantificar la presencia de humedad en paredes de mampostería cerámica.

- Caracterizar el efecto de diferentes tipos de apoyo en la respuesta dinámica de vigas de madera.

1.3 Contenido del trabajo

El contenido del presente trabajo, se desarrolla en un total de cinco capítulos.

A continuación, se describen los capítulos del 2 al 5:

Capítulo 2: Comportamiento acustoelástico de piezas de hormigón sometidas a compresión.

En este capítulo se desarrollan los avances de la investigación realizada en piezas prismáticas de hormigón, con el objetivo de detectar cambios y cuantificar el estado tensional del material. Comienza con una revisión bibliográfica del tema, se desarrollan los modelos teóricos y numéricos, se presentan los materiales y métodos utilizados, finalizando con un análisis de los resultados y con las conclusiones parciales del capítulo.

Capítulo 3: Detección y cuantificación de humedad en materiales cerámicos mediante la utilización de Geo-Radar.

En este capítulo se presentan los trabajos realizados en este tema con el objetivo de cuantificar el contenido de humedad en paredes de mampostería cerámica utilizando el equipo Geo-Radar. Se presenta la revisión bibliográfica, y se introducen los materiales y métodos utilizados, siguiendo con los resultados

experimentales tanto en laboratorio como en campo, y finalizando con el análisis de resultados y las conclusiones del capítulo.

Capítulo 4: Influencia de las condiciones de borde en el análisis dinámico de vigas de madera.

La influencia que diferentes tipos de apoyos tiene en la respuesta dinámica de vigas de madera se analiza en este capítulo. Se estudió el comportamiento de las vigas de forma numérica, analítica y experimental, y se obtuvieron resultados de módulo de elasticidad dinámico y del coeficiente de amortiguamiento. Estos últimos resultados fueron comparados con los valores presentados en la normativa internacional.

Capítulo 5: Conclusiones y futuras líneas de trabajo.

En este punto se plantean las conclusiones principales de cada capítulo, se presentan las aplicaciones de las técnicas desarrolladas y las futuras líneas de trabajo vinculadas con los capítulos centrales de la tesis.

1.4 Comentarios generales

Al momento de escribir este documento se publicó un artículo en una revista arbitrada reconocida a nivel internacional (*Construction and Building Materials*), ver Apéndice A. Otro artículo fue aceptado en otra revista arbitrada de nivel internacional (*Journal of Nondestructive Evaluation*), falta determinar los detalles de la edición, ver Apéndice A. Se está finalizando la edición de un tercer artículo para publicación en otra revista arbitrada.

Capítulo 1

Cabe mencionar que las actividades llevadas adelante para ésta investigación se enmarcan en el plan de actividades del Régimen de Dedicación Total del autor, quien es docente del IET, siendo la fuente financiación la Comisión Sectorial de Investigación Científica de la Universidad de la República.

Capítulo 2

2. Análisis dinámico no lineal de piezas de hormigón sometidas a compresión

La respuesta dinámica de elementos de hormigón ha sido estudiada por varios autores de forma intensiva. Recientes trabajos de investigación han estudiado el efecto de la carga de compresión en la frecuencia de vibración en elementos de hormigón post-tensado usando la teoría de acustoelasticidad. Esta teoría también fue utilizada por otros autores para explicar la variación de la velocidad de propagación de ondas de ultrasonido en elementos de hormigón sometidos a carga de compresión. En este capítulo, se estudia el efecto de la carga de compresión en la frecuencia de resonancia torsional en elementos de hormigón prismáticos. Los elementos de hormigón fueron sometidos a una carga de compresión cuasi-estática, se ensayaron tres probetas prismáticas de 15 x 15 x 60 cm con ciclos de carga en escalones de 1 MPa hasta alcanzar los 5 MPa, la frecuencia de resonancia torsional fue obtenida para cada probeta en cada escalón de carga. El método de los Elementos Finitos fue utilizado para obtener la frecuencia de resonancia en elementos de hormigón sometidos a compresión utilizando primero la teoría elástica lineal y luego la teoría acustoelástica, asumiendo las propiedades del material como hiperelástico no lineal de Murnaghan. Los resultados obtenidos

muestran que la respuesta experimental se ajusta a los resultados numéricos obtenidos por el modelo hiperelástico no lineal de Murnaghan. También se estudió la atenuación de forma experimental con la aplicación de la carga de compresión, se observa que el factor de calidad Q (“*quality factor*”) decrece al aumentar la compresión, se observó también que el decaimiento exponencial crece al aumentar la carga de compresión. Los resultados obtenidos pueden ayudar a predecir el estado de carga de compresión aplicado a elementos de compresión de forma no destructiva.

2.1. Introducción y Antecedentes

La determinación del estado tensional en estructuras de hormigón ya construidas es una tarea desafiante para los profesionales del área de la ingeniería civil. En la actualidad, no existen Ensayos No Destructivos (END) que permitan la determinación del estado tensional en elementos de hormigón *in-situ*. Por ejemplo, para la inspección de edificios en pie no existe una técnica experimental que permita determinar cuanta carga es llevada por cada columna, pantalla o pilar. Un END capaz de determinar la tensión a la que están sometidos distintos elementos estructurales permitirá un mejor entendimiento del funcionamiento estructural de edificaciones ya construidas. Por lo que al aumentar el conocimiento de la distribución de cargas en estructuras de hormigón en pie, diferentes acciones pueden ser llevadas adelante al momento de rehabilitar y remodelar estructuras.

Existen estudios previos que ponen énfasis en la respuesta en frecuencia de elementos de hormigón post-tensionados [10, 11]. Utilizan los cables de post-tensado para aplicar carga de compresión y analizan la respuesta en frecuencia, la cual aumenta al aumentar la tensión de tensado de los cables. Este fenómeno no puede ser explicado utilizando la teoría clásica elástico-lineal, la que de hecho muestra que la respuesta en frecuencia debería disminuir al aumentar la compresión del hormigón [10]. Sin embargo, en una investigación reciente se explica este fenómeno considerando al hormigón como un material hiperelástico no lineal e introduciendo las constantes elásticas de tercer orden de Murnaghan [11]. Este enfoque es denominado como teoría de acustoelasticidad.

Esta teoría permite explicar fenómenos como el efecto que se observa cuando la aplicación de carga de post-tensado causa un cambio en la respuesta dinámica de la estructura, el cual es opuesto al esperado aplicando la teoría clásica elástico-lineal. Esto se atribuye a un cambio de las propiedades de los materiales (cierre de fisura y aumento del módulo de elasticidad dinámico), lo que genera un aumento en la frecuencia de resonancia de vigas del hormigón. Estos fenómenos no pueden ser explicados por la teoría clásica de elasticidad lineal. La teoría de acustoelasticidad, que considera al material con un comportamiento no lineal es fundamental para obtener las bases teóricas que posibiliten explicar y modelar el comportamiento de elementos de hormigón sometidos a compresión uni-axial. Haciendo uso de esta teoría, otros estudios explican la variación de la velocidad de propagación de pulsos ultrasónicos de elementos de hormigón al experimentar

diferentes niveles tensionales [12, 13, 14], fenómeno que tampoco se puede explicar con el uso de la teoría tradicional. En otros trabajos de investigación, se ha logrado detectar daños inducidos en materiales de construcción utilizando el enfoque no lineal [15].

En este capítulo se presenta el estudio experimental desarrollado en hormigón en masa (sin armadura) bajo tensión de compresión uni-axial, donde elementos de hormigón fueron ensayados bajo un proceso de carga monotónico y al mismo tiempo se les realizó un estudio de su respuesta dinámica. Tres piezas probetas de hormigón (trabajando como pilares) fueron cargadas en escalones de carga para lograr incrementos de 1 MPa. En cada escalón de carga, se midió la deformación mediante galgas extensométricas y la respuesta dinámica mediante un acelerómetro pegado a la superficie de las piezas del hormigón. Las piezas fueron excitadas mediante un impacto mecánico generado por un martillo instrumentado. Se impactó en una zona cercana a la arista de cada probeta con el objetivo de excitar principalmente modos de torsión. La deformación en dos de las direcciones principales fue medida con galgas en caras opuestas de los prismas de hormigón.

Además del trabajo experimental, fueron obtenidas de un análisis teórico las expresiones analíticas de las constantes elásticas de tercer orden. La respuesta en frecuencia fue obtenida mediante el Método de los Elementos Finitos (MEF), el hormigón fue modelado como un material con comportamiento elástico lineal tradicional y como un material elástico no-lineal (hiperelástico de Murnaghan).

Los resultados de los modelos numéricos fueron comparados con los resultados experimentales.

De acuerdo a la búsqueda bibliográfica realizada, y al estado del arte, no se encontró información sobre ensayos dinámicos realizados a elementos de hormigón sin armar ni post-tensar sometido a compresión uniaxial. Los resultados presentados en este capítulo validan el hecho de que la frecuencia de resonancia torsional aumenta al aumentar la carga de compresión en hormigón en masa, lo que demuestra que el aumento de la frecuencia de resonancia es un efecto que se produce por el estado tensional del hormigón y es independiente de la presencia o no de armadura o cables de post-tensado. Además de estos puntos, en este capítulo se presenta la correlación obtenida entre el aumento de la frecuencia de resonancia y el aumento de la carga de compresión uni-axial para el rango de carga analizado (hasta 5 MPa) y para cada pieza de hormigón. Finalmente se estudian tres parámetros obtenidos de forma experimental, como son el factor de calidad (Q), el decaimiento exponencial (b) de las señales obtenidas, el coeficiente de amortiguamiento (ζ), y su relación con la carga de compresión.

El capítulo está subdividido en cinco secciones contando ésta, donde se presenta la introducción y los antecedentes del tema, luego se presenta el marco teórico, se presentan los materiales y métodos utilizados, a continuación se presentan los resultados obtenidos y finalmente se presentan las conclusiones del capítulo.

2.2. Marco Teórico

2.2.1 Teoría de Acustoelasticidad

La acustoelasticidad permite describir el cambio de la velocidad de propagación de ondas de compresión, ondas de corte y ondas de superficie de un material elástico, si éste es sometido a un campo de tensiones estático. Este es un efecto no lineal de la relación constitutiva del material entre las tensiones y las deformaciones [14, 15]. La teoría clásica elástica-lineal asume que los materiales tienen un comportamiento lineal entre la tensión y la deformación, y que este comportamiento se mantiene hasta que estos no son sometidos a esfuerzos que alcancen los valores de tensión límites, y que están en el rango elástico, relación conocida como ley de Hooke generalizada. Esta teoría tiene en cuenta constantes elásticas de segundo orden (λ y μ). De acuerdo a esta teoría los materiales presentan velocidades de propagación de ondas de compresión y de corte constantes, las cuales no son afectadas por el nivel tensional al que esté sometido el material. El efecto acustoelástico es considerado al tomar expansiones de orden superior en la relación constitutiva como se desarrolla en la teoría de elasticidad no-lineal entre la tensión y la deformación, lo que da como consecuencia que la velocidad de propagación de onda (tanto de compresión como de corte) depende del estado tensional del material. En el caso de ausencia de tensiones, las dos teorías dan como resultado los mismos valores de velocidad de propagación de onda.

Un material hiperelástico es definido como un material elástico para el cual la energía interna de deformación Φ es una función analítica del tensor de deformaciones con referencia al estado indeformado [17, 18]. Es importante destacar que un material como el hormigón puede ser modelado como un material elástico donde el módulo elástico cambia con la tensión [18].

En este estudio se considera la teoría acustoelástica de un material elástico no-lineal bajo pequeñas deformaciones. De acuerdo al modelo de Murnaghan [19, 20], la energía interna de deformación Φ (Ecuación 2.1) puede escribirse en función de los tres invariante I_E , II_E y III_E del tensor de deformaciones de Lagrange-Green E , como

$$\Phi = \frac{\lambda + 2\mu}{2}(I_E)^2 - 2\mu(II_E) + \frac{l + 2m}{3}(I_E)^3 - 2m(I_E)(II_E) + n(III_E), \quad (2.1)$$

donde λ y μ son las constantes de Lamé y l , m y n son las constantes de Murnaghan. Los invariantes I_E , II_E y III_E son expresados en términos de las deformaciones como se presenta en las Ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.4

$$I_E = tr(E) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad (2.2)$$

$$II_E = \frac{1}{2}(tr(E^2) - (tr(E))^2) = \varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_1\varepsilon_3 + \varepsilon_2\varepsilon_3, \quad (2.3)$$

$$III_E = det(E) = \varepsilon_1\varepsilon_2\varepsilon_3 \quad (2.4)$$

donde ε_1 , ε_2 y ε_3 son las deformaciones en las direcciones principales del tensor deformaciones de Lagrange-Green bajo un estado de tensiones que genera pequeñas deformaciones [21].

Para el caso de elementos prismáticos de sección simétrica bajo tensión uni-axial en la dirección de ε_1 , las deformaciones ε_2 y ε_3 son iguales, y la densidad de energía de deformación puede ser expresada como se muestra en la Ecuación 2.5,

$$\Phi = \frac{\lambda + 2\mu}{2}(\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2)^2 - 2\mu(2\varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_2^2) + \frac{l + 2m}{3}(\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2)^3 - 2m(\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2)(2\varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_2^2) + n\varepsilon_1\varepsilon_2^2 \quad . (2.5)$$

Las componentes del segundo tensor de tensiones de Piola-Kirchhoff S pueden ser obtenidas derivando la energía de deformación Φ en términos de los componentes de E según la Ecuación 2.6,

$$S_{11} = \frac{\partial \Phi}{\partial \varepsilon_1} = \frac{(\lambda + 2\mu)}{2}(2\varepsilon_1 + 4\varepsilon_2) - 4\mu\varepsilon_2 + \frac{(l + 2m)}{3}(3\varepsilon_1^2 + 12\varepsilon_1\varepsilon_2 + 12\varepsilon_2^2) - 2m(4\varepsilon_1\varepsilon_2 + 5\varepsilon_2^2) + n\varepsilon_2^2 \quad . (2.6)$$

En el caso de tensión uni-axial, S solo tiene componentes diferentes de cero en la dirección axial de carga S_{11} , el resto de los componentes son cero. La expresión de los componentes S_{22} y S_{33} , los cuales son cero bajo tensión uni-axial [12, 19], están dados por la Ecuación 2.7 con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 S_{22} = S_{33} = \frac{\partial \Phi}{\partial \varepsilon_2} &= (\lambda + 2\mu)(2\varepsilon_1 + 4\varepsilon_2) - 4\mu(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) + (l + 2m)(8\varepsilon_2^2 + 8\varepsilon_1\varepsilon_2 + 2\varepsilon_1^2) \\
 &- 2m(10\varepsilon_1\varepsilon_2 + 6\varepsilon_2^2 + 2\varepsilon_1^2) + 2n\varepsilon_1\varepsilon_2 = 0
 \end{aligned}
 \tag{2.7}$$

En el caso estudiado en este trabajo, se midió la deformación en las direcciones ε_1 , ε_2 y ε_3 para cada escalón de carga aplicada. El estado tensional S_{11} se obtuvo dividiendo la carga aplicada por el área de la sección.

2.2.2 Frecuencia de Resonancia en Hormigón

Existen diversos estándares internacionales referidos a hormigón que utilizan la frecuencia de resonancia de especímenes de hormigón para determinar las constantes elásticas del material, tales como el módulo de elasticidad dinámico y el coeficiente de Poisson [23, 24]. Con el objetivo de determinar estos parámetros, datos como la masa y la geometría de los elementos deben ser conocidos de antemano y la frecuencia de resonancia debe ser medida de forma experimental. Como ejemplo se puede citar las normas ASTM C-215 y C-666 que se utilizan para obtener el módulo de elasticidad dinámico de probetas de hormigón y para evaluar la durabilidad del material con la variación de dicho módulo frente a ciclos de congelación y deshielo [22-25].

En los últimos años se han desarrollado estudios donde presentan la frecuencia de resonancia de elementos de hormigón como parámetro para su caracterización, para identificar la presencia de daño y para cuantificar el grado de deterioro causado por cargas, o por otros agentes [25]. Además de la frecuencia de

resonancia, otros autores utilizan armónicos de esta frecuencia para determinar el módulo de elasticidad dinámico también en probetas de hormigón [26].

2.3. Materiales y Métodos

2.3.1 Materiales

Tres probetas prismáticas de hormigón de sección cuadrada de 15x15 cm² y de 60 cm de largo fueron elaboradas para este estudio. Junto con las probetas prismáticas se llenaron 6 probetas cilíndricas de control (de 15 cm de diámetro por 30 cm). En la Tabla 2.1 se presenta la dosificación del hormigón utilizado, el cual fue elaborado siguiendo las recomendaciones de la normativa ACI para obtener un material con una resistencia característica a compresión a los 28 días de 20 MPa [27].

Tabla 2.1: Dosificación del Hormigón

Cemento Portland	311.5 kg/m ³
Agregado Grueso	1195.8 kg/m ³
Agregado Fino	639.0 kg/m ³
Agua	186.9 lts/m ³

El hormigón fue mezclado en planta y transportado en camión mezclador hasta el momento de llenar los especímenes prismáticos y las probetas de control. El curado se realizó en cámara húmeda por 28 días.

La resistencia a la compresión promedio de tres probetas obtenida a los 28 días fue de 25.4 MP (los valores de cada probeta fueron: 24.8, 26.1 y 24.2 MPa), las probetas fueron ensayadas siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM

C-39 [28]. A los 90 días, el valor promedio del módulo de elasticidad dinámico fue de 27.3 GPa y el coeficiente de Poisson fue de 0.212 obtenido en 3 probetas cilíndricas, los valores fueron obtenidos siguiendo las recomendaciones de la normativa ASTM C-215 [22]. A los noventa días, el valor promedio de módulo de elasticidad estático (tipo secante) fue de 21.5 GPa y el coeficiente de Poisson fue de 0.198, los valores fueron obtenidos siguiendo las recomendaciones de la normativa ASTM C-469 [29].

2.3.2. Métodos Experimentales

El método experimental desarrollado consistió en la realización de ensayos dinámicos de vibración a probetas de hormigón sometidas a ensayos donde se les aplica cargas de compresión a edades posteriores a los 90 días. En la Fig. 1 a) se muestra la imagen de un espécimen de hormigón ensayado. La Fig. 1 b) presenta un croquis del espécimen con la ubicación del impacto mecánico y la ubicación del acelerómetro. Entre las caras de la probeta de hormigón y las platinas de compresión, se ubicaron soportes de neopreno para reducir posibles irregularidades de la superficie y para aislar las vibraciones de los elementos de hormigón y el marco de carga. Primero, los especímenes de hormigón fueron sometidos a una pre-carga inicial de compresión de 5.5 MPa, una vez alcanzado este valor la carga fue retirada, el motivo de aplicar dicho nivel de carga era el de trabajar lejos de la carga de rotura. Este primer ciclo de carga es realizado antes de llevar adelante los ensayos dinámicos, y el objetivo es evitar que se generen nuevas fisuras al cargar a los elementos a valores de compresión de 5 MPa [10].

Capítulo 2

Luego de este primer ciclo de pre-carga inicial, se comienza realizando ensayos dinámicos con el espécimen descargado y con carga de compresión en escalones de 1 MPa hasta alcanzar los 5 MPa. En cada escalón de carga, la carga fue mantenida por aproximadamente 300 segundos.

Durante ese período de tiempo la carga puede considerarse estática, y es entonces utilizado un martillo instrumentado para impactar en la superficie de hormigón de forma tal que se exciten principalmente modos torsionales de vibración. La evolución de la fuerza aplicada por el martillo en el tiempo es presentada en la Fig. 2 a) y en la Fig. 2 b) se presenta el contenido de frecuencia de la señal generada con el impacto mecánico obtenido mediante Transformada Rápida de Fourier (FFT). Como se puede apreciar en la Fig. 2 b), la distribución de frecuencias generadas por el impacto alcanza los 5000 Hz.

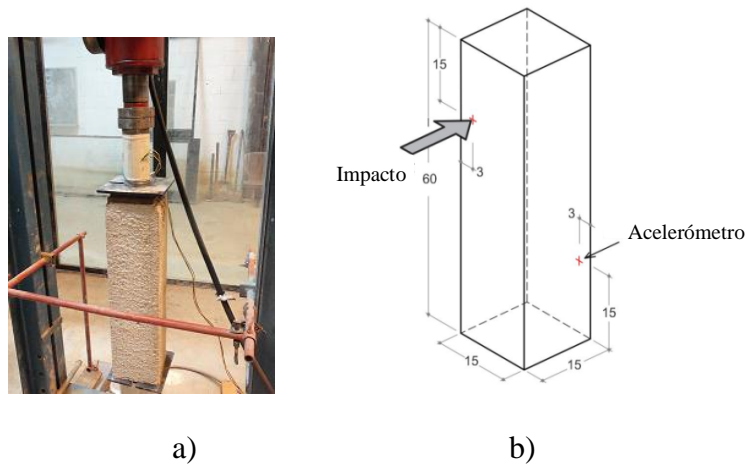


Fig. 1 – Ensayo de probetas de hormigón: a) espécimen de hormigón en el marco de carga, b) esquema de la configuración utilizada para generar principalmente modos de vibración torsionales (distancias expresadas en centímetros).

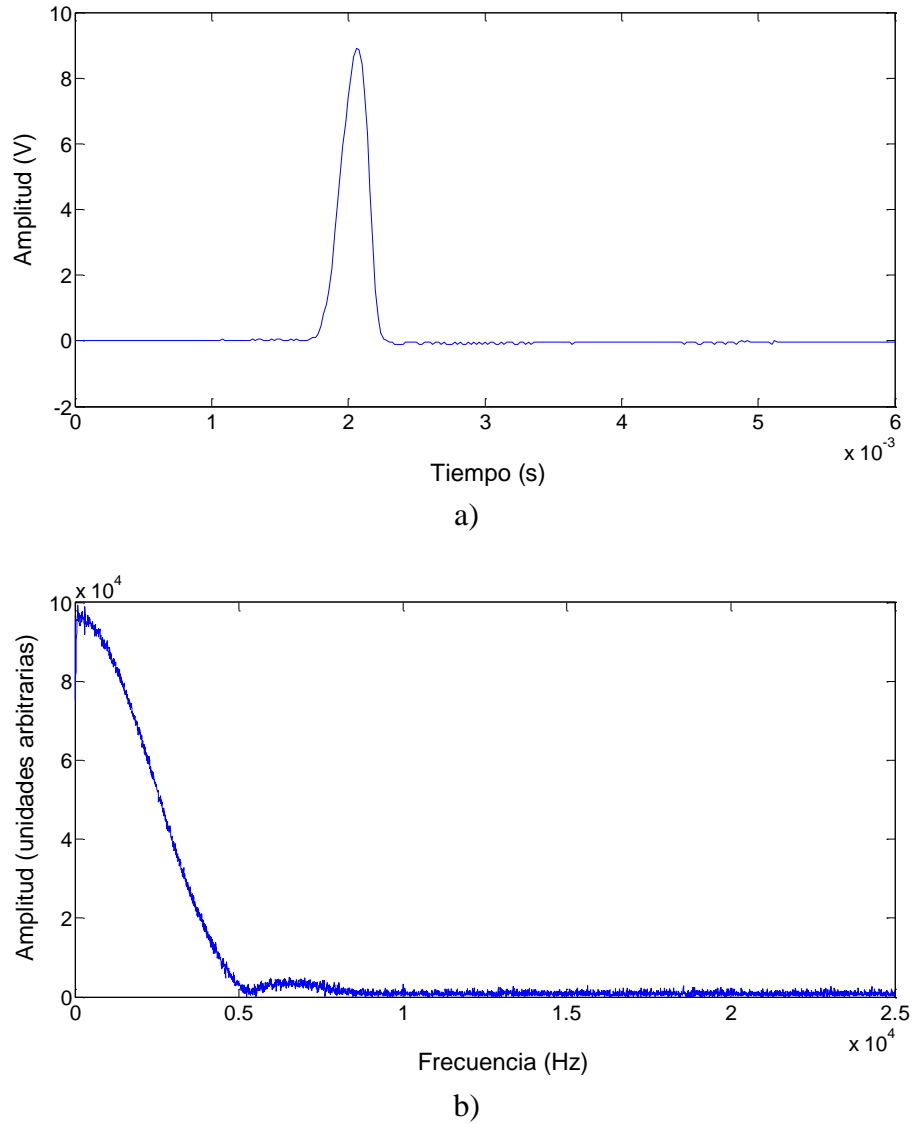


Fig. 2 – a) Señal generada por el martillo instrumentado en el dominio del tiempo,
b) contenido de frecuencia de la señal.

El acelerómetro utilizado fue marca PCB modelo 307B21 y fue adherido a la superficie del hormigón mediante el uso de adhesivo epoxi. Los datos fueron adquiridos en un osciloscopio digital conectado a una computadora personal.

Para excitar principalmente modos de torsión, la configuración utilizada fue la de adherir el acelerómetro a un cuarto de la luz de la probeta, y a un quinto de su ancho, y el impacto se aplicó en la cara opuesta de la probeta a tres cuartos de la luz y a un quinto del ancho, como se muestra en la Fig. 1 b). Se obtuvieron resultados de modos de vibración flexionales y longitudinales, los cuales se presentan en el Apéndice B.

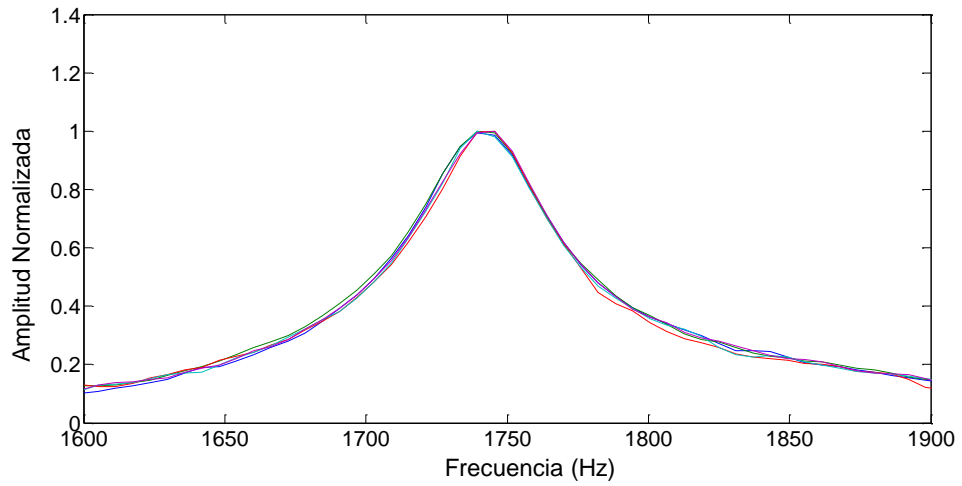
Las deformaciones inducidas al espécimen de hormigón por la carga aplicada se midieron en cada escalón de carga, en caras opuestas de la probeta de hormigón mediante la utilización de galgas extensométricas (de 10 cm de largo). Se midió la deformación en la dirección de aplicación de la carga y en la dirección ortogonal.

En cada escalón de carga, se aplicaron cinco impactos a cada una de las probetas de hormigón y se midió la aceleración ($a(t)$), la cual fue registrada en un PC, junto con la señal del martillo instrumentado generada por cada impacto ($e(t)$). Con estos valores se obtuvo la función de respuesta en frecuencia del sistema denominado $H(f)$, como se presenta en la Ecuación 2.8

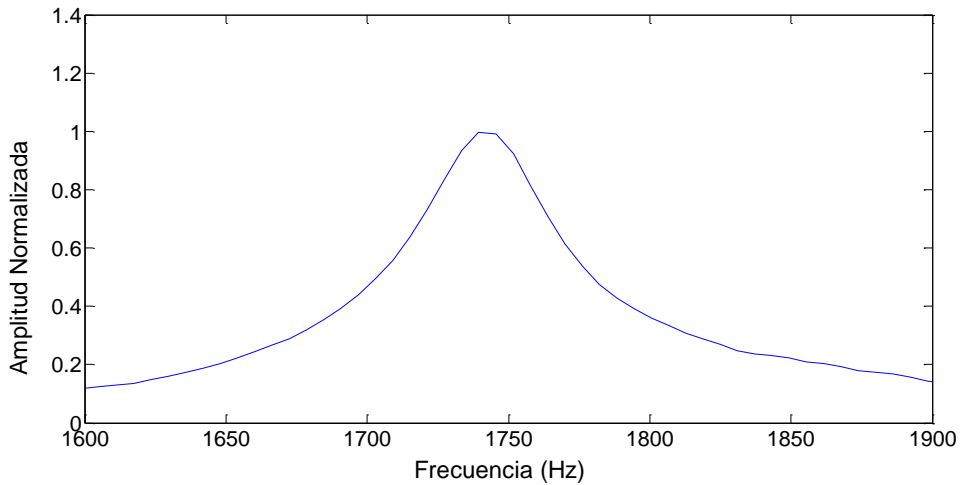
$$H(f) = \frac{A(f)}{E(f)} , \quad (2.8)$$

donde $H(f)$ es definido por el cociente entre $A(f)$, que es el espectro de densidades de Cross de la aceleración, y $E(f)$, que es el auto espectro de densidad de la señal generada por el impacto [30].

La norma de $H(f)$ para cada espécimen fue promediada en cinco ensayos para reducir el ruido de las señales. En las Fig. 3 a) y b) se muestran las cinco señales y el promedio de estas respectivamente.



a)



b)

Fig. 3 – a) Módulo de la función de respuesta en frecuencia de 5 señales obtenidas a 1 MPa de compresión, b) respuesta en frecuencia promedio de 5 señales normalizadas.

Por cada probeta, se obtuvo el factor de calidad (Q), o “quality factor”, de acuerdo a la Ec. 2.9

$$Q = \frac{f_0}{f_1 - f_2} \quad (2.9)$$

donde f_0 es la frecuencia de resonancia, f_1 y f_2 son las frecuencias que corresponden al valor de máxima amplitud dividido la raíz cuadrada de 2, a uno y otro lado de la frecuencia de resonancia.

Se utilizó la Transformada Continua de Wavelet (CWT) para calcular el valor de decaimiento exponencial de la señal entorno a la frecuencia de resonancia torsional, f_0 . El decaimiento se obtuvo como el exponente (b) de una función exponencial en el tiempo de la señal procesada con CWT.

La aplicación de la CWT consiste en la determinación de los coeficientes de wavelet, lo que permite una representación de la señal original en el espectro de tiempo, frecuencia y coeficientes de wavelet, y se utilizó como una forma de filtrar la señal en torno a los valores de la frecuencia de resonancia torsional. Los coeficientes de wavelet son una medida indirecta de las similitudes de la señal original con una función wavelet “madre” utilizada para recorrer la señal en tiempo y en frecuencia, al estirar o comprimir a la función madre, como se muestra en la Fig. 4. Donde se muestra de forma esquemática como funciona la técnica. En este caso se utilizó una función de tipo Morlet, Fig. 5.

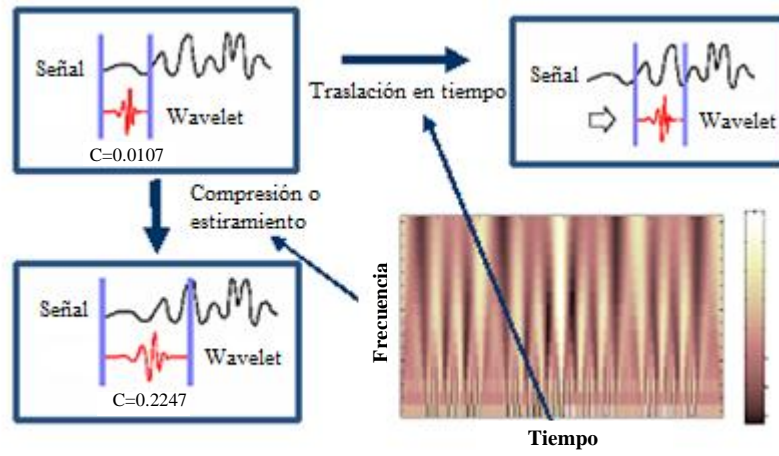


Fig. 4 – CWT, pasos de aplicación [3].

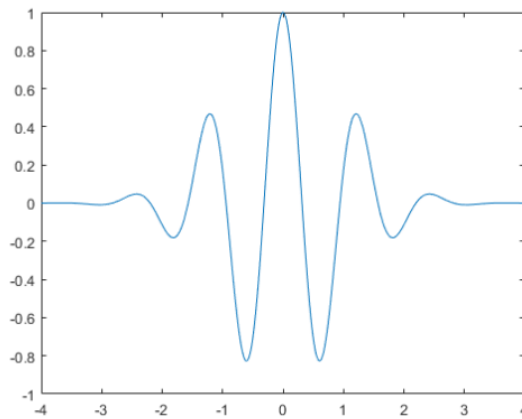


Fig. 5 – Función wavelet utilizada: Morlet.

Un ejemplo del método implementado es presentado en la Fig. 6, donde se muestran los diferentes pasos aplicados por el método a la señal presentada en la Fig. 6 a) utilizada como ejemplo.

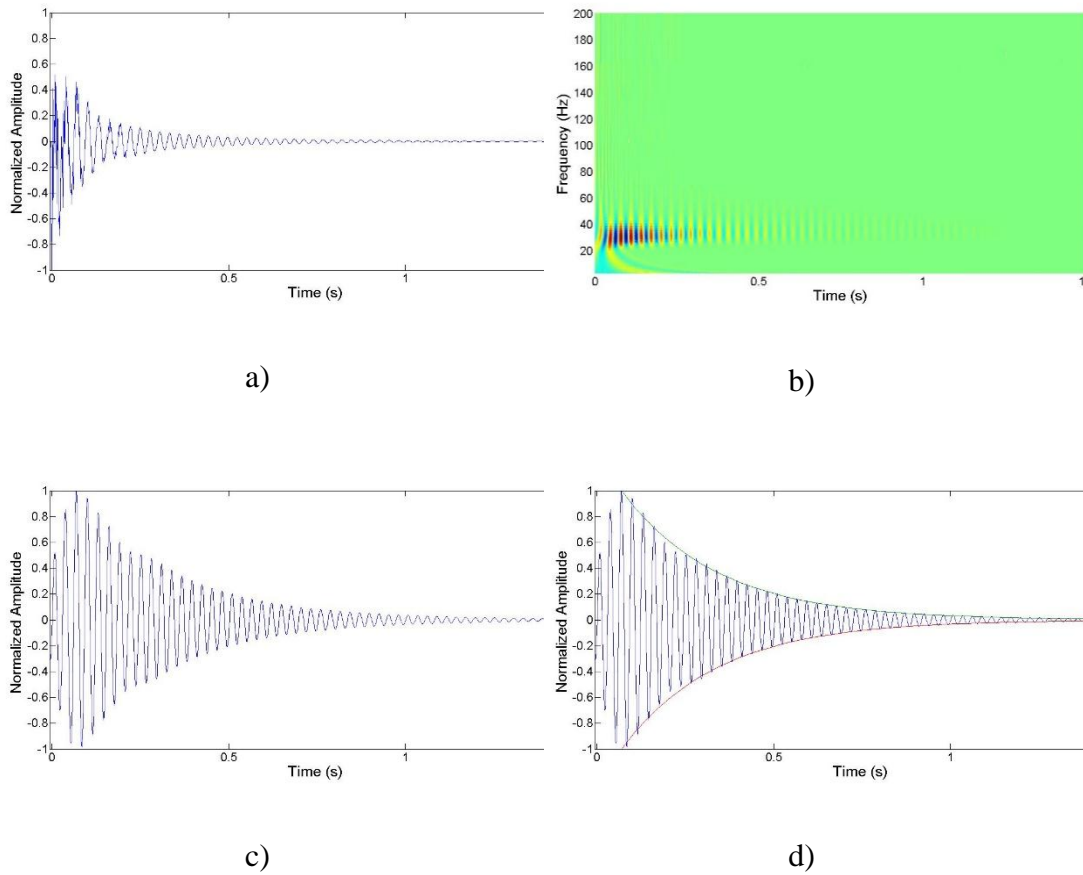


Fig. 6 – Proceso de aplicación de CWT, a) señal sin procesar, b) representación coeficientes de wavelet-tiempo-frecuencia, c) señal procesada entre 35 y 37 Hz, d) decaimiento exponencial de la señal procesada.

El decaimiento exponencial es obtenido como el exponente de la función exponencial envolvente, denominado b (Hz). Este valor fue utilizado para calcular el coeficiente de amortiguamiento ξ , según se presenta en la Ecuación 2.10. De esta forma, el ruido y la posible influencia de otros modos de vibración son evitados al calcular dicho coeficiente. Dado que el coeficiente de amortiguamiento es afectado entre otras cosas por las propiedades de los materiales, este valor fue

utilizado para detectar el cambio en las propiedades dinámicas de las probetas de hormigón con la carga.

$$\zeta = b/(2\pi f_0) \quad (2.10)$$

donde b es el decaimiento exponencial y f_0 es la frecuencia de resonancia, siendo $\zeta^2 \ll 1$.

Una vez finalizados los ensayos de compresión, se perforaron las probetas 10 cm de profundidad, en el centro de las caras menores y de forma perpendicular los extremos y se anclaron barras de acero en ambas caras de los prismas. De esta forma y utilizando una prensa universal con adaptadores para el ensayo de barras de acero, se sometió a las probetas a esfuerzos de tracción. Los resultados de frecuencia de vibración torsional bajo cargas de tracción se muestran en el Apéndice C.

2.3.3. Métodos Numéricos

El Método de los Elementos Finitos (MEF) aplicado a materiales con comportamiento lineal y no lineal fue utilizado para modelar el comportamiento a compresión de probetas de hormigón. Se modeló un prisma de hormigón de dimensiones 15 x 15 x 60 cm utilizando el software comercial del MEF Comsol Multiphysics [32], y considerando que el material responde a un comportamiento lineal tradicional y también considerando al material como hiperelástico no lineal de Murnaghan, lo cual implica el conocimiento de los valores de tres constantes, denominadas en la literatura como constantes elásticas de tercer orden [18].

Para el modelo lineal se debe ingresar al programa de MEF las constantes elásticas de Lamé, λ y μ , y la densidad del material. Mientras que para el modelo no lineal, además se deben ingresar al modelo las constantes elásticas de tercer orden, l , m y n .

La probeta fue modelada como un sólido fijo en los extremos, se discretizó utilizando un modelo en tres-dimensiones con 23241 elementos tetraédricos. El prisma se modeló como apoyado y fijo en sus extremos, y se le introdujo un acortamiento correspondiente a cada nivel de compresión estudiado. De los dos modelos analizados se obtuvieron las frecuencias naturales, y se determinó la frecuencia fundamental de vibración torsional. Las frecuencias naturales se obtuvieron para diferentes niveles de compresión, en cada estado de carga, se impuso la deformación promedio medida de las tres columnas.

2.4. Resultados

2.4.1 Resultados Experimentales

En la Fig. 7 se muestra un ejemplo de la norma de la función $H(f)$, donde se presenta la primera frecuencia fundamental de vibración torsional para el Espécimen 1. La Tabla 2.2 contiene los resultados obtenidos del promedio de la frecuencia fundamental de vibración torsional de las tres probetas de hormigón ensayadas, para cada uno de los escalones de carga. La variación de la frecuencia de vibración torsional con la carga es presentada en la Fig. 8, para la probeta

denominada Espécimen 1, y en la Fig. 9 para la totalidad de los especímenes y el valor promedio.

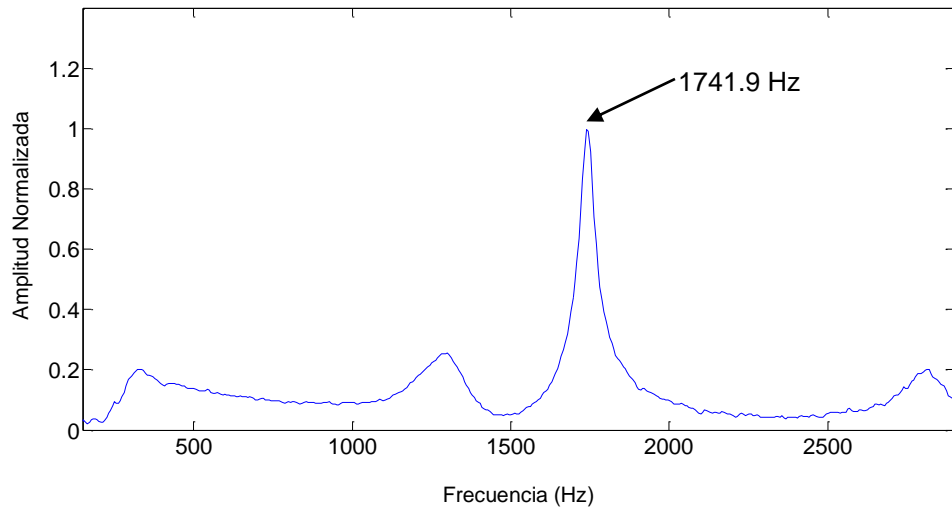


Fig. 7 – Promedio de 5 ensayos de la respuesta en frecuencia de la norma de $H(f)$ a 1 MPa de compresión.

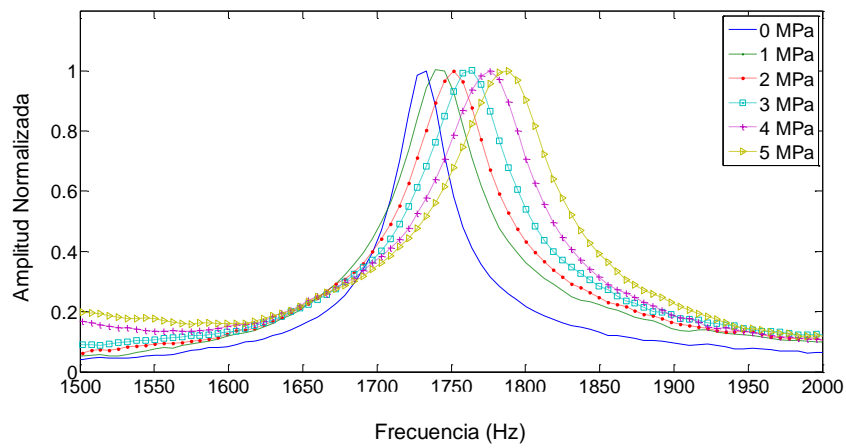


Fig. 8 – Respuesta en frecuencia normalizada del Espécimen 1, para el modo fundamental de torsión a diferentes niveles de compresión.

Tabla 2.2: Resultados promedio de las tres probetas de la Frecuencia Fundamental de Vibración Torsional Para Diferentes Niveles de Compresión.

Compresión (MPa)	Promedio del 1er Modo Torsional (Hz)	Variación (%)
0.0	1735.4	0.0
1.0	1746.5	0.6
2.0	1753.4	1.0
3.0	1764.1	1.7
4.0	1773.2	2.2
5.0	1782.9	2.7

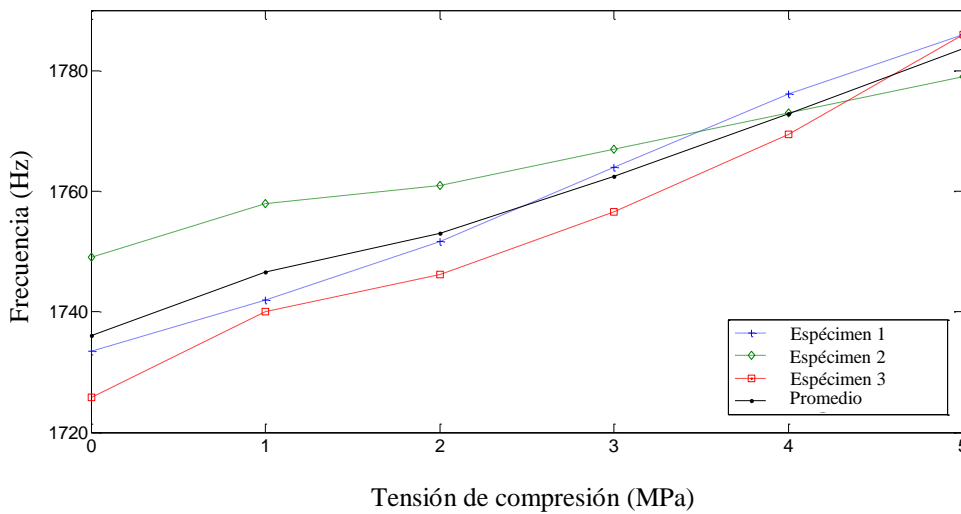


Fig. 9 – Frecuencia de vibración fundamental Torsional versus nivel de compresión.

Los resultados experimentales muestran que la frecuencia fundamental de vibración torsional de elementos de hormigón aumenta al aumentar el nivel de compresión del elemento. En promedio el incremento es de entre 0.6 y 2.7% con

respecto a la frecuencia en estado descargado, para niveles de compresión que van desde 1 a 5 MPa respectivamente. Esto demuestra que para las dimensiones y el tipo de material estudiado, cambios en el nivel de compresión del orden de 1 MPa, son fácilmente detectables en el rango de tensiones analizado (hasta 5 MPa). Las frecuencias medidas corresponden a incrementos en promedio de 9.5 Hz por cada incremento del orden de 1 MPa en la tensión de compresión del elemento.

El valor del factor de calidad (Q) obtenido es presentado en la Fig. 10 y en la Tabla 2.3, donde se presenta el valor promedio de los tres especímenes obtenido para diferentes niveles de carga. Se observa una clara disminución del valor de (Q) con un aumento del nivel de compresión.

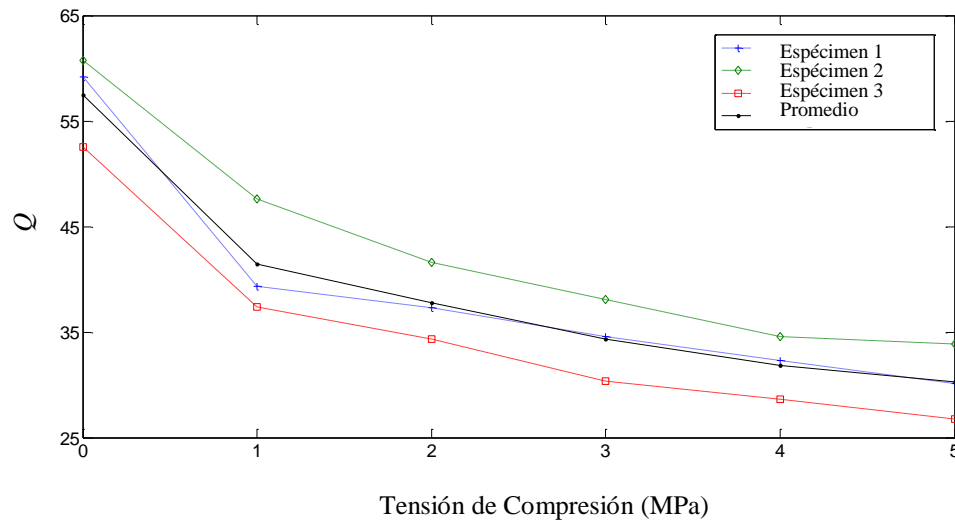


Fig. 10 – Factor de calidad (Q) para la primera frecuencia fundamental de vibración torsional versus el nivel de compresión.

Tabla 2.3: Valores promedio de Q de las tres probetas para la frecuencia de vibración fundamental torsional y para diferentes niveles de compresión.

Compresión (MPa)	Promedio del 1er Modo Torsional Q	Variación (%)
0.0	57.5	0.0
1.0	41.4	-28.0
2.0	37.8	-34.3
3.0	34.3	-40.3
4.0	31.8	-44.7
5.0	30.3	-47.3

Los valores del decaimiento exponencial son presentados en la Fig. 11 para los tres especímenes y para diferentes niveles de compresión, además del valor promedio, en la Tabla 2.4 se presentan los valores promedio en porcentaje.

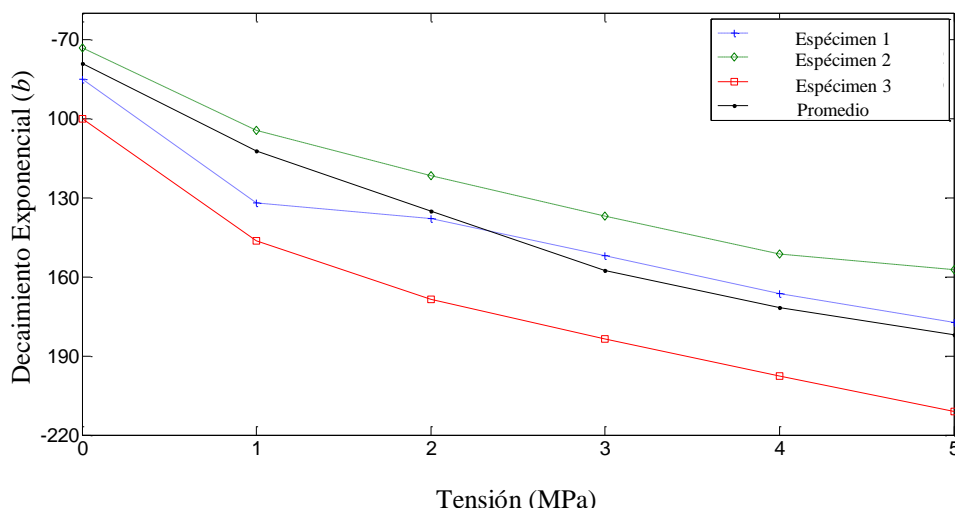


Fig. 11 – Valor del decaimiento exponencial (b) para el modo de vibración fundamental de torsión y para diferentes niveles de compresión.

Tabla 2.4: Resultados experimentales del decaimiento exponencial (b) para el modo de vibración fundamental torsional y para diferentes niveles de compresión.

Compresión (MPa)	Promedio del 1 ^{er} modo torsional b (Hz)	Variación (%)
0.0	-79.2	0.0
1.0	-112.2	41.7
2.0	-135.3	70.8
3.0	-157.5	98.9
4.0	-171.8	116.9
5.0	-181.9	129.7

Se observa que el coeficiente de decaimiento exponencial b disminuye al aumentar la carga de compresión. En promedio, la disminución observada fue de 129.7% entre el estado descargado y el estado con una tensión de compresión de 5 MPa. La disminución de (b) entre 1 y 5 MPa fue en promedio de 62.1% al aumentar la tensión de compresión.

Los valores de coeficiente de amortiguamiento son presentados en la Fig. 12 y en la Tabla 2.5 para los tres especímenes y para diferentes niveles de compresión, además del valor promedio.

Tabla 2.5: Valores experimentales promedio del coeficiente de amortiguamiento (ζ) para el modo fundamental torsional y para diferentes niveles de compresión.

Compresión (MPa)	Promedio ζ (%)	Variación (%)
0.0	0.791	0.0
1.0	1.163	47.0
2.0	1.297	64.0
3.0	1.421	79.6
4.0	1.542	94.9
5.0	1.624	105.3

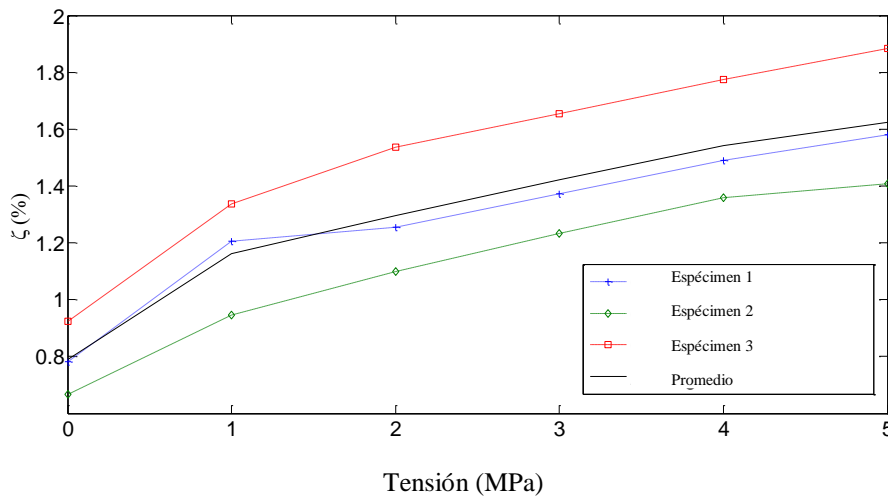
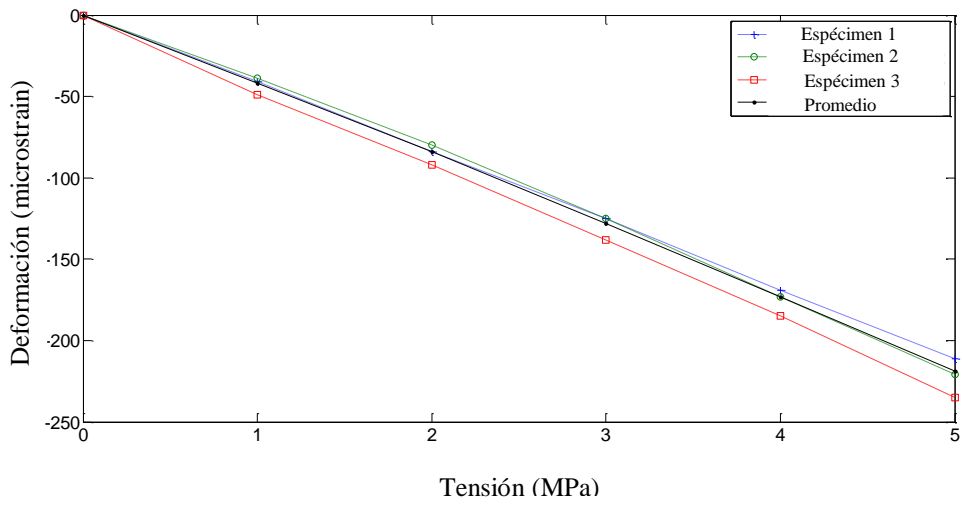


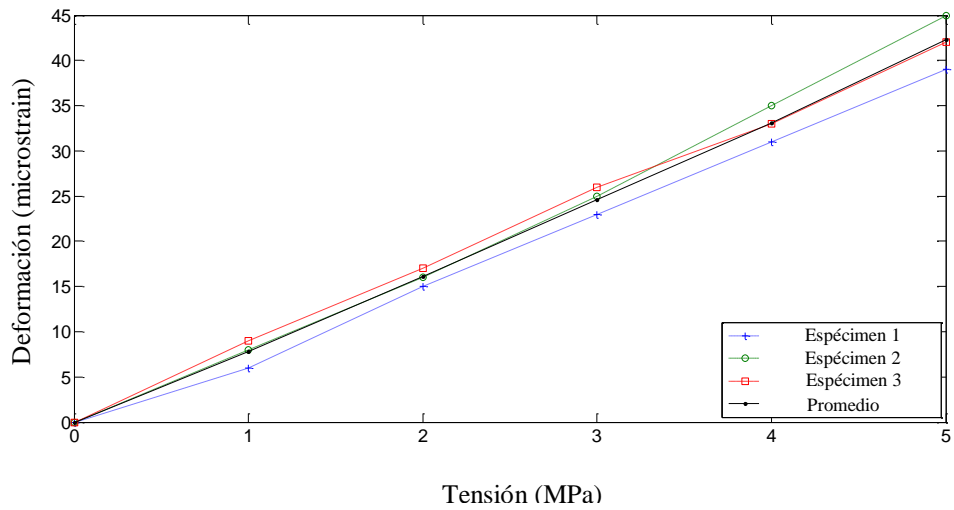
Fig. 12 – Valor del coeficiente de amortiguamiento (ζ) para el modo de vibración fundamental de torsión y para diferentes niveles de compresión.

Al observar el comportamiento del coeficiente amortiguación (ζ) en función de la carga, se observa que éste aumenta, en promedio 105.3 % para el rango de compresión que va de 0 MPa a 5 MPa.

La deformación del hormigón durante el proceso de carga fue medida utilizando galgas extensométricas en dos caras opuestas de los especímenes. En la Fig. 13 se muestran los valores de deformación obtenidos para los tres especímenes estudiados. En la Fig. 13 a) se muestra la deformación en la dirección de la carga, y en la Fig. 13 b) en la dirección perpendicular a la de aplicación de la carga aplicada.



a)



b)

Fig. 13 – Deformación de los tres especímenes de hormigón para diferentes niveles de compresión a) en la de dirección de aplicación de la carga (negativo significa acortamiento) y b) perpendicular a la dirección de aplicación de la carga (positivo significa estiramiento).

2.4.2 Resultados Numéricos

El Método de los Elementos Finitos (MEF) aplicado a materiales con comportamiento no lineal fue utilizado para modelar el comportamiento en compresión de prismas de hormigón. El prisma fue modelada como un sólido fijo en los extremos. Las frecuencias naturales se obtuvieron para diferentes niveles de compresión en escalones de 1 MPa, arrancando en 0 hasta llegar a 5 MPa. La frecuencia fundamental de vibración torsional se obtuvo para cada escalón de carga.

Las constantes de Lamé utilizadas en el modelo fueron los valores promedio de los ensayos dinámicos realizados a tres cilindros de acuerdo a la norma ASTM C-215 [22]. La densidad de masa utilizada para el hormigón fue el promedio del valor obtenido de las tres probetas, 2208 kg/m^3 , el módulo de elasticidad utilizado fue de 27.3 GPa y el coeficiente de Poisson fue 0.212.

Las constantes de Murnaghan utilizadas (l , m y n) se obtuvieron del modelo minimizando la diferencia de la frecuencia fundamental de vibración entre los valores experimentales y los obtenidos con el modelo numérico.

El procedimiento consistió en un análisis paramétrico, del parámetro l , donde los parámetros m y n se obtuvieron de acuerdo a las Ecuaciones 2.6 y 2.7. En la Fig. 14 se presenta la relación entre l , m y n . Los valores de las constantes elásticas de tercer orden son presentados en la Tabla 2.6, así como los valores de estos parámetros obtenidos de otros estudios con elementos de hormigón presentados en las referencias [3, 6].

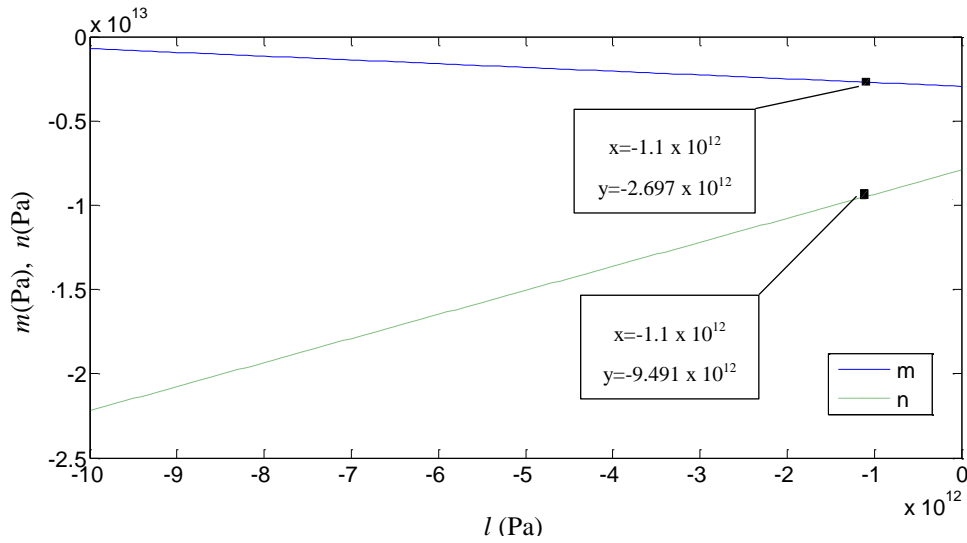


Fig. 14 – Relación de las constantes elásticas de tercer orden m y n como función de la constante elástica l , las unidades son el Pascal.

Tabla 2.6: Constantes elásticas de tercer orden.

Parámetro	Este estudio	Ref. [14]	Ref. [11]
$l(Pa)$	-1.10×10^{12}	-3.01×10^{12}	-5.04×10^{12}
$m(Pa)$	-2.69×10^{12}	-2.28×10^{12}	-4.15×10^{12}
$n(Pa)$	-9.49×10^{12}	-1.81×10^{12}	-3.34×10^{12}

La forma de la deformada obtenida por el modelo numérico del prisma de hormigón en el modo fundamental de vibración torsional se presenta en la Fig. 15, donde la deformación fue amplificada para mejorar la visualización del modo de vibración. Los resultados numéricos obtenidos con el modelo no lineal considerando al material como hiperelástico de Murnaghan y los resultados experimentales de la frecuencia fundamental de vibración torsional para

diferentes niveles de compresión son presentados en la Fig. 16. En la Tabla 2.7 se muestra el aumento de la frecuencia obtenida con el MEF y el valor promedio de los tres especímenes obtenidos de forma experimental, como un porcentaje de la frecuencia obtenida para el estado sin carga.

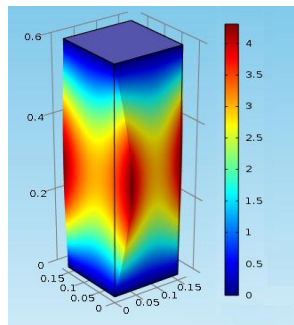


Fig. 15– Deformada del prisma de hormigón al vibrar en el modo fundamental torsional, obtenido con el modelo MEF. El código de colores representa la amplitud en unidades arbitrarias.

Se verificó que el modelado del material como no lineal hiperelástico de Murnaghan es el que mejor aproxima el comportamiento observado de forma experimental del aumento de la frecuencia con el aumento de la tensión de compresión. En cuanto al modelado del material como material elástico lineal, los resultados numéricos muestran un comportamiento opuesto al observado experimentalmente, es decir que los valores de frecuencia de vibración torsional obtenidos numéricamente disminuyen al aumentar la tensión de compresión.

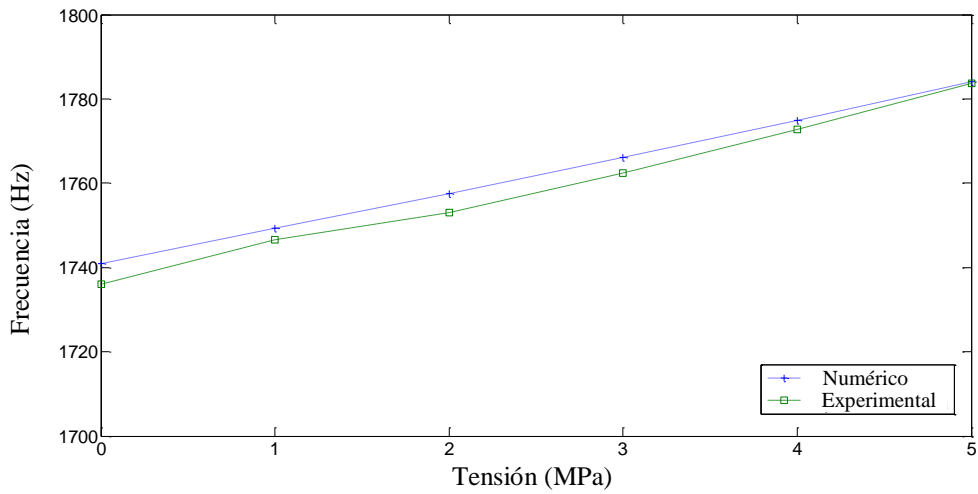


Fig. 16 – Resultados de la frecuencia fundamental torsional obtenidos experimentalmente (promedio de tres especímenes) y resultados numéricos obtenidos con MEF no lineal para diferentes niveles de compresión.

Tabla 2.7: Aumento de los valores de la frecuencia fundamental torsional en función del nivel de compresión obtenidos de forma experimental (promedio de tres especímenes) y numéricos (MEF no lineal) como porcentaje de la frecuencia obtenida sin compresión.

Compresión (MPa)	1er modo torsional	
	Experimental	Numérico
0.0	0%	0.0%
1.0	0.6%	0.5%
2.0	1.0%	1.0%
3.0	1.5%	1.5%
4.0	2.1%	2.0%
5.0	2.7%	2.5%

En la Tabla 2.8, se muestra la frecuencia fundamental de vibración obtenida utilizando MEF modelando el material como hiperelástico no lineal y como elástico lineal donde se aprecia la diferencia en la variación de la frecuencia para ambos modelos del material.

Tabla 2.8: Valores numéricos obtenidos utilizando el MEF de la frecuencia fundamental torsional considerando el hormigón como un material no lineal hiperelástico y considerando al hormigón como elástico lineal.

Compresión (MPa)	Frecuencia del 1er modo torsional (Hz)	
	Modelo hiperelástico no lineal	Modelo elástico lineal
0.0	1740.9	1740.9
1.0	1749.3	1740.8
2.0	1757.6	1740.7
3.0	1766.2	1740.6
4.0	1775.0	1740.5
5.0	1784.1	1740.4

En la Fig. 17 se muestra la diferencia entre los resultados obtenidos con los dos MEF considerando al material hiperelástico no lineal de Murnagham y considerando al material elástico lineal.

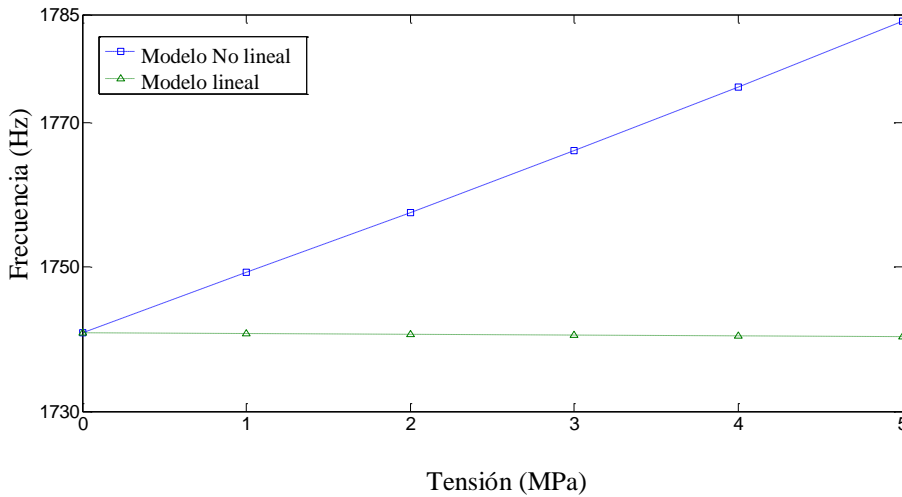


Fig. 17 – Resultados de la frecuencia fundamental torsional obtenidos numéricamente con MEF considerando al material hiperelástico no lineal y elástico lineal para diferentes niveles de compresión.

2.5. Comentarios del Capítulo

Los resultados experimentales muestran que la frecuencia fundamental de vibración torsional de elementos de hormigón aumenta al aumentar el nivel de compresión del elemento. El incremento es de entre 0.6 y 2.7% para el promedio de las tres probetas ensayadas con respecto a la frecuencia en estado descargado, para niveles de compresión que van desde 1 a 5 MPa respectivamente. Esto demuestra que para las dimensiones y el tipo de material estudiado, cambios en el nivel de compresión del orden de 1 MPa, son detectables en el rango de tensiones analizado (hasta 5 MPa). Las frecuencias medidas corresponden a incrementos en

promedio de 9.5 Hz por cada incremento del orden de 1 MPa en la tensión de compresión del elemento.

Se observó una disminución del coeficiente (Q) con el aumento de la tensión de compresión. El valor promedio de (Q) de las tres probetas ensayadas disminuyó un 47.4% entre el estado con una tensión de 5 MPa con el estado descargado. La disminución del valor de (Q) entre los valores de compresión de 1 y 5 MPa fue de 27.0%. Se verificó que el coeficiente de decaimiento exponencial b también disminuyó al aumentar la carga de compresión. En el valor promedio de las tres probetas ensayadas, la disminución observada fue de 129.7% entre el estado descargado y el estado con una tensión de compresión de 5 MPa. La disminución de (b) entre 1 y 5 MPa fue en promedio de 62.1% al aumentar la tensión de compresión. Al observar el comportamiento del coeficiente amortiguación (ζ) en función de la carga, se observa que éste aumenta, en promedio 105.3 % para el rango de compresión que va de 0 MPa a 5 MPa.

En relación a los modelos numéricos utilizando el MEF, se verificó que el modelado del material como no lineal hiperelástico de Murnaghan es el que mejor aproxima el comportamiento observado de forma experimental del aumento de la frecuencia con el aumento de la tensión de compresión. En cuanto al modelado del material como material elástico lineal, los resultados numéricos muestran un comportamiento opuesto al observado experimentalmente, es decir que los valores de frecuencia de vibración torsional obtenidos numéricamente disminuyen al aumentar la tensión de compresión. Esta es la razón fundamental para adoptar el

modelo no lineal hiperelástico de Murnaghan para modelar la frecuencia fundamental de vibración torsional.

Al utilizar el MEF modelando al material como no lineal, se pudieron obtener las constantes elásticas de tercer orden l , m y n , y los valores obtenidos son del orden de magnitud de los valores obtenidos en la literatura [11]. Estos valores tienen el potencial de ser utilizados para la caracterización de materiales de construcción, ya que no son abundantes en la literatura, específicamente para hormigón son muy escasos.

Al observar el comportamiento del coeficiente amortiguación (ζ) en función de la carga, se observa que éste aumenta, pero la tasa de aumento disminuye al aumentar la tensión de compresión, por lo que la variación del amortiguamiento entre los escalones de carga puede ser utilizada como parámetro para predecir el nivel de tensión de compresión al cual está sometido un elemento de hormigón.

En el caso de una estructura existente, este efecto podría utilizarse para verificar el nivel de compresión en un grupo de columnas o pilares, mediante el aumento o disminución de la carga en cada elemento acompañada por un ensayo dinámico para dos niveles de carga diferentes. De esta forma, comparando los valores de variación del coeficiente de amortiguamiento (ζ) se puede determinar cuál de los elementos está sometido a mayor nivel de compresión. Cabe mencionar que se debe verificar el comportamiento para estructuras reales, pero de observarse un comportamiento similar entre la carga de compresión y el

amortiguamiento, sería una aplicación que puede brindar mucha utilidad para la evaluación de estructuras existentes.

También podría utilizarse para medir el nivel de tensión en elementos pre y pos-tensado, en especial vigas con iguales condiciones de apoyo, ya que utilizando solamente el valor del amortiguamiento, se puede obtener una idea cualitativa del nivel de compresión, especialmente en situaciones de corte de cables o tendones de post-tensado, donde es razonable pensar en una disminución considerable del nivel de compresión del elemento.

En el caso de elementos de hormigón pre-comprimido o post-tensado, el análisis dinámico puede ser aplicado para verificar el nivel de tensión de los elementos una vez que son fabricados. Para elementos existentes puestos en obra, se podría utilizar la metodología planteada para determinar la pérdida de carga con el paso del tiempo de dichos elementos.

Capítulo 3

3. Detección y cuantificación de humedad en materiales cerámicos mediante la utilización de Geo-Radar

El contenido de humedad en materiales cerámicos juega un papel importante en su desempeño y durabilidad como material de construcción, también la calidad del servicio que brinda como material es afectada severamente por la humedad. La presencia de humedad en exceso representa un problema asociado a las estructuras realizadas en mampostería cerámica. Las características intrínsecas del material junto con la edad de las estructuras juegan un papel importante en la cantidad de humedad absorbida por las paredes de mampostería. Los métodos tradicionales para la determinación de contenido de humedad *in-situ* en paredes de mampostería son en muchos casos destructivos, o semi-destructivos y brindan información limitada. En este capítulo se utiliza el Geo-Radar o Radar Penetrante de Tierra (GPR), como una técnica no destructiva para la determinación del contenido de humedad en paredes construidas con ladrillos cerámicos. Se utilizaron ensayos de laboratorio para calibrar la técnica en ladrillos y luego se realizaron ensayos para determinar el contenido de humedad en probetas “tipo muretes” de dimensiones menores (confeccionadas con 5 hiladas de ladrillos). La metodología presentada

fue aplicada a paredes de tamaño real en laboratorio y en campo para detectar variaciones en el contenido de humedad. La metodología desarrollada mostró ser rápida y fácil de usar en campo para mediciones del contenido de humedad en paredes de mampostería cerámica.

3.1 Introducción y Antecedentes

La mampostería cerámica constituye uno de los materiales más comunes utilizados en los sistemas constructivos en la historia de la humanidad. Específicamente en Ibero-América, una parte importante de las construcciones patrimoniales fueron construidas con materiales cerámicos [33]. Uno de los principales problemas asociados con este tipo de construcción es la humedad proveniente del suelo, u otras fuentes que afecta su durabilidad y desempeño.

La presencia en exceso de la humedad representa uno de los mayores problemas asociados a estructuras construidas con mampostería cerámica. La naturaleza heterogénea del material y su elevada permeabilidad, sumado en muchos casos a la edad de las estructuras juegan un rol importante en el contenido de humedad en paredes de mampostería cerámica [34]. La humedad afecta directamente el desempeño, la durabilidad, la estética y la habitabilidad de edificios construidos en mampostería. En climas fríos, los procesos de congelación y deshielo junto con elevados contenidos de humedad en materiales cerámicos pueden producir problemas relacionados con la durabilidad y degradación de estos materiales [35]. También el efecto de la humedad contribuye

al lavado de los morteros de junta y a la degradación biológica [36]. En la actualidad existen diferentes técnicas para reducir el nivel de humedad en paredes construidas con materiales cerámicos, pero no está establecido un proceso de control para verificar la eficacia de estas técnicas [37]. Por lo tanto se pone de manifiesto la necesidad de la medición del contenido de humedad para efectivamente verificar la eficacia de estos procesos, y en consecuencia poder preservar la calidad de estructuras de mampostería cerámica.

Los métodos tradicionales para la cuantificación del contenido de humedad incluyen técnicas destructivas como la remoción de materiales, extracción de testigos o perforaciones para introducción de sensores o para medir en contenido de humedad con ensayos de laboratorio. Al margen de la precisión de éstas técnicas, son generalmente costosas y llevan cierto tiempo para ser llevadas adelante [38].

En los últimos años, END han sido aplicados para la inspección de estructuras siendo más confiables y sus resultados más efectivos. Varios autores han utilizado END para la detección de humedad en estructuras realizadas con mampostería [39-41]. A la fecha, numerosas técnicas han sido desarrolladas y aplicadas para detección de humedad en materiales de construcción [1]. Por ejemplo, la resistividad eléctrica ha sido utilizada con mucha asiduidad. Sin embargo, esta técnica solo permite un análisis cualitativo, permitiendo definir el contenido de humedad en franjas relativamente grandes (bajo, medio o alto contenido de humedad) y de forma comparativa [1]. También, sensores capacitivos han sido

utilizados para medir la humedad en estructuras de mampostería, pero esta técnica presenta la limitante de la profundidad de la medida [1]. La termografía infrarroja, es otra técnica que puede ser aplicada para medir la humedad, pero ésta debe ser calibrada para el material a ser evaluado, y los resultados dependen entre otros factores de la emisividad de la superficie [2]. Otros métodos que utilizan tecnología nuclear también han sido utilizados satisfactoriamente para evaluar el contenido de humedad en materiales de construcción. La mayor desventaja de estos es que pueden afectar la seguridad de la zona de inspección y los operadores que utilizan estos equipos necesitan tener una licencia de la autoridad gubernamental competente [1]. Todas estas técnicas, utilizan principios físicos diferentes para determinar el estado de diferentes materiales de construcciones e identificar problemas en su interior, como por ejemplo, detección de áreas con delaminaciones y variaciones de densidad, entre otros [42], pero los resultados obtenidos son también afectados por condiciones locales [1, 2, 42].

De acuerdo a la revisión bibliográfica llevada adelante, no se encontraron estudios previos ni técnicas de ensayo que permitan cuantificar el contenido de humedad en diferentes tipos de mampuestos cerámicos, o paredes de diferentes características.

Usualmente, dependiendo de la heterogeneidad de los materiales analizados y de la complejidad de la estructura, la determinación del contenido de humedad en el espesor de muros de manera no destructiva puede ser una tarea difícil. Las ondas electromagnéticas (OE) sufren atenuación en materiales con alto contenido

de humedad, por lo que el uso de tratamientos especiales puede ser necesario para revertir parcialmente este efecto [43]. Además de las técnicas mencionadas anteriormente, la técnica de GPR ha sido utilizada como una herramienta para evaluar el estado de estructuras patrimoniales [44-51]. El GPR también ha sido utilizado para analizar el contenido de sales y otros productos químicos presentes en el agua [52, 53]. Se ha publicado mucha investigación en torno al uso del GPR para determinar el contenido de agua en suelos y su interacción con otros materiales [54, 55]. Diferentes autores han utilizado diferentes tipos de antenas y han desarrollado diferentes métodos para el procesamiento de señales para mejorar los resultados obtenidos con el GPR utilizados para analizar materiales de construcción y suelos [54-59].

En este capítulo se describe la técnica desarrollada utilizando Geo-Radar (GPR) y se detallan los resultados obtenidos para diferentes tipos de mampuestos cerámicos, y se presentan los resultados de laboratorio obtenidos en muretes utilizados para validar los resultados de la técnica. Finalmente, se presentan resultados en paredes construidas con mampuestos de diferentes características, en laboratorio y en campo. La metodología desarrollada mostró ser de rápida aplicación y fácil de implementar en el campo.

El trabajo experimental desarrollado en el marco de esta investigación puede ser dividido en dos partes, primero se desarrolló el trabajo en ladrillos de distintas características y en muretes de pequeño tamaño en laboratorio, y segundo se implementó la técnica en paredes de tamaño real, en laboratorio y en sitio.

Los ladrillos y muretes de menor tamaño fueron ensayados con el GPR en laboratorio con el objetivo de determinar la sensibilidad del método para los diferentes tipos de ladrillo estudiados para diferentes contenidos de humedad. Los resultados fueron analizados y se crearon modelos matemáticos para posibilitar cuantificar el contenido de humedad en paredes de mampostería de forma no destructiva. Las muestras fueron pesadas y secadas en laboratorio para determinar el contenido de humedad real de las muestras analizadas. Estos resultados fueron empleados para validar la técnica implementada y para desarrollar correlaciones bajo condiciones de laboratorio.

3.2 Principios Básicos del GPR

El GPR se utiliza desde hace varios años y los principios detrás de esta técnica están bien documentados [33, 34]. Los equipos de GPR habitualmente utilizan una antena que emite pulsos de OE al objeto que está siendo analizado. De una forma simplificada, se puede decir que parte de los pulsos son reflejados por el material analizado cuando se detecta una interfase en su interior con una constante dieléctrica diferente [1]. Una antena receptora detecta la señal reflejada en función del tiempo y los resultados pueden ser mostrados en tiempo real, o pueden ser almacenados en la memoria interna de los equipos. Un esquema simplificado de un equipo GPR es presentado en la Fig. 18 . El registro de la señal recibida (amplitud) en función del tiempo, desde que el pulso sale de la antena emisora es representado de forma gráfica. El tiempo que tarda el pulso desde el momento en

que es emitido hasta que éste es detectado por la antena receptora, puede ser correlacionado con la profundidad donde se encuentra el reflector, habitualmente un material con diferente constante dieléctrica a la del material analizado. El tiempo que tarda la onda está afectado por diferentes propiedades del material, tales como la humedad y diferentes contaminantes en su interior [2]. El valor promedio a través del espesor del material que refleja el pulso depende de la constante dieléctrica relativa al aire (ϵ_r), la cual se define en la Ecuación 3.1,

$$|\epsilon_r| = \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \quad (3.1)$$

donde,

ϵ es la constante dieléctrica del material en farad/metro.

ϵ_0 es la constante dieléctrica del vacío, 8.85×10^{-12} farad/metro.

La velocidad de pulsos de OE (v) está determinada por la velocidad de la luz en el vacío, y por la constante dieléctrica relativa del material por donde el pulso OE viaja, como se presenta en la Ecuación 3.2

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (3.2)$$

donde c es la velocidad de propagación de OE en el vacío (3×10^8 m/s) [2].

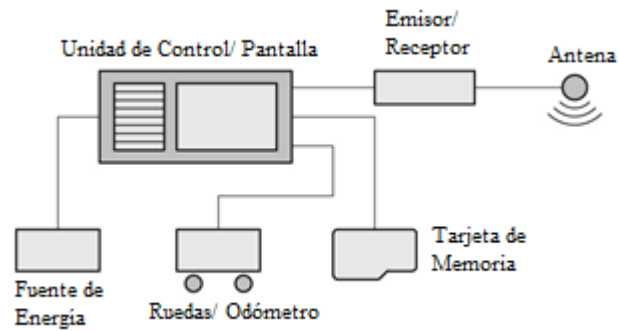


Fig. 18 – Esquema de la unidad GPR utilizada [7].

Diferentes técnicas de procesamiento de señales son usualmente aplicadas a las señales recibidas. El principal objetivo de las técnicas de procesamiento de señales es habitualmente la extracción de los parámetros que determinan la respuesta OE del material, que de otra manera no son observables. Entre los procesamientos de señales más comúnmente utilizados se pueden mencionar los filtros y a la amplificación de las señales de forma digital, otras técnicas son también aplicadas tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia [60, 61]. En la Fig. 19 se muestra una imagen del equipo utilizado.



Fig. 19 – GPR utilizado para ensayar ladrillos.

Una forma habitual de presentar las señales es en formato B-scan, lo cual es un apilamiento de las señales recibidas al mover la antena sobre una superficie. Esto es realizado graficando las señales recibidas por la antena (tiempo-amplitud) A-scan en un eje de coordenadas de la siguiente manera: en el eje X se muestra la posición donde se realiza la medición, la primera señal A-scan es el cero del eje X, en donde se muestra la distancia recorrida, en el eje de las Y se grafica el tiempo durante el cual se registra la señal para cada una de las señales, la amplitud es graficada con un código de colores o de grises. Como los equipos tienen un odómetro incorporado (medidor de distancia ubicado en las ruedas del equipo) se registran señales desde donde se comienza a realizar las mediciones y a la distancia donde se registra cada A-scan. En la Fig. 20 se presenta un B-scan donde se muestra la superposición de 4 señales tipo A-scan. En este ejemplo se utiliza una escala de grises para representar la amplitud de la señal recibida en el B-scan.

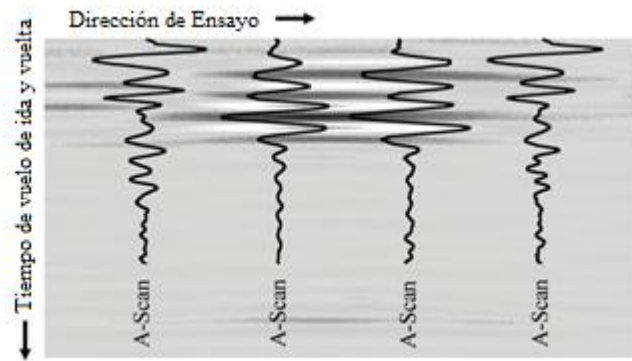


Fig. 20 – B-scan donde se muestran cuatro señales tipo A-scan.

El efecto de la humedad en ladrillos es mostrado en señales de tipo A-scan en la Fig. 21, donde se obtuvo cada señal en muestras de mampostería con diferentes

niveles de humedad, y donde en el eje X se muestra el contenido de humedad, y en el eje Y el espesor aparente (utilizando la Ecuación 3.3 asumiendo la constante dieléctrica relativa constante).

Es usual que en los equipos comerciales de GPR se deba ingresar un valor de constante dieléctrica relativa. Las señales tipo B-scan son presentadas en las pantallas de los equipos, o en una computadora portátil, donde el tiempo de la señal recibida es transformado en distancia utilizando la Ecuación 3.3.

En la Fig. 21 se presenta el espesor registrado por el GPR para diferentes niveles de humedad. El espesor aparente (obtenido asumiendo correcto el valor ingresado de constante dieléctrica) es afectado por cambios en la constante dieléctrica debido por ejemplo a un aumento del contenido de humedad y no por el espesor real del elemento ensayado, el cual permanece constante. La variación del “espesor aparente” es proporcional al tiempo requerido por el pulso OE (t), lo que es proporcional a la raíz cuadrada de la constante dieléctrica relativa, como se presenta en la Ecuación 3.3.

$$t = \frac{2d\sqrt{\epsilon_r}}{c} \quad (3.3)$$

donde d es el “espesor aparente” de la muestra, ϵ_r es la constante dieléctrica ingresada en el equipo de GPR y c es la velocidad de la luz en el vacío.

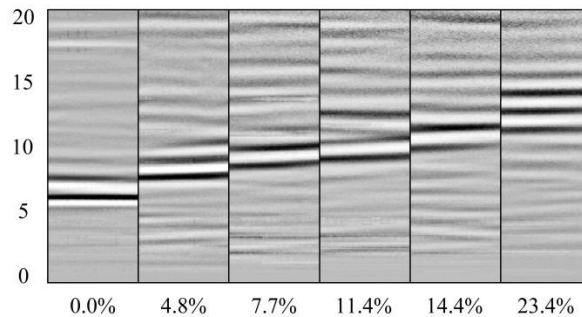


Fig. 21 – Efecto de la humedad en ladrillos, donde el eje X representa el contenido de la humedad en porcentaje, y el eje Y el “espesor aparente” en cm.

3.3 Humedad en ladrillos cerámicos











El efecto sobre la constante dieléctrica de ladrillos cerámicos mediante la variación del contenido de humedad fue estudiado de forma experimental, donde se analizaron 10 tipos de ladrillos diferentes usando el GPR y sometidos a seis niveles de humedad, logrado por inmersión en agua. Para cada nivel de humedad, los ladrillos fueron pesados en una balanza digital y la masa a superficie seca fue registrada.

Con los pesos adquiridos, se obtuvo el contenido de humedad de cada escalón. Por otra parte, se midió la constante dieléctrica media de los ladrillos para cada nivel de contenido de humedad mediante la aplicación de la GPR, corrigiendo el valor por el espesor real de los ladrillos.

Los ladrillos que fueron analizados provienen de dos procesos de fabricación diferente: hechos de forma artesanal (ladrillos de campo) denominados HM y

hechas en fábrica (ladrillos de prensa), a su vez estos últimos se pueden separar en 2 clases, de acuerdo a su forma: macizos FM o huecos FMH. La Tabla 3.1 muestra diferentes propiedades obtenidas de los 10 tipos de ladrillos analizados, donde la densidad bruta se refiere a la masa total del ladrillo dividido por su volumen, teniendo en cuenta un prisma de las dimensiones nominales del ladrillo, y la densidad del material se refiere a la densidad corregida por la porosidad del ladrillo, dicha porosidad es la que puede ser alcanzada por el agua. También se muestran los 10 tipos de ladrillos analizados.

Tabla 3.1 Propiedades de los ladrillos analizados

Tipo de ladrillo	Dimensiones (cm)	Densidad Bruta (g/cm ³)	Densidad del Material (g/cm ³)	Porosidad (%)	Ladrillo	Observaciones
I	22.1 x 11.4 x 5.4	1.31	1.65	31.1%		Ladrillos de Campo (HM)
II	37.1 x 17.9 x 4.1	1.45	2.21	34.4%		Ladrillos de Campo (HM)
III	19.3 x 16.0 x 4.2	1.21	1.90	26.8%		Ladrillos de Campo (HM)
IV	23.7 x 12.0 x 5.1	1.27	1.88	32.7%		Ladrillos de Campo (HM)
V	23.8 x 11.6 x 5.0	1.14	1.75	34.8%		Ladrillos de Campo (HM)
VI	23.4 x 11.7 x 5.2	1.35	1.80	34.5%		Ladrillos de Campo (HM)
VII	22.9 x 11.2 x 5.4	1.46	2.01	27.3%		Ladrillos de Prensa (FM)
VIII	24.0 x 11.5 x 5.3	1.83	2.58	29.2%		Ladrillos de Prensa (FM)
IX	24.9 x 11.9 x 6.1	1.57	2.01	23.6%		Ladrillos Rejilla (FMH)
X	24.0 x 11.2 x 5.3	1.50	1.95	23.1%		Ladrillos Rejilla (FMH)

3.4 Métodos Experimentales

3.4.1 Método de Ensayo

En la fase experimental de esta investigación se utilizó un equipo GPR marca GSSI modelo StructureScan Mini. El equipo posee una antena de 1.6 GHz con ruedas con sensor de desplazamiento que permite registrar las medidas electromagnéticas a medida que el equipo avanza al girar las ruedas a través de un odómetro instalado en ellas, como se muestra esquemáticamente en la Fig. 22, también posee un microprocesador y una pantalla para visualizar los resultados. Las señales de tipo A-scan son registradas cada 1.25 mm (8 señales por cm) cuando el odómetro junto a las ruedas avanza sobre la superficie de ensayo.

Los ensayos se desarrollaron de forma de inspeccionar a los ladrillos en la configuración que se muestra en la Fig. 22. Un separador plástico fue utilizado para generar una distancia mayor entre la antena y la superficie de los ladrillos 5 cm. El propósito de esto, es el de poder separar la reflexión de la superficie del ladrillo de la interferencia que se produce al emitir los pulsos electromagnéticos por parte de la antena (*coupling effect*). Una chapa metálica de 1 mm de espesor se colocó sobre la superficie de los ladrillos para obtener una reflexión más intensa que la proveniente de los propios ladrillos, como se muestra en la Fig. 22 a). Luego de ensayar los ladrillos en esa configuración, se procedió a colocar la chapa metálica debajo de los ladrillos para obtener la reflexión de los pulsos OE al atravesar los ladrillos y ser reflejados en el metal, Fig. 22 b). El beneficio de la

utilización de la chapa metálica es que los metales son reflectores totales de OE [1].

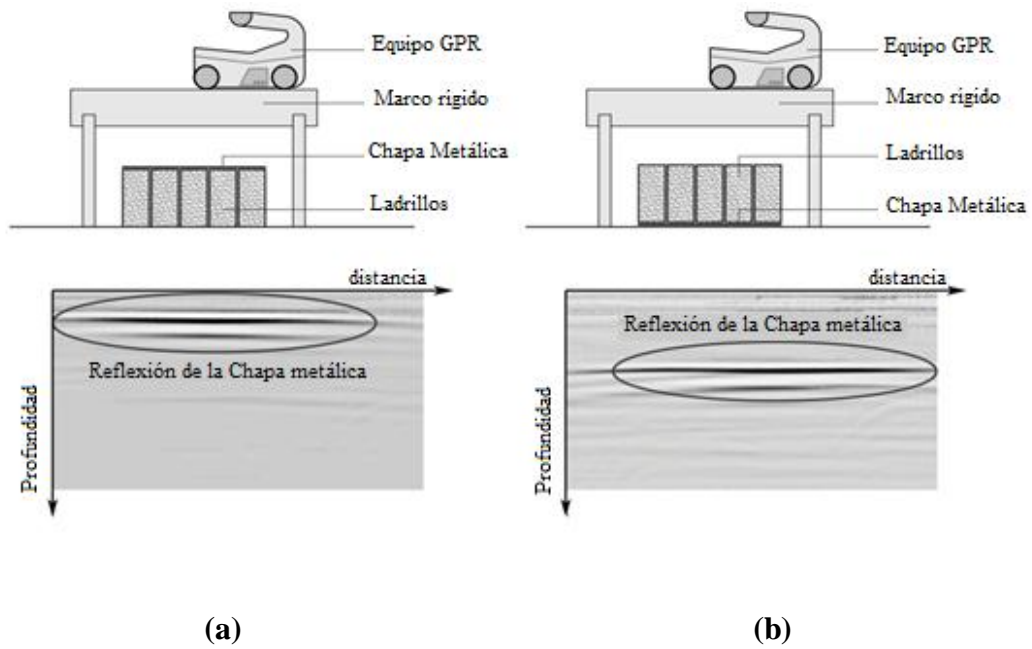


Fig. 22 – Esquema de ensayo con el correspondiente B-scan utilizando una placa metálica (a) sobre los ladrillos y (b) debajo de de los ladrillos.

3.4.2 Ensayos en ladrillos

El procedimiento experimental consistió en varias etapas. El primer paso consistió en el secado en horno de un grupo de 5 ladrillos de cada uno de los 10 tipos de ladrillo estudiado, por un mínimo de 48 horas a una temperatura de 105 ° C para obtener el peso seco a masa constante. Después de que los ladrillos se ensayaron tal como se presenta en la Fig. 22, se utilizó la diferencia del tiempo de

propagación de pulsos OE en las dos configuraciones para medir el tiempo promedio de propagación de las OE a través de los ladrillos, la Fig. 22 a) y b) muestran las señales mencionadas anteriormente.

Los ladrillos se ensayaron a diferentes niveles de humedad obtenidos por inmersión en agua durante diferentes períodos de tiempo, por lo menos se registraron medidas luego de inmersión acumulada de 5, 10, 20, 60 segundos, y hasta saturación a masa constante. En algunos casos se registraron mayores cantidades de medidas debido a la baja velocidad de absorción de los ladrillos. Los ladrillos se pesaron, se obtuvo el porcentaje de humedad (con respecto al peso seco del ladrillo) y se calculó la constante dieléctrica del conjunto de cinco ladrillos. Este procedimiento se repitió para cada uno de los 10 tipos de ladrillos analizados.

3.4.3 Ensayos en muretes de ladrillos macizos

Previo a la elaboración de los muretes de 12 cm de espesor, los cuales fueron realizados con cinco ladrillos del tipo ladrillo de campo (HM), se obtuvieron sus propiedades básicas. Las dimensiones medias de los ladrillos fueron 23.7 x 12.0 x 5.1 cm. Además, las propiedades promedio de ladrillo fueron: densidad aparente (g/cm^3) = 1.29, peso seco (g) = 1870.1 y la saturación de agua (en peso seco) = 24.5%.

Luego se construyeron tres muretes, para lo que utilizaron cinco ladrillos por murete y mortero de junta de cemento portland y arena. También se construyeron especímenes de mortero para medir el contenido de humedad. La dosificación del

mortero utilizado es presentado en al Tabla 3.2. Luego de seis meses de fabricado, la densidad bruta, la densidad del material y el porcentaje de agua de saturación con respecto a la masa seca se midió, con valores de 1.83 g/cm³, 2.26 g/cm³, y 10.4%, respectivamente.

Tabla 3.2 Dosificación del Mortero

Cemento Portland	450 g
Arena	1350 g
Agua	225 g

Los muretes luego de seis meses de elaborados fueron sometidos a un proceso de inmersión durante diferentes períodos de tiempo (5, 10, 20, 60 segundos, y 24 horas, hasta obtener masa constantes), como se muestra en la Fig. 23, luego fueron pesados a superficie seca y finalmente fueron secados en horno hasta obtener masa constante.

La humedad promedio de los muretes luego de cada proceso de inmersión es presentada en la Fig. 24, donde se grafica el porcentaje de humedad *versus* el logaritmo del tiempo de inmersión acumulado, con excepción de tiempo cero que se tomo en estado seco sin aplicar el logaritmo. Después de cada escalón de inmersión, el equipo de GPR fue utilizado para determinar el contenido de humedad midiéndola de forma indirecta al obtener la variación del “espesor aparente”.



Fig. 23 – Muretes sometidos al proceso de inmersión.

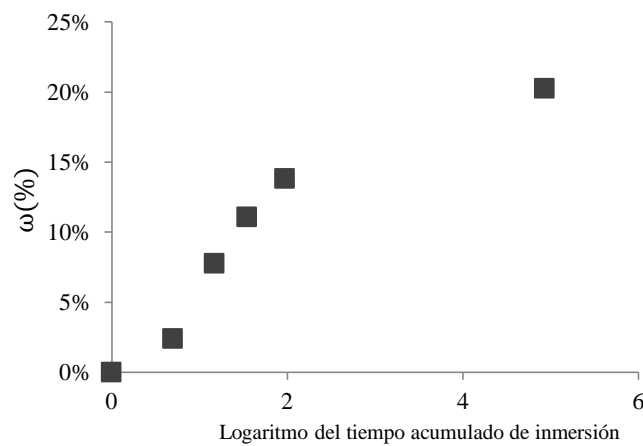


Fig. 24 – Humedad promedio ω (%) de los muretes versus el logaritmo del tiempo acumulado de inmersión.

3.4.4 Ensayos en paredes de tamaño real

Después de realizados los ensayos en ladrillos y muretes de menor tamaño se procedió a la realización de ensayos en paredes de tamaño real (Fig. 25). Una de las paredes ensayada fue construida en laboratorio y la otra fue una pared

existente, esta última es perteneciente a un edificio patrimonial de más de ciento cincuenta años de antigüedad, conocido como el edificio de la Aduana de Oribe.



Fig. 25 – Paredes de tamaño real, (a) pared cerámica en laboratorio con una esponja mojada en la superficie y (b) fachada del edificio patrimonial analizado.

3.4.4.1 Ensayo en pared de tamaño real en laboratorio

La pared mostrada en la Fig. 25 a) fue utilizada para validar el procedimiento desarrollado en elementos de menores dimensiones. El espesor real de la pared ensayada fue 11.9 cm. La pared se ensayó primero en condición seca utilizando el equipo GPR, esto es con el contenido de humedad en equilibrio con el ambiente. Posteriormente, en una zona de la pared se le colocó una esponja saturada en agua con una superficie de 10 x 15 cm en contacto con la pared, la cual fue colocada sobre la pared con el uso de film plástico, para presionarla sobre la superficie de ésta y para evitar la pérdida de humedad de la zona (en la Fig. 25 a)). Tres días después, se retiró el film plástico y la esponja, y se utilizó el GPR para estimar la variación de humedad en la pared (se escaneo la pared en sentido horizontal). Para obtener la distribución de la variación de la humedad en la pared se procedió a la

obtención de seis señales tipo B-scan. Un ejemplo de señal de tipo B-scan obtenida de la pared es presentada en la Fig. 26, donde un aumento de la humedad es observado en la región central de la zona estudiada como un aumento en el tiempo de propagación de los pulsos de OE.

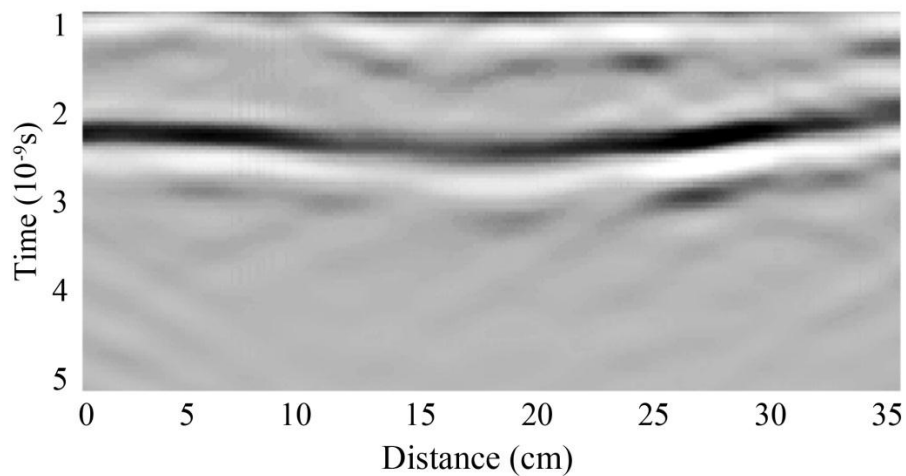


Fig. 26 – B-scan obtenido de la pared ensayada con un aumento de la humedad en la zona central.

3.4.4.2 Ensayo en pared de tamaño real en campo

Se llevaron adelante ensayos en una pared existente para verificar la aplicabilidad de la técnica en condiciones reales de campo. La pared fue fabricada con ladrillos de elaboración artesanal, de tipo (HM), como se muestra en la Fig. 25 b). El espesor de la pared medido con cinta métrica fue de 38.5 cm. Con esa información, se procedió a la estimación de la variación de la humedad mediante la utilización del “espesor aparente” obtenido mediante el uso del GPR. Con dicho

parámetro, se utilizaron correlaciones obtenidas en laboratorio para determinar la variación de humedad en la pared.

3.5 Resultados Experimentales y Conclusiones

3.5.1 Resultados de ensayos en ladrillos

Para los diez tipos de ladrillos analizados se obtuvo la relación entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y el contenido de humedad (ω). Al graficar los resultados obtenidos, se observa que toda la muestra presenta una correlación lineal positiva entre la humedad y la raíz cuadrada de la constante dieléctrica (Fig. 27).

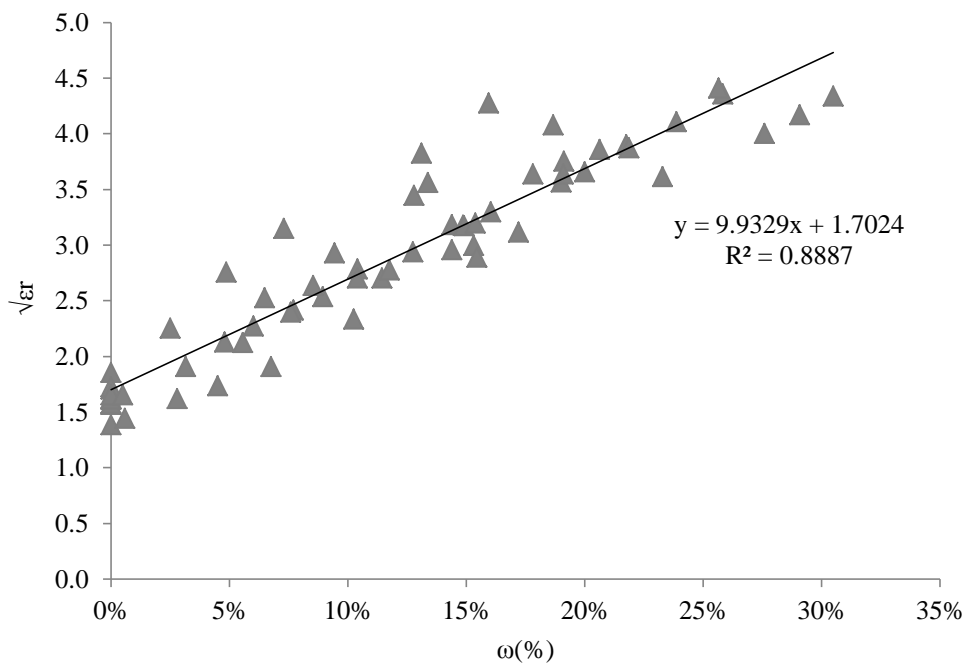


Fig. 27 – Humedad para los diez tipos de ladrillos analizados.

En la Fig. 28 se presentan los resultados obtenidos para los diez tipos de ladrillos, pero se muestra la ecuación de la recta de correlación lineal y el coeficiente de correlación lineal (R^2) por separado para cada una de las tres clases de ladrillos analizados.

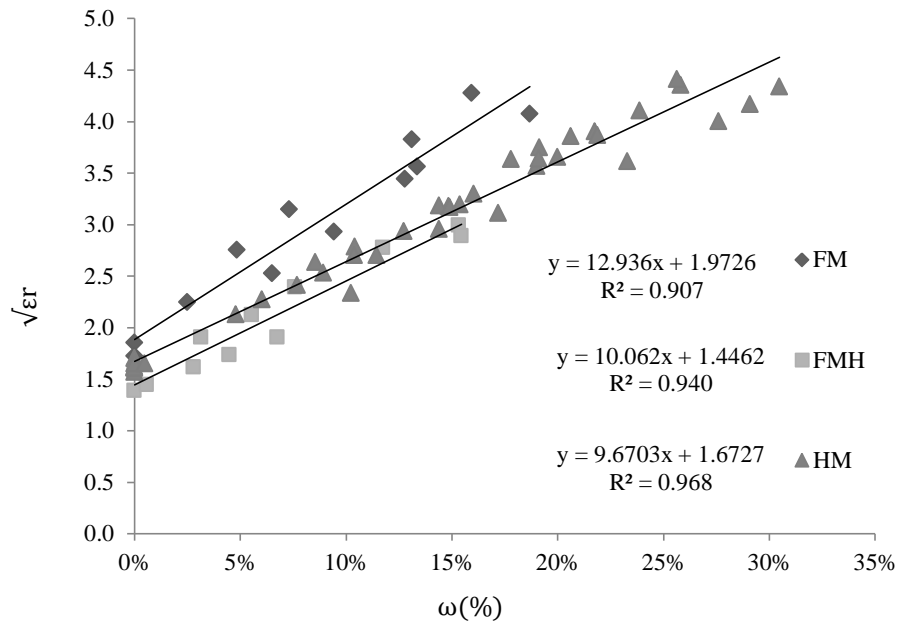


Fig. 28 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los 10 tipos de ladrillos analizados separados por las 3 clases ensayadas.

Al separar los ladrillos por tipo, dentro de cada clase (HM, FM y FMH) se observa que la relación entre la constante dieléctrica y la humedad es casi lineal, obteniéndose índices de correlación lineal (R^2) mayores a 0.98, como se muestra en las Fig. 29, Fig. 30 y Fig. 31.

A partir de estos resultados se puede deducir el porcentaje de humedad para cada una de las 3 clases de ladrillo a partir del valor de la constante dieléctrica mediante las expresiones:

$$\omega(\%) = \frac{\sqrt{\epsilon_r} - 1.9726}{12.936} \quad (3.4)$$

$$\omega(\%) = \frac{\sqrt{\varepsilon_r} - 1.4462}{10.062} \quad (3.5)$$

$$\omega(\%) = \frac{\sqrt{\varepsilon_r} - 1.6727}{9.6703} \quad (3.6)$$

donde las Ec. 3.4, 3.5 y 3.6 presentan la humedad en función de la constante dieléctrica para los tipos de ladrillo de clase FM, FMH y HM respectivamente.

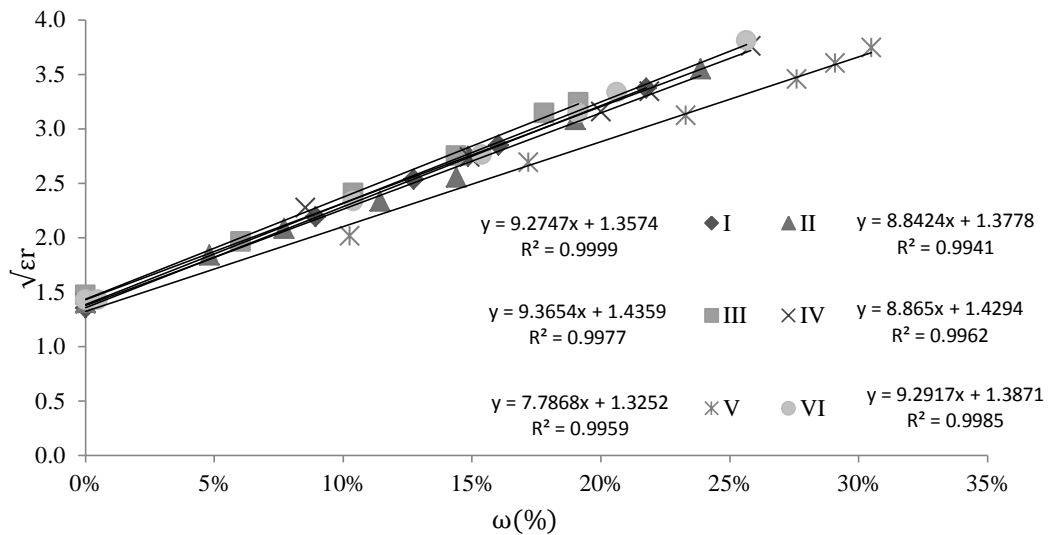


Fig. 29 – $\sqrt{\varepsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de campo (HM).

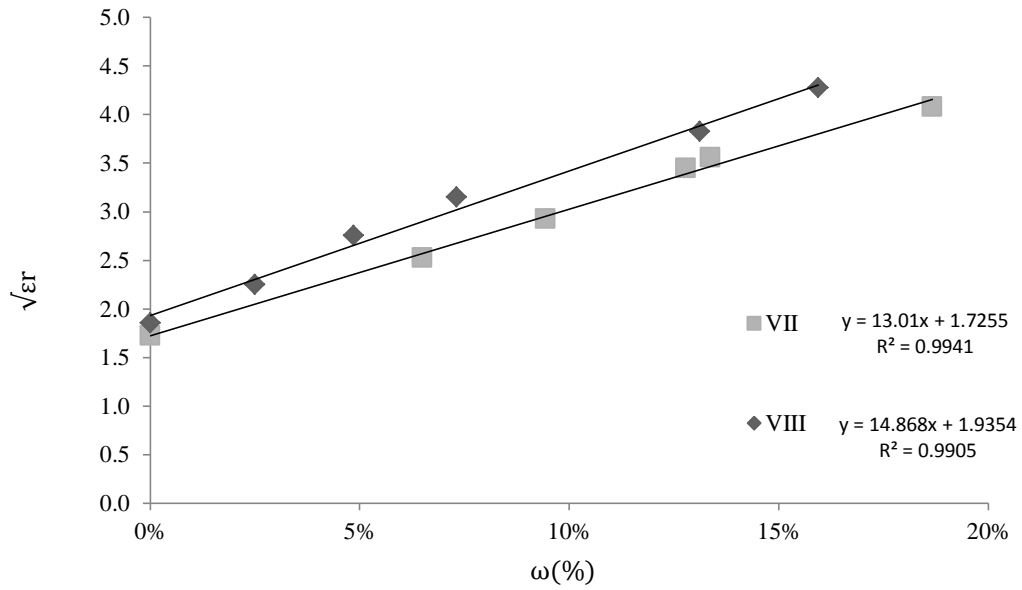


Fig. 30 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de prensa (FM).

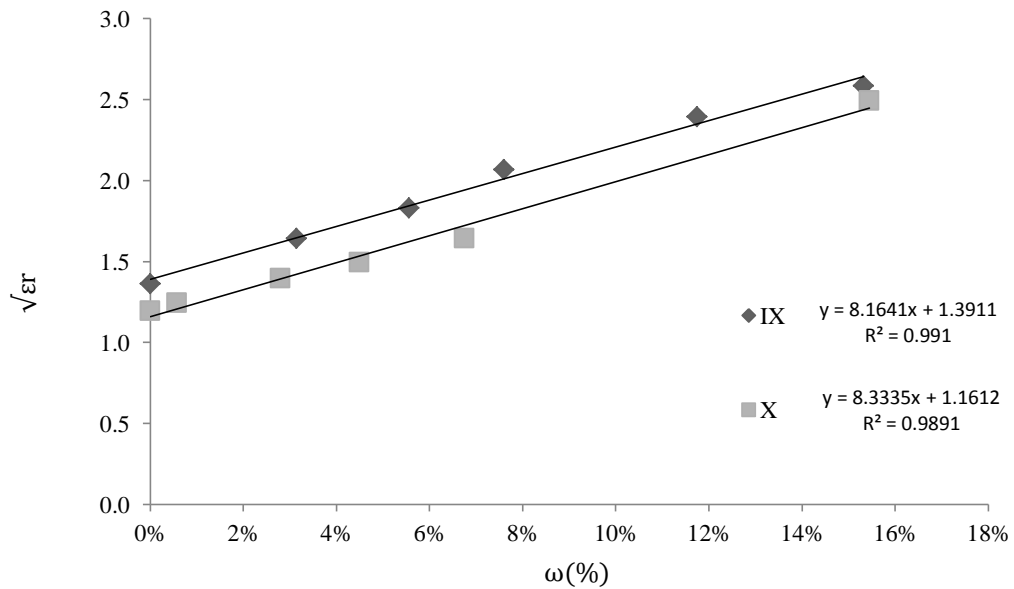


Fig. 31 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de prensa (FMH).

Con las correlaciones presentadas en la Fig. 28 se procedió a analizar los resultados obtenidos, pero tomando en cuenta la densidad de cada uno de los 10 tipos de ladrillos analizados, por lo que se obtuvo la relación entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y la relación del volumen de agua (V_W) absorbida por los ladrillos dividido por el volumen total de los ladrillos (V_B). Se puede observar en la Fig. 32 que mejora considerablemente la correlación obtenida con respecto a la presentada en la Fig. 27, pasando de un valor de R^2 de 0.8887 a otro de 0.9375.

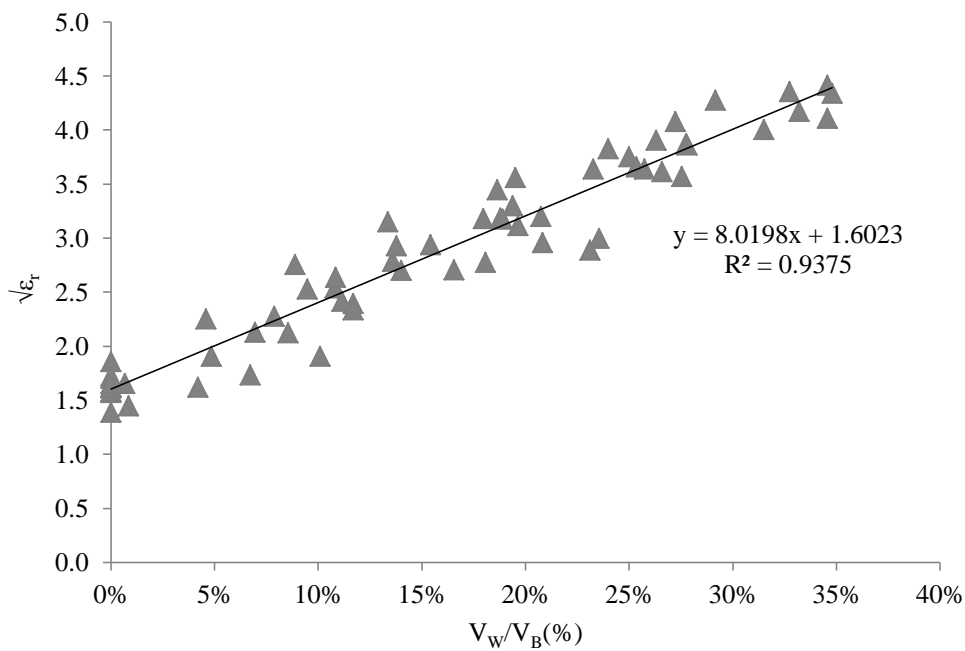


Fig. 32 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. $V_W/V_B(\%)$ para los 10 tipos de ladrillos analizados.

Al separar a los ladrillos por clase y graficar la relación entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y la relación del volumen de agua (V_W) absorbida por los ladrillos dividido el volumen total de los ladrillos (V_B) (Fig. 33), se observa una mejor correlación lineal para cada una de las clases de ladrillo.

Procediendo de forma similar para cada una de las clases de ladrillos y considerando la densidad de cada tipo de ladrillo en particular, se mejoran las correlaciones obtenidas al utilizar una curva de correlación por clase de ladrillo.

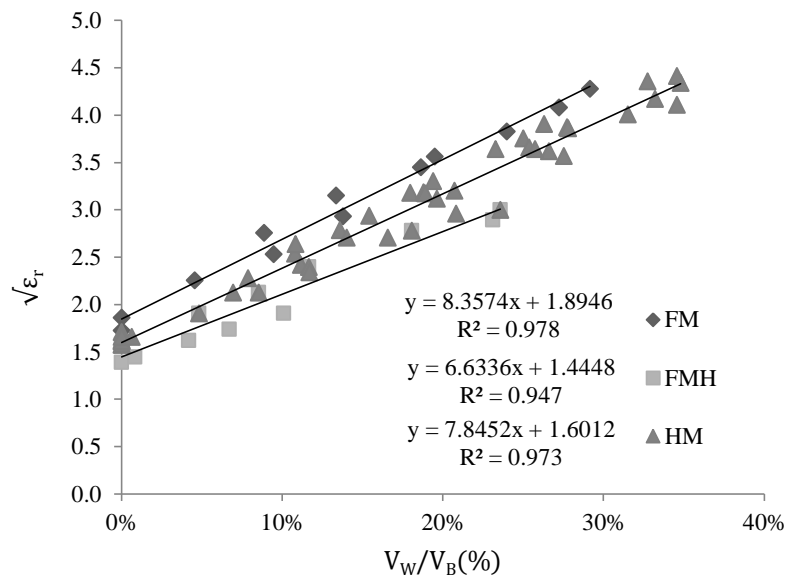


Fig. 33 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los 10 tipos de ladrillo analizados separados por las 3 clases ensayadas.

Cuando se utiliza la relación V_W/V_B el coeficiente de correlación lineal mejora para cada tipo de ladrillo. Este efecto se explica, en parte, debido a las diferencias de la densidad de los ladrillos, ya que al computar la relación porcentual de la

humedad con respecto al peso de cada ladrillo, se observan variaciones por tipo de ladrillo que afectan las correlaciones obtenidas (Fig. 34, Fig. 35, Fig. 36).

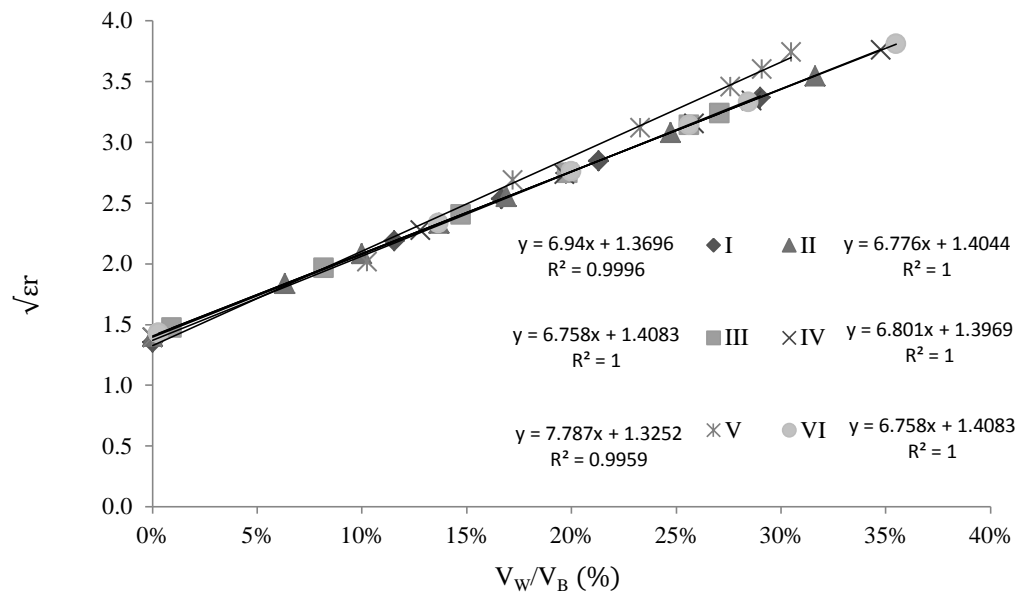


Fig. 34 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_w/V_B (%) para los ladrillos de campo (HM).

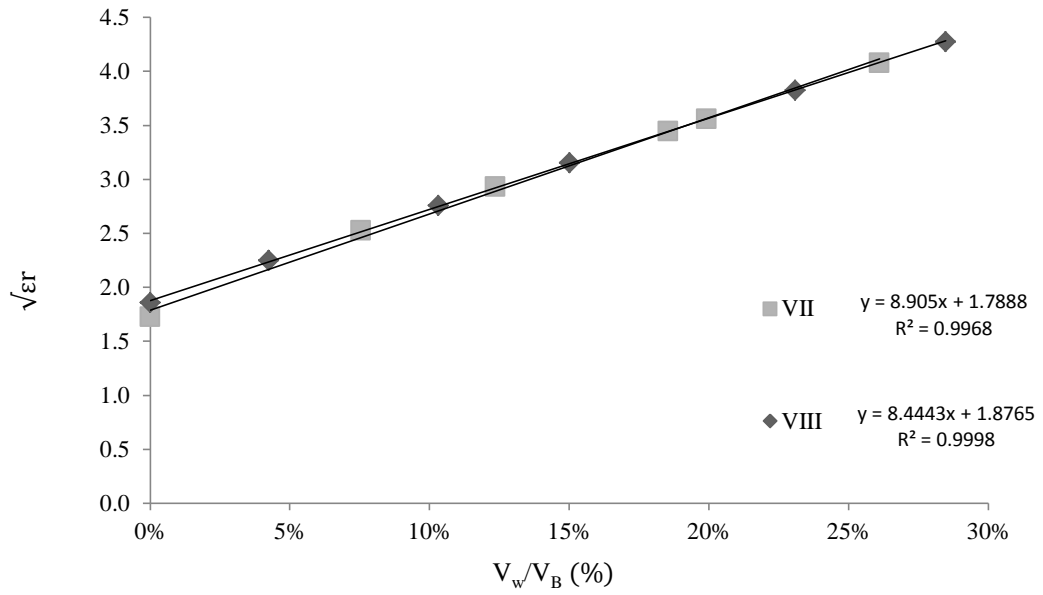


Fig. 35 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_w/V_B (%) para los ladrillos de prensa (FM).

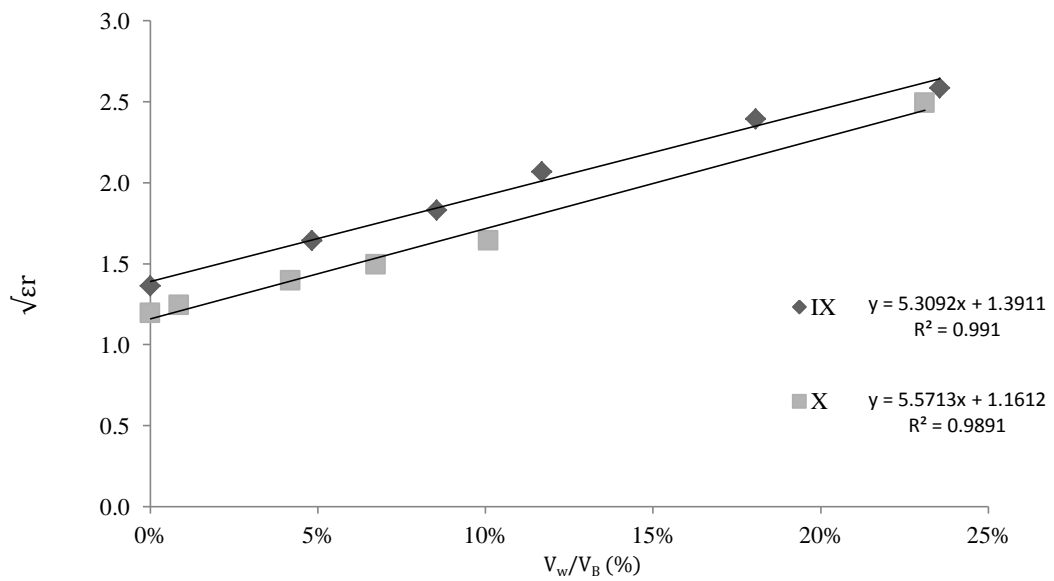


Fig. 36 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los ladrillos de prensa (FMH).

Con los resultados presentados en la Fig. 33 se generó un modelo que permitió obtener la humedad de ladrillos, conociendo la curva de correlación

para cada clase de ladrillo y su densidad. Esto es expresado en términos de variables de ajuste (coeficientes de las rectas presentadas en Fig. 33) y en función de la densidad del tipo de ladrillo estudiado. Con las Ecuaciones 3.7 y 3.8 se obtuvo una forma de predecir la humedad en función de los resultados experimentales obtenidos. En la Fig. 37 se presentan los resultados obtenidos con el modelo versus los resultados de humedad experimental. Se observa que los valores del modelo difieren relativamente poco del valor experimental, al encontrarse todos los valores en el entorno de la recta $x=y$.

$$\sqrt{\varepsilon_r} = a_1 \cdot \frac{V_w}{V_b} + b_1 \quad (3.7)$$

$$\omega = \frac{1}{a_1} (\sqrt{\varepsilon_r} - b_1) \frac{\rho_w}{\rho_b} \quad (3.8)$$

Donde , ρ_b es la densidad del ladrillo, ρ_w la densidad del agua a_1 y b_1 son los coeficientes de las rectas presentadas en la Fig. 33.

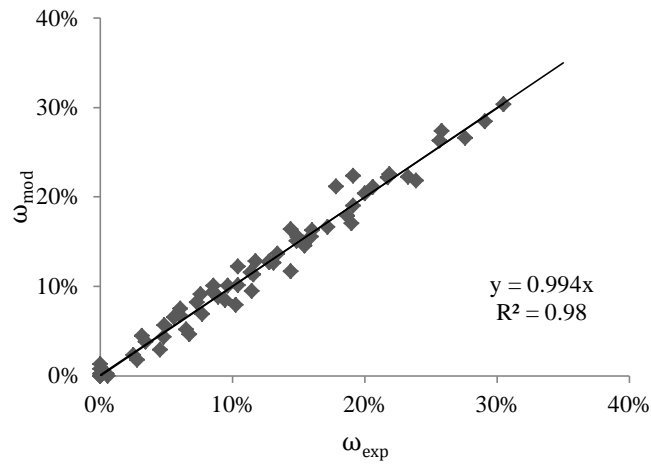


Fig. 37 – Relación entre la humedad obtenida de forma experimental (mediante pesado en balanza y secado en horno) y contenido de humedad obtenido por el modelo.

3.5.2 Resultados de ensayos en muretes

A los seis meses de fabricados los muretes se procedió a realizarle ensayos de acuerdo a los procedimientos descritos en las secciones 3.4.1, 3.4.2 y 3.4.3. Se obtuvo el porcentaje de humedad y de agua volumétrica en función de la raíz cuadrada de la constante dieléctrica. La humedad se obtuvo secando los muretes en horno. Los resultados de los tres muretes son presentados en la Fig. 38 y en la Fig. 39 . Donde para cada espécimen se observa una correlación casi lineal, con valores de coeficiente de correlación lineal (R^2) muy cercanos a 1.

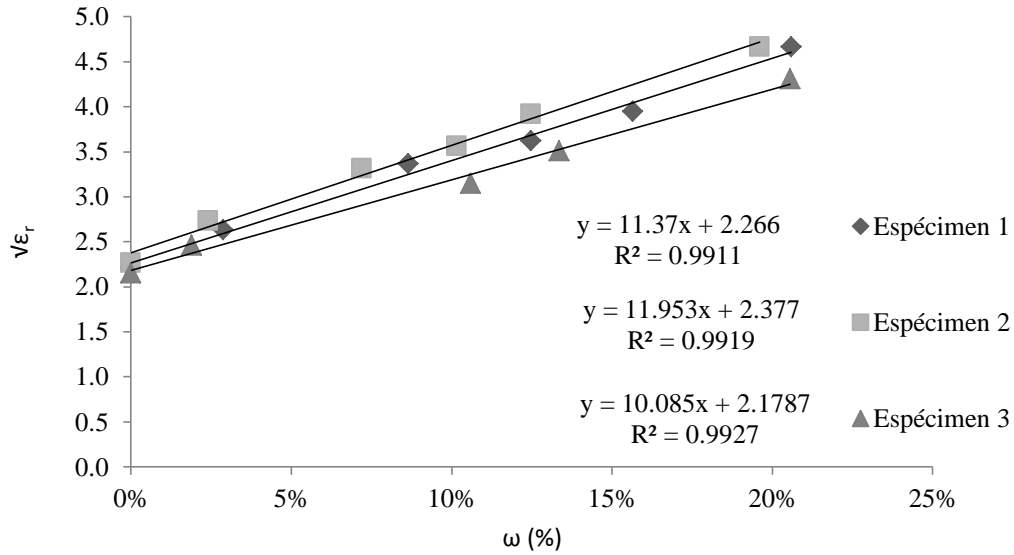


Fig. 38 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. ω (%) para los tres muretes ensayados

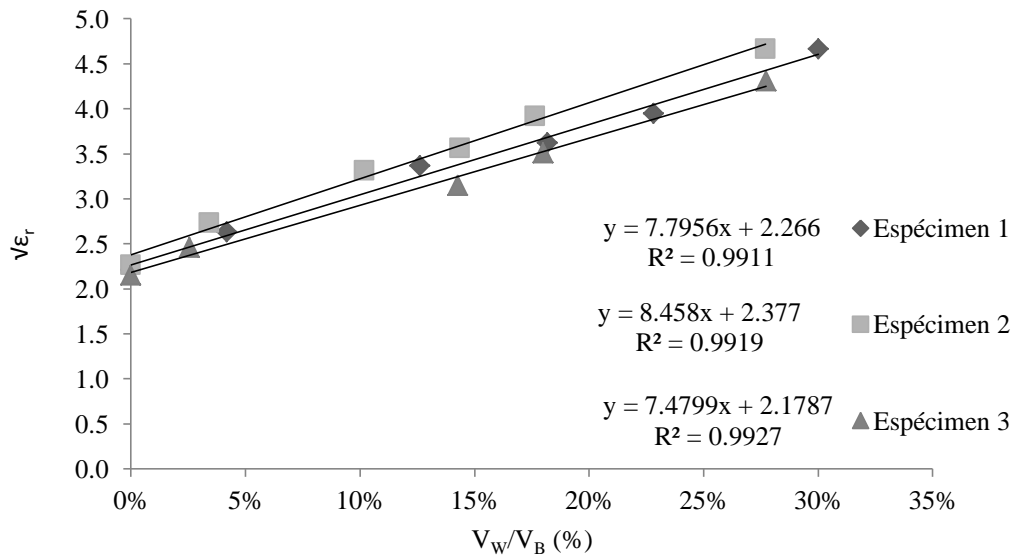


Fig. 39 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_W/V_B (%) para los tres muretes ensayados.

El análisis llevado adelante en esta etapa consiste en separar el efecto de la humedad en los morteros y en los ladrillos, del total de agua absorbida por los muretes.

Al haber ensayado un grupo de ladrillos primero, se puede estimar el contenido de humedad de los ladrillos en los muretes al asumirlos completamente saturados luego de estar sumergidos por 24 horas en agua. Sin embargo, el mortero puede no estar totalmente saturado, debido a que por lo general absorben menos agua que los ladrillos, y la absorben con una tasa menor [62].

La masa de los ladrillos saturados se definió como ($W_{sat,B}$) y se presenta en la Ec. 3.9, y donde la masa de los ladrillos en estado seco ($W_{dry,B}$) se multiplica por el porcentaje de saturación de agua de los ladrillos ($\omega_{sat,B}$), ambos valores conocidos previamente al haber sido obtenidos mediante ensayos a los ladrillos.

$$W_{sat,B} = (1 + \omega_{sat,B})W_{dry,B} \quad (3.9)$$

Por lo que el contenido de humedad solamente en los ladrillos ($\omega_B(\omega)$) en cada paso de inmersión fue calculado de acuerdo a la Ec. 3.10, siendo este valor proporcional al peso del agua total absorbida por el murete en cada escalón de inmersión.

$$\omega_B(\omega) = \frac{W_{s,\omega} - W_{dry,B}}{W_{sat,S} - W_{dry,S}} \omega_{sat,B} \quad (3.10)$$

donde ($W_{S,\omega}$) es el peso total del murete (en cada paso de inmersión), ($W_{dry,S}$) es el peso del espécimen seco y ($W_{sat,S}$) es el peso del espécimen en condición saturada.

La relación entre el agua volumétrica y el volumen del espécimen es conocida, ya que se conoce el volumen total del espécimen y la cantidad de agua absorbida por éste. Entonces el peso del ladrillo en cada paso de inmersión ($W_B(\omega)$) puede obtenerse de acuerdo a la Ec. 3.11

$$W_B(\omega) = (1 + \omega_B(\omega))W_{dry,B} \quad (3.11)$$

Utilizando la densidad del agua (ρ_w), el volumen de agua en los ladrillos ($V_{w,B}(\omega)$) puede obtenerse mediante la Ec. 12), utilizando el peso de los ladrillos húmedos ($W_B(\omega)$) y su peso seco ($W_{dry,B}$)

$$V_{w,B}(\omega) = \frac{W_B(\omega) - W_{dry,B}}{\rho_{water}} \quad (3.12)$$

Una vez que se realizó el ensayo de los ladrillos según lo presentado en la sección anterior, se obtuvieron los resultados que se presentan en la Fig. 40. Se observa que los valores de constante dieléctrica para el caso seco son mayores que los valores presentados en la Fig. 33.

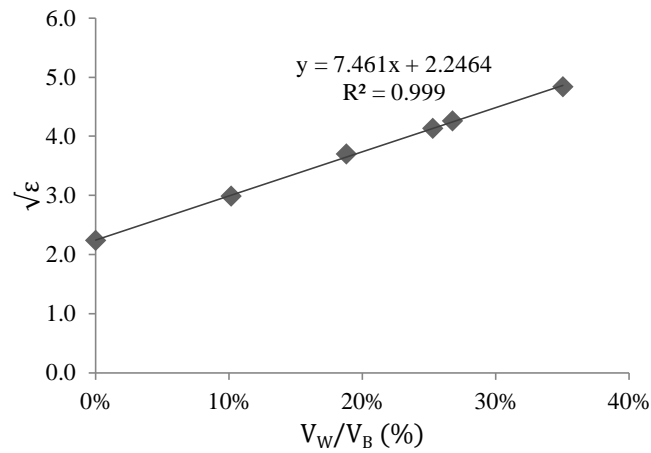


Fig. 40 – $\sqrt{\epsilon_r}$ vs. V_w/V_B (%) para el mismo tipo de ladrillos utilizados en los muretes.

La recta de correlación obtenida en los resultados de la Fig. 40, es presentada en la la Ec. 3.13, donde se relaciona la raíz cuadrada de la constante dieléctrica con el agua volumétrica de los ladrillos.

$$\sqrt{\epsilon_r} = 7.461 \frac{V_w}{V_B} + 2.2464 \quad (3.13)$$

Utilizando ésta ecuación y la Ecuación 3.12 se puede sustituir y obtener de forma indirecta el contenido de agua volumétrica en los ladrillos de acuerdo al modelo de distribución de humedad planteado. En la Fig. 41 se compara el porcentaje de agua volumétrica en los ladrillos obtenida de forma experimental (pesando y secando los muretes en horno) con el agua volumétrica obtenida de forma indirecta empleando la Ec. 3.13.

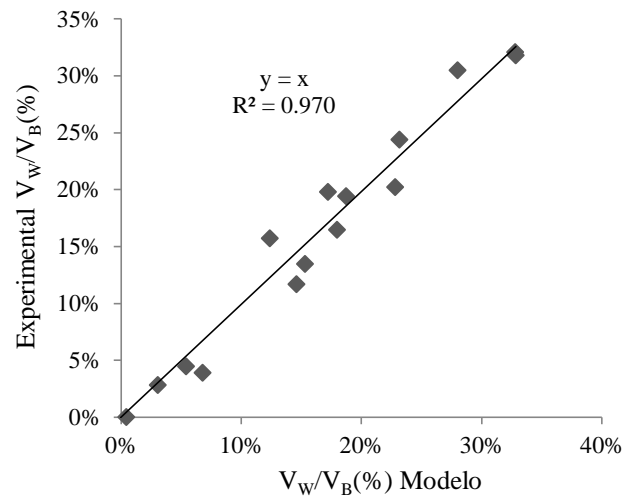


Fig. 41 – V_w/V_B (%) obtenido de forma experimental vs. el valor obtenido con el modelo (Ec. 8).

3.5.3 Resultados de ensayos en paredes de tamaño real

El procedimiento experimental desarrollado en laboratorio fue aplicado para el ensayo de dos paredes de tamaño real, una realizada con ladrillos tipo rejilla (FMH) con mortero de cemento portland y arena, en condiciones de laboratorio y la otra construida con ladrillos de campo (HM) y con mortero de cal, de más de ciento cincuenta años de antigüedad.

3.5.3.1 Resultado de ensayos de pared en laboratorio

El GPR se utilizó para obtener la variación del “espesor aparente” causado por un aumento de la humedad. De las correlaciones presentadas en la Fig. 28, se obtuvo la Ec. 3.8 que es la correspondiente para el tipo de ladrillo FMH para estimar la variación de humedad en la zona donde se humedeció con la utilización de una esponja embebida en agua. En la Fig. 42, la variación de agua volumétrica es representada por el color de cada pixel, de acuerdo a la escala de grises que va del negro al blanco en un rango de 0% al 7%. Entre cada pixel adyacente se asumió una variación lineal de la raíz de la constante dieléctrica, obtenida mediante interpolación con el próximo pixel, basado en los resultados obtenidos experimentalmente.

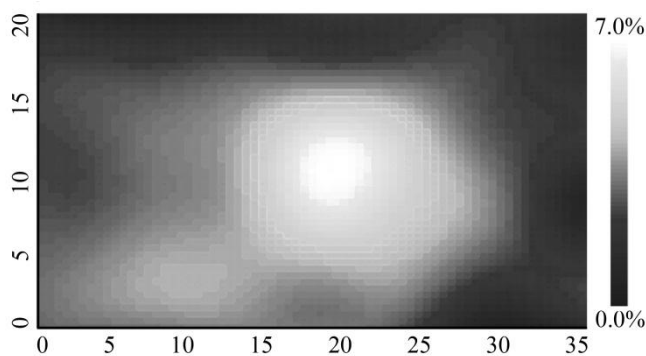


Fig. 42 – Imagen del área escaneada de 20 x 35 cm, donde la variación del agua volumétrica (%) es presentada de acuerdo a la escala de grises.

3.5.3.2 Resultado de ensayos de pared en campo

La pared construida con ladrillos de tipo HM fue escaneada utilizando el equipo GPR. Una de las señales obtenidas tipo B-scan es presentada en la Fig. 43, donde es posible observar la diferencia en tiempo que demoran los pulsos de OE entre los puntos A, B y C. Se observó que el tiempo de viaje de las OE disminuye al avanzar la distancia recorrida por el equipo. Esto es un indicador de que el equipo se movió desde una zona con mayor contenido de humedad a otra con un menor contenido de humedad. Lo que es razonable esperar que ocurra al mover al equipo desde abajo hacia arriba de la pared, desde una zona cercana al suelo donde el contenido de humedad en las paredes habitualmente es mayor. En la Tabla 3.3 se presentan valores de diferencia de contenido de humedad entre los puntos A-B y B-C, los calculos fueron realizados utilizando la Ec. 3.6.

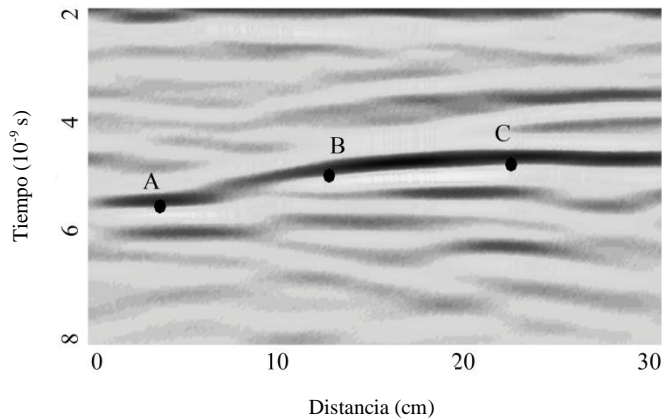


Fig. 43 – B-scan a lo largo de 30 cm de pared.

Tabla 3.3: Variación del contenido de humedad entre los puntos A-B y B-C

Puntos	Variación de Humedad (%)
A-B	2.2
B-C	0.7

3.6 Comentarios y conclusiones parciales del capítulo

En este capítulo se desarrolló y presentó un nuevo método para detectar humedad en ladrillos cerámicos utilizando GPR. A diferencia de los métodos comúnmente utilizados para la detección de humedades que determinan la humedad superficial, éste método permite determinar el contenido de humedad en el espesor de las paredes.

Las correlaciones lineales obtenidas entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y el contenido de agua volumétrica fue casi igual a la unidad ($R^2 > 0.99$) para todos los tipos de ladrillo de campo (HM) analizados. Las correlaciones lineales obtenidas entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y el contenido de agua volumétrica fue casi igual a la unidad ($R^2 > 0.98$) para todos los tipos de ladrillo de la clase FM. Las correlaciones lineales obtenidas entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y el contenido de agua volumétrica fue casi igual a la unidad ($R^2 > 0.98$) para todos los tipos de ladrillo de la clase FMH.

Capítulo 3

Para los tres muretes estudiados en este capítulo los resultados obtenidos entre los parámetros mencionados anteriormente mostraron valores de R^2 mayores de 0.99.

En paredes de tamaño real, con la técnica desarrollada fue posible determinar variaciones en el contenido de humedad para diferentes tipos de ladrillos, variaciones de hasta 7% fueron detectadas.

Capítulo 4

4. Influencia de las Condiciones de Borde en Análisis Dinámico en Vigas de Madera

Resumen del Capítulo

Los apoyos metálicos contruidos para estructuras de madera no siempre se corresponden con las características teóricas consideradas en el diseño estructural. El grado de fijación que estos apoyos brindan a las estructuras afecta el comportamiento dinámico de la estructura que ellos soportan. El objetivo de este capítulo es analizar la influencia de diferentes condiciones de apoyo en las frecuencias de vibración de modos flexionales y en la atenuación de las oscilaciones en vigas de madera de tipo *Castanea sativa* Mill (madera de castaño). Los ensayos dinámicos se realizaron en ocho vigas de madera de 40x100x2500 mm³ de castaño, donde se aplicaron algunas de las técnicas de análisis y procesamiento de señales presentadas en el Capítulo 2. Cada viga fue ensayada con 3 condiciones de apoyo diferente. Una condición de apoyo fue simulando el estado libre, y las otras dos simulando condiciones de apoyo simplemente apoyadas con 2 tipos de herrajes metálicos diferentes. Los resultados de

frecuencias determinados de forma experimental se compararon con los resultados obtenidos mediante MEF. Los valores del coeficiente de amortiguamiento (ζ) se compararon con los resultados presentados en el Eurocódigo 5 (normativa europea de diseño estructural con madera) para vigas simplemente apoyadas en herrajes metálicos.

4.1 Introducción y Antecedentes

Los entresijos de madera y los puentes peatonales son considerados estructuras ligeras, donde el diseño es afectado principalmente por el estado límite de servicio. El efecto de las personas en las estructuras son una importante fuente de vibraciones porque la masa de ésta afecta la frecuencia natural de la estructura. Por lo que el análisis de las vibraciones es de especial importancia en estructuras ligeras para evitar los riesgos de entrar en resonancia y para garantizar la confortabilidad al paso, ya que los seres humanos perciben este tipo de vibraciones [63].

El Eurocódigo 5: parte 1-1, establece la necesidad de un análisis especial cuando la frecuencia de vibración de la estructura es menor que 8 Hz, porque la sensación de falta de confort al caminar aumenta en frecuencias bajas [64]. La normativa española referida a las cargas en puentes IAP-11 establece que el rango de frecuencias para determinar el riesgo de resonancia en puentes peatonales está entre 1.25 Hz y 4.60 Hz [65]. Ensayos experimentales de vigas de puentes peatonales esbeltos simplemente apoyados en España, han mostrado resultados sensiblemente mayores que los obtenidos de forma teórica, esto se debe

fundamentalmente a los efectos de las condiciones de borde y a los parámetros de amortiguación considerados en los cálculos [66].

El tipo de herraje metálico más comúnmente utilizado para apoyar vigas de madera en puentes peatonales se presenta en la Fig. 44, y es denominado a los efectos de este estudio apoyo “A”. Este tipo de apoyo es considerado una articulación perfecta a los efectos del cálculo estático y dinámico. Aunque el grado de fijación que brinda no está totalmente definido, es incierta su influencia en la respuesta dinámica de la estructura que soporta.

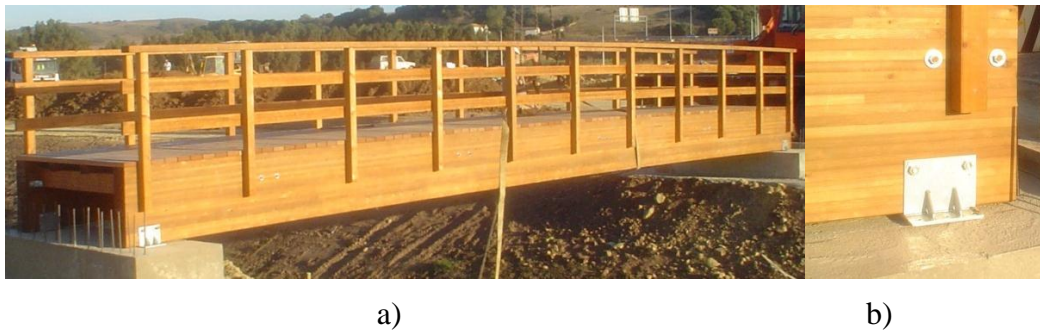


Fig. 44 – a) Vista de un puente peatonal; b) detalle del apoyo tipo A.

Para realizar el análisis dinámico de estructuras en forma numérica, algunos software comerciales que utilizan MEF requieren que el usuario introduzca en los modelos el coeficiente de amortiguación para calcular las frecuencias naturales de elementos estructurales. Este parámetro cambia dependiendo de las condiciones de apoyo y de las características del material analizado entre otros factores. El Eurocódigo 5 establece un valor de coeficiente de amortiguación modal (ξ) de 0.01 para entresijos de madera, mientras que para uniones mecánicas de puentes

de madera recomienda un valor de 0.015, aunque los Anexos Nacionales de España y del Reino Unido al Euro Código 5 recomienda un valor mayor, de 0.02 para estructuras livianas de entrepisos de madera [67, 68].

La excitación dinámica es una técnica utilizada comúnmente para estimar la rigidez, resistencia a flexión y la posición relativa de defectos en elementos de madera, y para evaluar las condiciones de apoyo de vigas [69, 70]. Kubojima et al. (2006) estudió la frecuencia de resonancia de barandas de madera para evaluar el nivel de fijación que brindaban los apoyos intermedios entre vigas y postes [71]. Otros autores han investigado el comportamiento frente a vibraciones de entrepisos de madera con diferentes condiciones de apoyo dadas por distintos tipos de conectores [72, 73]. Similares estudios se han llevado adelante también en materiales diferentes a la madera, pero en estructuras livianas donde los efectos de las vibraciones son generalmente importantes [74]. Diferentes tipos de procesamiento de señales se han desarrollado para estudiar la respuesta dinámica de estructuras, la Transformada Continua de Wavelet (CWT) se ha utilizado desde hace algunos años para extraer información de señales temporales tanto en tiempo como en frecuencia [4, 75].

El principal objetivo de este capítulo es evaluar de forma no destructiva el grado de fijación de dos tipos de herrajes metálicos utilizados habitualmente en puentes de madera livianos, con respecto a las condiciones teóricas de simplemente apoyado y evaluar el coeficiente de amortiguamiento que ellos brindan. Para aislar el problema se estudiaron vigas simplemente apoyadas en dos

tipos distintos de herrajes, estos herrajes se denominaron tipo A y tipo B. Ensayos numéricos y experimentales se llevaron adelante en vigas de *Castanea sativa*, Mill. Las diferencias relativas de las frecuencias obtenidas de forma numérica y experimental se compararon con los resultados obtenidos en vigas en condición libre-libre y para los dos tipos de apoyos utilizados. El coeficiente de amortiguamiento se obtuvo para los dos tipos de apoyo analizados. Esta información busca brindar a los ingenieros y calculistas herramientas sobre el comportamiento real de diferentes tipos de apoyos utilizados habitualmente en puentes peatonales.

El trabajo que se desarrolló para este documento, consistió en el procesamiento de la información obtenida de los ensayos experimentales, y el análisis de los resultados procesados con las técnicas adecuadas para el tratamiento de señales descritas en el Capítulo 2, a lo que se sumó un enfoque estadístico adoptado para el análisis de los resultados obtenidos. La fase experimental fue llevada adelante en el laboratorio CETEMAS de España.

4.2 Materiales y Métodos

Para analizar la influencia de diferentes tipos de apoyo en la frecuencia fundamental de flexión, el coeficiente de amortiguamiento, ensayos estáticos y dinámicos se realizaron en ocho vigas de madera. Vigas de madera de *Castanea*

sativa, Mill, de dimensiones 40x100x2480 mm³, acondicionadas al 65%±5% con un contenido de humedad de 20±2°C .

4.2.1 Módulo de Elasticidad Global

Para obtener el módulo estático de elasticidad, se realizaron ensayos de flexión de cuatro puntos en una maquina universal modelo ELIB-30-MD2W marca Ibertest, de acuerdo a la norma EN 408 [76]. Las vigas fueron ensayadas como simplemente apoyadas con una luz 18 veces mayor que su altura. El módulo de elasticidad global (E_m) fue obtenido de acuerdo a la Ecuación 4.1. El valor de módulo de corte (G) adoptado para los cálculos en todos los casos fue $E_m/16$. La densidad ρ (kg/m³) fue determinada de acuerdo a la misma norma, al igual que la carga aplicada.

$$E_m = \frac{3a_2 l_1^2 - 4a_2^3}{2b_2 h^3 \left(2 \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a_2}{5Gb_2 h_1} \right)} \quad (4.1)$$

donde a_2 , es la distancia desde el apoyo al punto más cercano de aplicación de la carga ($a_2=500$ mm); l_1 , es la luz de la viga ($l_1=2390$ mm); b_2 and h_1 , son la base y la altura de la viga respectivamente en (mm); F_1 y F_2 , son las cargas inicial y final en la zona elástica; w_1 y w_2 son las deflexiones en la sección central que corresponden a las cargas F_1 y F_2 respectivamente [76].

En la Tabla 4.1 se muestran las dimensiones, masa, contenido de humedad y densidad de masa de las vigas. Esos valores fueron utilizados para hacer los cálculos y obtener las frecuencias de forma teórica y numérica.

Tabla 4.1 Dimensiones, masa, contenido de humedad, densidad y módulo de elasticidad de las vigas de madera

Número de viga	Ancho	Alto	Masa	Contenido de humedad	Densidad	Módulo de Elasticidad
	(b ₂)	(h ₁)	(W)	(ω)	(ρ)	(E _m)
	(mm)	(mm)	(kg)	(%)	(kg/m ³)	(GPa)
1	39	98	6.8	15.8	717	13.77
2	40	99	5.6	15.2	570	10.00
3	40	98	5.9	14.9	607	10.02
4	40	100	5.3	19.3	534	9.91
5	40	99	6.4	14.2	652	11.88
6	40	98	5.6	15.5	576	10.90
7	40	97	5.3	15.2	551	9.89
8	40	100	5.4	14.6	544	9.51
Promedio	40	99	5.8	15.6	594	10.74
Desv_Est	0.4	1.1	0.5	1.6	62.7	1.44
CoV (%)	0.9	1.1	9.5	10.1	10.6	13.4

4.2.2 Ensayos dinámicos en vigas

Los ensayos de vibración flexional se realizaron en los laboratorios de CETEMAS (Asturias, España) para estudiar las propiedades dinámicas de tres tipos de apoyos distintos. Los dos primeros fueron apoyos tipo herraje metálico, y se comparó el resultado obtenido con la condición teórica de simplemente apoyado. En las Fig. 45 a) y Fig. 45 b) se muestran los herrajes tipo A y B respectivamente. El tercer tipo de apoyo se muestra en la Fig. 45 c) para lograr condiciones de borde de tipo libre-libre.

Los herrajes metálicos y las vigas se conectaron con pernos roscados de 16 mm de diámetro, como se muestra en la Fig. 45, los huecos en la madera se hicieron dejando una holgura de 2 mm con respecto al diámetro de los tornillos, los cuales se ajustaron con tuercas. Las platinas de base de los herrajes se fijaron al piso mediante cuatro pernos roscados ajustados con tuercas.

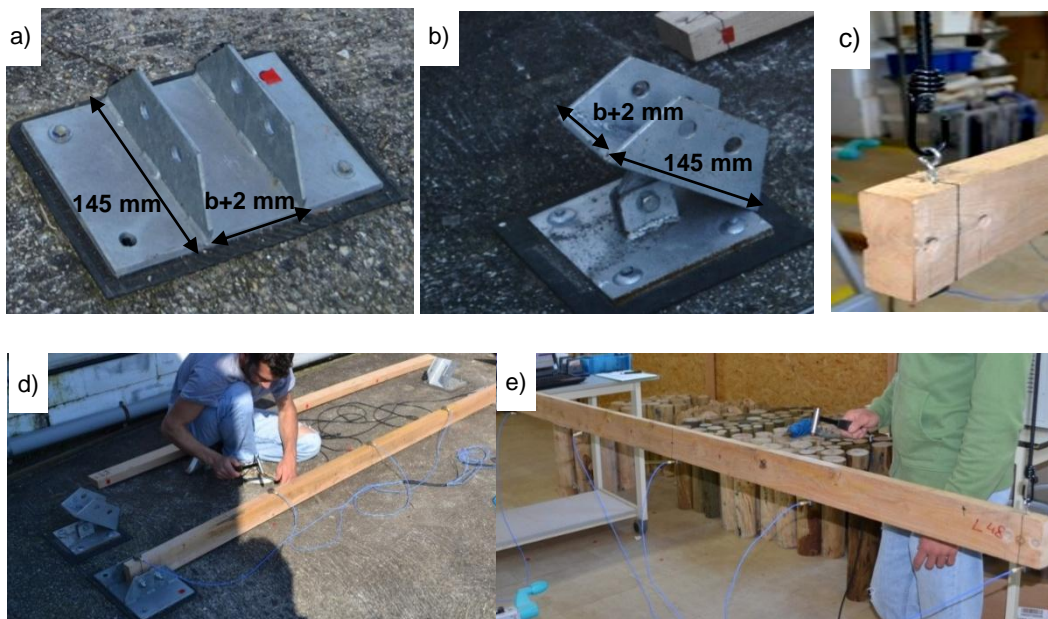


Fig. 45 – Detalles de a) apoyo tipo A, b) apoyo tipo B y c) viga suspendida con eslinga flexible (libre-libre), vista de ensayos experimentales en: d) apoyos tipo A y B, y e) viga suspendida con eslinga flexible (libre-libre).

Las vigas fueron impactadas con un martillo instrumentado con una celda de carga, modelo ICP 086C03 de PCB (PCB-Piezotronics, Inc., New York). La respuesta fue medida utilizando acelerómetros tipo MEMS DC, modelo 3711B112G de PCB. Las vigas fueron impactadas a $\frac{1}{4}$ de la luz y la respuesta fue medida a los $\frac{3}{4}$ de la luz. Las señales fueron recibidas en un adquisidor digital conectado a una computadora personal.

Las frecuencias naturales de vibración flexional del primer y segundo modo de vibración fueron determinadas mediante la función de respuesta en frecuencia (H), determinada de acuerdo a la Ecuación 2.8 (presentada en el Capítulo 2).

En la Fig. 46 se muestra una de las señales obtenidas de la viga número 1, donde el eje horizontal es la frecuencia (Hz) y en el eje vertical se muestra la función de respuesta normalizada.

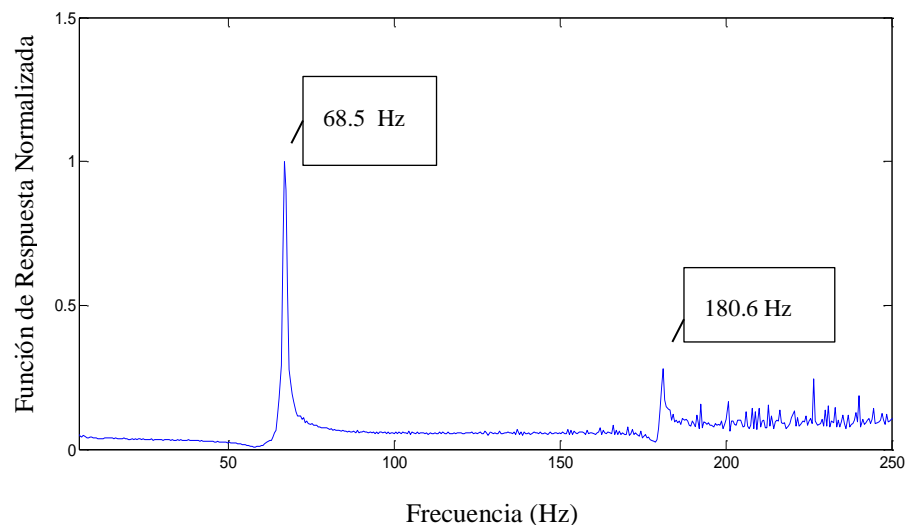


Fig. 46 – Espectro de frecuencia de H de la viga número 1.

Asumiendo que cada una de las vigas se puede modelar como un sistema de un grado de libertad. Para cada tipo de apoyo, se obtuvo el decaimiento exponencial para cada viga, para ello se analizaron las vigas utilizando CWT.

El decaimiento exponencial es obtenido como el exponente de la función exponencial envolvente, denominado b (Hz) en el Capítulo 2. Este valor fue utilizado para calcular el coeficiente de amortiguamiento ξ , Ecuación 2.10. De esta forma, el ruido y la posible influencia de otros modos de vibración son evitados para calcular el coeficiente de amortiguamiento. Dado que el coeficiente de amortiguación es afectado por las propiedades de los materiales, y cambia para diferentes condiciones de borde, fue utilizado para detectar el cambio en las propiedades dinámicas que cada uno de los tres tipos de apoyo genera en las vigas.

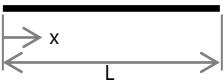
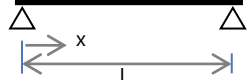
Para bajos modos flexionales, el módulo corte (G) tiene poca influencia en la frecuencia de resonancia debido al pequeño efecto por cortante que participa en las deformaciones [77]. La ecuación de Bernoulli-Euler (Ecuación 4.2) fue utilizada para estimar la primera y segunda frecuencia de vibración flexional para cada viga.

$$f_i = \frac{\lambda_i}{2\pi d_1^2} \sqrt{\frac{E_L I}{m_L}}; i = 1, 2, \dots \quad (4.2)$$

donde f_i es la frecuencia de vibración del modo i , λ_i es un parámetro adimensional, el cual depende de las condiciones de borde y del modo (i), (Tabla 4.2); l_1 es la luz de la viga (en m); E_L el el módulo de elasticidad local obtenido de forma

experimental (en N/m^2); I es el momento de inercia (en m^4); and m_L es la masa por unidad de longitud (en Kg/m).

Tabla 4.2 Parámetro λ_i para diferentes condiciones de apoyo y diferentes modos de vibración (i).

	i	λ_i
<p>libre-libre</p> 	1	4.73004074
	2	7.85320462
<p>Simplemente Apoyado</p> 	1	π
	2	2π

Las vigas fueron modeladas por MEF como libre-libre y simplemente apoyadas utilizando el software comercial ANSYS 12. Se utilizaron elementos planos de 4 nodos (*Plane 42*), donde el material es considerado como ortotrópico en 2 dimensiones. Para los cálculos de las frecuencias naturales de vibración flexional se consideró estado plano de tensiones con profundidad (en la dirección axial y transversal), considerando el módulo de corte.

Con las condiciones de borde consideradas como simplemente apoyada, se utilizó una luz de de 2.19 m y de 2.39 m para el caso libre-libre. En la Fig. 47 se muestra las condiciones de borde adoptadas en el modelo para el caso

simplemente apoyado y libre-libre y la deformación correspondiente al primer y segundo modo flexional para la viga número 1.

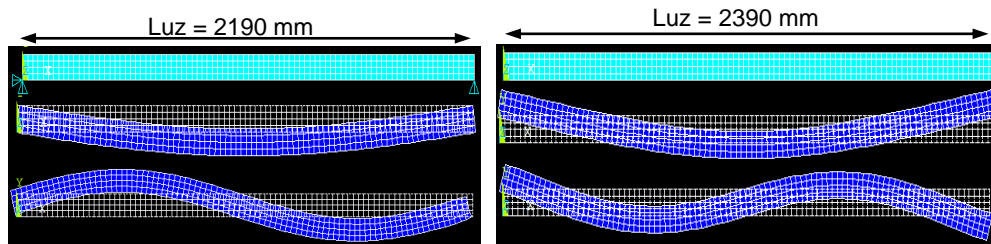


Fig. 47 – Viga deformada en el primer y segundo modo de vibración para la condición simplemente apoyado y libre-libre.

El tamaño de los elementos adoptados en el modelo fue de 25 x 25 mm, el valor adoptado de coeficiente de Poisson ($\nu_{LT}=0.04$) fueron los recomendados en la literatura y el módulo de elasticidad perpendicular a la fibra (E_{90}) y módulo de corte (G) fueron considerados iguales a $E_{m,g}/15$ y $E_{m,g}/16$, respectivamente [78].

4.3 Resultados y Discusión

4.3.1 Frecuencias Naturales

En la Tabla 4.3 se muestran los valores experimentales de frecuencias naturales de las vigas para los tres tipos de apoyo analizados. Los datos obtenidos de las vigas apoyadas en los dos tipos de herrajes A y B fueron analizados utilizando el método de Tukey no paramétrico de múltiple comparación [79]. No se observaron diferencias significativas entre los apoyos A y B para la primera ($p=0.432$) y segunda ($p=0.266$) frecuencia de vibración flexional. El promedio de la frecuencia natural obtenida con los herrajes tipo B es menor que el promedio de los valores

de frecuencia natural obtenida con los herrajes tipo A, aunque no se observó una clara tendencia en el comportamiento para todas las vigas.

Los resultados experimentales muestran un coeficiente de variación (CoV) entre 4 y 4.5%, con excepción de la primera frecuencia flexional del herraje tipo A (CoV=7.7%) y para el segundo modo de vibración del herraje B (CoV=6.3%). Estos resultados pueden estar afectados por el efecto de los operarios en la instalación de las vigas y por pequeñas imperfecciones geométricas, entre otros factores.

Tabla 4.3 Frecuencias naturales obtenidas de forma experimental

Número de Viga	Datos Experimentales de Frecuencias Naturales (Hz)					
	Viga libre-libre		Apoyo tipo A		Apoyo tipo B	
	f_1	f_2	f_1	f_2	f_1	f_2
1	74.4	193.1	38.2	123.8	33.5	131.0
2	68.5	180.6	39.8	120.2	37.0	117.4
3	66.6	180.2	35.1	126.3	35.3	137.2
4	69.8	180.2	34.7	126.0	34.1	136.2
5	68.3	178.2	34.1	112.9	35.8	127.2
6	72.3	191.5	40.4	122.9	38.4	133.4
7	66.8	174.5	42.0	125.8	34.5	117.9
8	65.8	173.2	37.5	113.6	35.6	121.1
Promedio	69.1	181.4	37.7	121.4	35.5	127.7
CoV (%)	4.3	4.0	7.7	4.5	4.5	6.3

NOTA: f_1 y f_2 son las frecuencias naturales del primer y segundo modo de vibración flexional respectivamente

Los valores de módulo de elasticidad estático y dinámico obtenido de las ocho vigas son presentados en la Tabla 4.4, los valores dinámicos se obtuvieron de acuerdo a la Ecuación 4.2 y considerando la primera frecuencia del modo flexional para los herrajes tipo A y B.

Tabla 4.4 Módulo de elasticidad estático y dinámico (GPa) para los dos tipos de apoyo utilizados.

Número de Viga	E_m	$E_{dyn, A}$	$E_{dyn, B}$
1	13.77	17.45	15.74
2	10.00	12.15	12.65
3	10.02	10.90	11.99
4	9.91	12.49	10.32
5	11.88	12.03	13.09
6	10.90	12.64	12.85
7	9.89	16.28	11.06
8	9.51	12.23	9.82
Promedio	10.74	13.27	12.19
Desv_Est	1.44	2.30	1.87
CoV(%)	13.4	17.3	15.3

En la Tabla 4.5 se presentan los valores de frecuencia natural flexional obtenidas numéricamente considerando las vigas como material ortotrópico para dos tipos de apoyo diferentes.

Tabla 4.5 Frecuencia de vibración obtenida numéricamente

Número de Viga	Datos Numéricos de Frecuencias Naturales (Hz)			
	Viga libre-libre		Viga simplemente apoyada	
	f_1	f_2	f_1	f_2
1	74.5	196.7	37.2	138.4
2	71.9	189.7	35.9	133.4
3	69.1	182.5	34.5	128.4
4	74.6	196.9	37.3	138.2
5	73.3	193.4	36.6	136.0
6	73.9	195.3	36.9	137.4
7	71.3	188.6	35.6	132.8
8	74.4	191.1	36.2	134.2
Promedio	72.9	191.8	36.3	134.8
Desv_Est	2.0	4.9	0.9	3.4
CoV (%)	2.7	2.6	2.6	2.5

NOTA: f_1 y f_2 son las frecuencias naturales del primer y segundo modo de vibración flexional respectivamente

En la Fig. 48 se muestran los valores experimentales y numéricos de la primer y segunda frecuencia flexional para los tipos de apoyos analizados.

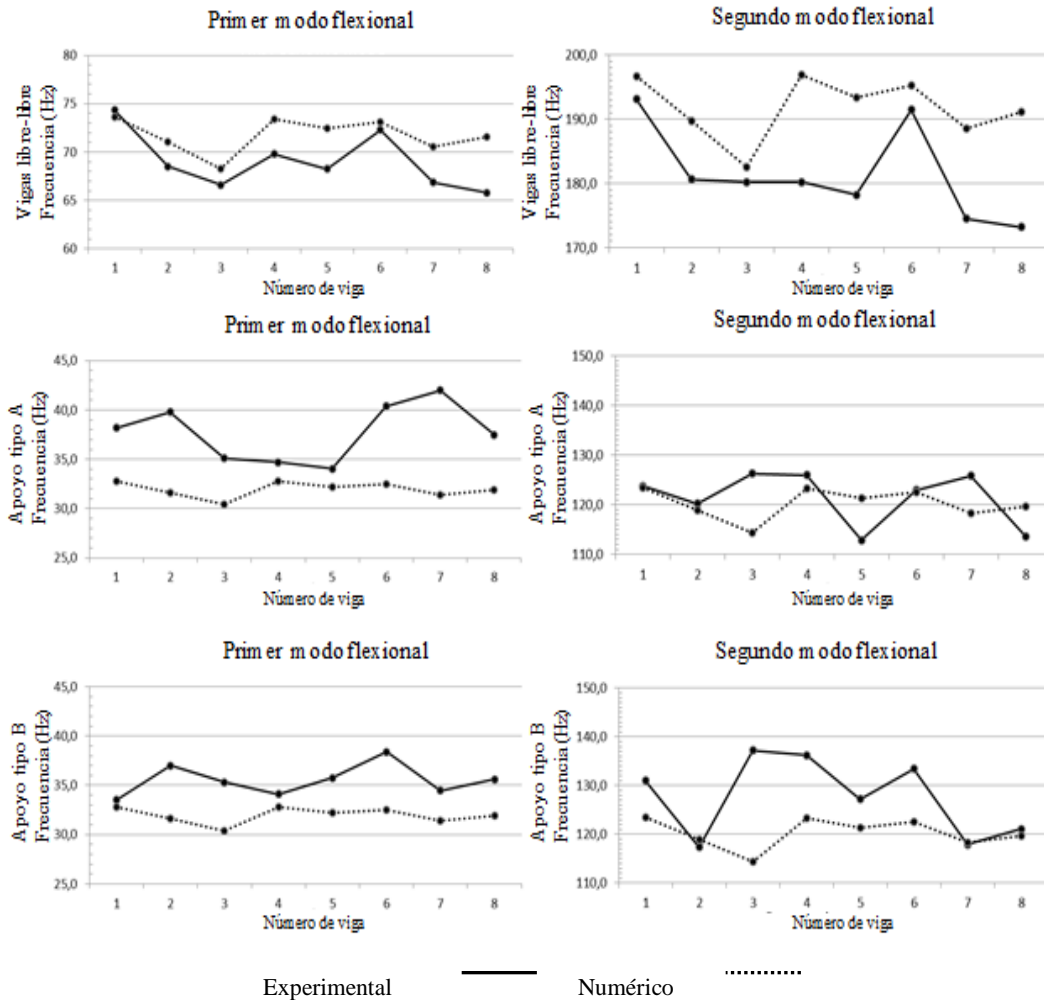


Fig. 48 – Datos experimentales y numéricos para el primer y segundo modo de vibración.

En este análisis no se encontró una clara influencia en las frecuencias de los tres tipos de apoyo para cada una de las ocho vigas estudiadas. Los valores experimentales de las vigas tipo libre-libre, en general mostraron valores de frecuencia menores a los valores obtenidos numéricamente, a diferencia de los valores obtenidos con los dos tipos de herraje, los cuales mostraron valores de

frecuencia por encima de los valores de frecuencia obtenidos experimentalmente para la primer frecuencia flexional. En el caso de la segunda frecuencia flexional, este comportamiento mostró algunas excepciones.

Los valores experimentales fueron comparados con los valores numéricos para analizar el comportamiento dinámico que los diferentes tipos de herrajes le ejercen a las vigas.

Para esto se obtuvo el promedio de la diferencia relativa (Dif_{rel} , %) en valor absoluto, comparando los valores numérico/experimental para: i) viga libre-libre, ii) herraje tipo A, iii) herraje tipo B, los valores son presentados en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Diferencia relativa (%) entre los valores de frecuencia flexional obtenidos de forma numérica y experimental.

Numerico/ Experimental	Dif _{rel} (%) 1 ^{er} frec. flex.			Dif _{rel} (%) 2 ^{da} frec. flex.		
	Promedio	Menor	Mayor	Promedio	Menor	Mayor
i) libre-libre	5.6	0.1	13.1	5.8	1.3	10.3
ii) Apoyo tipo A	14.8	5.4	25.2	4.0	0.3	9.4
iii) Apoyo tipo B	9.9	2.1	15.4	5.9	0.3	16.6

La diferencia entre los valores numéricos y experimentales de frecuencia mostraron valores que fluctuaron entre un 9.9 y un 14% para el primer modo flexional, y valores de entre 4 y 5.9% para el segundo modo. En un análisis de Tukey de múltiple comparación, no se detectaron diferencias significativas entre los valores experimentales y numéricos para el primer y segundo modo de vibración.

4.3.2 Resultados experimentales de amortiguamiento

La Tabla 4.7 muestra los resultados experimentales de coeficiente de amortiguamiento (ξ) obtenido de acuerdo a la Ecuación 2.10.

Tabla 4.7 Resultados experimentales de amortiguamiento

Número de viga	libre-libre	Herraje tipo A	Herraje tipo B
1	0.0118	0.0326	0.0356
2	0.0124	0.0395	0.0452
3	0.0126	0.0402	0.0279
4	0.0112	0.0426	0.0185
5	0.0134	0.0306	0.0346
6	0.0105	0.0325	0.0351
7	0.0136	0.0265	0.0240
8	0.0108	0.0313	0.0355
Promedio	0.0121	0.0345	0.0320
CoV (%)	9.7	16.3	25.8

El herraje tipo B presenta el mayor CoV. El herraje tipo A presenta dos conexiones que fija mediante tornillos con una holgura de 2 mm aproximadamente, mientras que el herraje tipo B presenta tres conexiones, con similar holgura. Por lo que el mayor CoV en los resultados del herraje tipo B podría deberse al mayor número de conectores con diferentes holguras y superficie de contacto tornillo-madera.

Algunos autores han estudiado el coeficiente de amortiguamiento en maderas bajo condiciones ideales (vigas simplemente apoyadas) [80, 81]. En uno de estos estudios se presenta una revisión de valores de coeficiente de amortiguamiento para diferentes especies de madera y los valores oscilan entre 0.0027 y 0.0075, todos valores menores que los presentados en el Eurocódigo 5: Parte 1-1 ($\xi=0.01$) referido a la confortabilidad al uso [67].

En un análisis del sistema estructural completo, los valores de coeficiente de amortiguamiento presentados en la Tabla 4.7 están en consonancia con los límites propuestos en el Euro Código 5 para vigas sin juntas. Sin embargo, los valores de amortiguamiento obtenidos de las vigas apoyadas en los herrajes tipo A y B fueron mayores que los valores de las vigas en condición libre-libre. En todos los casos analizados, los valores de coeficiente de amortiguamiento obtenidos con los herrajes tipo A y B, fueron mayores que los valores recomendados por el Euro Código 5 Parte 2 para estructuras de madera con juntas ($\xi=0.015$) y por lo recomendado en el Anexo Nacional Español al Euro Código 5 ($\xi=0.02$) para entrepisos livianos de madera. Labonnote et al. (2014) presentó valores de amortiguamiento de 0.0196 y 0.0194 para entrepisos clavados y atornillados respectivamente, valores que son mayores a los recomendados en el Eurocódigo 5 para vigas con uniones, pero en consonancia con los valores recomendados en el Anexo Nacional Español [66, 73].

4.4 Conclusiones parciales del capítulo

De forma experimental se obtuvo la primera y segunda frecuencia de vibración flexional para tres tipos de apoyo diferente y para ocho vigas de madera de la especie *Castanea sativa* Mill.

El coeficiente de variación de los valores de los módulos de elasticidad obtenido mediante la frecuencia de vibración flexional fue similar al CoV obtenido del módulo de elasticidad estático.

Los dos tipos de apoyo analizados no mostraron desde el punto de vista dinámico diferencias significativas (de acuerdo al análisis de Tukey).

Los valores de frecuencia de vibración flexional no mostraron diferencias significativas comparados con los valores obtenidos con las ecuaciones de Euler-Bernoulli para el primer modo de vibración, pero sí para el segundo modo, hecho atribuible a lo simplificado del modelo teórico utilizado.

Los resultados obtenidos numéricamente no mostraron diferencias con los resultados obtenidos de forma experimental, tanto para el primer modo como para el segundo.

La diferencia relativa entre los valores numéricos y experimentales fueron menores que las diferencias entre los valores teóricos y experimentales para el segundo modo de vibración.

El método de CWT se utilizó de forma satisfactoria para obtener el coeficiente de amortiguamiento de vibraciones generadas por impacto mecánico. Los valores

Capítulo 4

obtenidos para vigas en condición libre-libre están en concordancia con los valores presentados en el Eurocódigo 5. Para los herrajes analizados, los valores de coeficiente de amortiguación fueron mayores que los valores presentados en la misma normativa.

Capítulo 5

5. Conclusiones y Futuras Líneas de Trabajo

5.1 Conclusiones

El objetivo general planteado para la tesis fue alcanzado, ya que se implementaron métodos de ensayo que de forma no destructiva permitieron avanzar en la caracterización y el diagnóstico de elementos estructurales de tres materiales de construcción diferentes: hormigón, mampostería cerámica y madera. Se utilizaron técnicas de análisis dinámico de estructuras y de Geo-Radar que permitieron avanzar en la caracterización del comportamiento estructural y del estado de los materiales.

El primer objetivo específico planteado se logró al caracterizar el comportamiento dinámico de elementos de hormigón sometidos a cargas de compresión. Se implementó un método de ensayo basado en el análisis dinámico estructural que permitió avanzar en el conocimiento del comportamiento no lineal del hormigón.

Los resultados experimentales muestran que la frecuencia fundamental de vibración torsional de elementos de hormigón aumenta al aumentar el nivel de compresión del elemento. En promedio el incremento es de entre 0.6 y 2.7% con respecto a la frecuencia en estado descargado, para niveles de compresión que van desde 1 a 5 MPa respectivamente. Esto demuestra que para las dimensiones y el tipo de material estudiado, cambios en el nivel de compresión del orden de 1 MPa, son fácilmente detectables en el rango de tensiones analizado (hasta 5 MPa). Las frecuencias medidas corresponden a incrementos en promedio de 9.5 Hz por cada incremento del orden de 1 MPa en la tensión de compresión del elemento.

Se observó una disminución del coeficiente (Q) con el aumento de la tensión de compresión. En el promedio de las tres probetas ensayadas se observó una disminución del 47.4% del valor de (Q) al comparar el estado de carga de 5 MPa con el estado descargado. La disminución del valor de (Q) entre los valores de compresión de 1 y 5 MPa fue en promedio de 27.0%. Se comprobó que el coeficiente de decaimiento exponencial b también disminuyó al aumentar la carga de compresión. En promedio, la disminución observada fue de 129.7% entre el estado descargado y el estado con una tensión de compresión de 5 MPa. La disminución de (b) entre 1 y 5 MPa fue en promedio de 62.1% al aumentar la tensión de compresión. Al observar el comportamiento del coeficiente amortiguación (ζ) en función de la carga, se observa que éste aumenta, en promedio 105.3 % para el rango de compresión que va de 0 MPa a 5 MPa.

En relación a los modelos numéricos utilizando el MEF, se verificó que el modelado del material como no lineal hiperelástico de Murnaghan es el que mejor aproxima el comportamiento observado de forma experimental del aumento de la frecuencia con el aumento de la tensión de compresión (también con cargas de tracción, resultados presentados en el Apéndice C. En cuanto al modelado del material como material elástico lineal, los resultados numéricos muestran un comportamiento opuesto al comportamiento observado experimentalmente, es decir que los valores de frecuencia de vibración torsional obtenidos numéricamente disminuyen al aumentar la tensión de compresión. Ésta es la razón fundamental para adoptar el modelo no lineal hiperelástico de Murnaghan para modelar la frecuencia fundamental de vibración torsional.

Al utilizar el MEF modelando al material como no lineal, se pudieron obtener las constantes elásticas de tercer orden l , m y n , y los valores obtenidos son del orden de magnitud de los valores obtenidos en la literatura [11]. Estos valores tienen el potencial de ser utilizados para la caracterización de materiales de construcción, ya que no son abundantes en la literatura, específicamente para hormigón son muy escasos.

Al observar el comportamiento del coeficiente amortiguación (ζ) en función de la carga, se observa que éste aumenta, pero la tasa de aumento disminuye al aumentar la tensión de compresión, por lo que la variación del amortiguamiento entre los escalones de carga puede ser utilizada como parámetro para predecir el nivel de tensión de compresión al cual está sometido un elemento de hormigón.

Mediante métodos numéricos y el modelado del hormigón como material no lineal, se obtuvieron los parámetros que permiten caracterizar el comportamiento en frecuencia de elementos sometidos a cargas de compresión. El método de ensayo desarrollado, permitió avanzar en una metodología que posibilite el ensayo de estructuras reales para la determinación del estado de carga de elementos de hormigón.

El segundo objetivo específico propuesto, que consistía en determinar y cuantificar la presencia de humedad en paredes de mampostería cerámica, fue alcanzado mediante la utilización del GPR. Se desarrolló una metodología de ensayo que mediante la utilización ondas electromagnéticas y con la utilización de una placa metálica permitió la determinación de la presencia de humedad en paredes de mampostería cerámica.

Se determinó la relación lineal entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y la humedad en tres tipos diferentes de mampuestos cerámicos: artesanales, de prensa macizos y de prensa huecos. Se avanzó en la determinación del contenido de humedad en paredes de mampuestos hechos a mano y con mortero de cemento. Se desarrolló una metodología que permitió determinar variaciones en el contenido de humedad en paredes de tamaño real, tanto con mampuestos cerámicos huecos (de prensa), como artesanales. Las correlaciones lineales obtenidas entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y el contenido de agua volumétrica fue casi igual a la unidad ($R^2 > 0.99$) para todos los tipos de ladrillo de campo analizados. Las correlaciones lineales obtenidas entre la raíz cuadrada de la

constante dieléctrica y el contenido de agua volumétrica fue casi igual a la unidad ($R^2 > 0.98$) para todos los tipos de ladrillo de la clase FM. Las correlaciones lineales obtenidas entre la raíz cuadrada de la constante dieléctrica y el contenido de agua volumétrica fue casi igual a la unidad ($R^2 > 0.98$) para todos los tipos de ladrillo de la clase FMH

Se determinó que para los tres muretes estudiados en este capítulo los resultados obtenidos entre los parámetros mencionados anteriormente mostraron valores de R^2 mayores 0.99

En paredes de tamaño real, fue posible determinar variaciones en el contenido de humedad para diferentes tipos de ladrillos, variaciones de hasta 7% fueron detectadas.

El tercer objetivo específico que era el caracterizar el efecto de diferentes tipos de apoyo en la respuesta dinámica de vigas de madera fue alcanzado mediante la realización de ensayos de flexión dinámica, donde se determinó el valor de la frecuencia del primer y del segundo modo flexional para diferentes tipos de apoyo. De los ensayos dinámicos se concluyó que no había diferencias significativas en el comportamiento de ambos tipos de apoyos.

El coeficiente de variación de los valores de los módulos de elasticidad obtenido mediante la frecuencia de vibración flexional fue similar al CoV obtenido del módulo de elasticidad estático.

Los dos tipos de apoyo analizados no mostraron desde el punto de vista dinámico diferencias significativas (de acuerdo al análisis de Tukey).

Los valores de frecuencia de vibración flexional no mostraron diferencias significativas comparados con los valores obtenidos con las ecuaciones de Euler-Bernoulli para el primer modo de vibración, pero sí para el segundo modo, hecho atribuible a lo simple del modelo teórico utilizado.

Los resultados obtenidos numéricamente no mostraron diferencias con los resultados obtenidos de forma experimental, tanto para el primer modo como para el segundo.

La diferencia relativa entre los valores numéricos y experimentales fueron menores que las diferencias entre los valores teóricos y experimentales para el segundo modo de vibración.

El método de CWT se utilizó de forma satisfactoria para obtener el coeficiente de amortiguamiento de vibraciones generadas por impacto mecánico. Los valores obtenidos para vigas en condición libre-libre están en concordancia con los valores presentados en el Eurocódigo 5. Para los herrajes analizados, los valores de coeficiente de amortiguación fueron mayores que los valores presentados en la misma normativa.

En síntesis se logró avanzar en el desarrollo de técnicas y métodos no destructivos aplicados a la caracterización estructural. Estas técnicas amplían el espectro de aplicación en nuestro medio y contribuyen a la generación de conocimiento original, ya que la mayoría de los resultados obtenidos, no son abundantes en la literatura referida a la temática específica.

5.2 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo

Los resultados obtenidos de la investigación desarrollada en la presente tesis doctoral en relación a las tres líneas de investigación anteriormente definidas, han generado nuevos campos de investigación. Algunos de ellos están siendo ya desarrollados por estudiantes y docentes del IET en el marco de tesis de maestría y proyectos de investigación, y otros se plantean como futuros trabajos a desarrollar. Se presentan a continuación las futuras líneas de trabajo asociadas a cada línea de investigación.

5.2.1 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo vinculadas al Capítulo 2

En cuanto a la línea de investigación vinculada al comportamiento no lineal dinámico de elementos de hormigón, se está avanzando en la caracterización de las constantes elásticas de tercer orden de hormigones con distinta dosificación, en el marco de otra tesis de doctorado. La idea es fabricar especímenes de diferentes tipos de hormigón y someterlos a ensayos dinámicos con distintos estados tensionales. En este sentido, específicamente fue aprobado a un docente del IET un proyecto CII (Centro de Innovación en Ingeniería) con el apoyo de una empresa de premoldeado de plaza. Dicha empresa está interesada en apoyar esta línea de investigación debido a que la vislumbra como una herramienta para determinar el estado tensional en elementos de hormigón pretensado y post-

tensado. También se mostraron interesados en la posibilidad de que la técnica permita determinar la pérdida de tensión de compresión con el tiempo en elementos pre y post-tensados.

Además, se plantea la experimentación de modos flexionales y longitudinales para complementar los avances desarrollados en esta tesis, como así también la aplicación a otros materiales de construcción.

5.2.2 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo vinculadas al Capítulo 3

En cuanto a la línea de investigación vinculada a la determinación de humedad en materiales de construcción utilizando ondas electromagnéticas, se pretende avanzar en el desarrollo de la técnica para ajustar los resultados obtenidos hasta el momento a diferentes materiales de construcción (hormigón y madera).

También se plantea utilizar la metodología desarrollada en estructuras de tamaño real, pero procediendo posteriormente a la extracción de testigos de forma seca, para poder cuantificar la variabilidad de los resultados obtenidos con las correlaciones presentadas en este documento.

Se está avanzando en la complementación con otras técnicas no destructivas, como ser el empleo de termografía infrarroja, para potenciar la aplicabilidad de la metodología.

Como ejemplos de trabajos en curso donde se está aplicando la metodología presentada anteriormente se puede mencionar los trabajos en estructuras de

carácter patrimonial, como son la Iglesia Cristo Obrero de Atlántida (ver. Apéndice D) y la casa del Arq. Villamajó en el Parque Rodó.

5.2.3 Trabajos en curso y futuras líneas de trabajo vinculadas al Capítulo 4

En este punto que se enmarca en la línea de investigación referida a la caracterización del comportamiento dinámico de estructuras de madera, se está trabajando en la aplicación de la metodología de ensayo presentada en el Capítulo 4 a estructuras reales. En las últimas semanas del año 2016 se obtuvieron los parámetros dinámicos de un puente de madera construido en el marco del Proyecto FPTA-306 INIA.

Un estudiante de post-grado está avanzando en esta línea de investigación, y en colaboración con investigadores de España para aplicar parte de los avances presentados en el Capítulo 4 a estructuras existentes y realizar la comparación con las exigencias presentes en la normativa Europea.

Referencias

- [1] Bungey, J. H., Millard, S. G., Grantham, M. G. *Testing of Concrete in Structure*. 4th edition. USA: Taylor & Francis, 2006.
- [2] Malhotra, V. M., Carino, N. J. *Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*. 2nd edition. USA: CRC Press, 2004.
- [3] Cetrangolo, G. P., et al. Influence of boundary conditions on the natural frequencies and damping of timber beams of sweet chestnut. *Construction and Building Materials*, 94 : 613-619, 2015.
- [4] Cetrangolo, G. P., Popovics, J. S. Inspection of Concrete Using Air-Coupled Ultrasonic Pulse Velocity. *ACI Materials Journal*, 107 (2): 155-163, 2010.
- [5] Cetrangolo, G. P., Alvarez, R. Ensayos no destructivos aplicados al diagnóstico del llenado con mortero en vainas detección de post-tensado en diafragmas de hormigón. En: *XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. San Juan, Argentina, 2010.
- [6] Sabalzaray, S., et al. Caracterización de elementos utilizando técnicas no destructivas en probetas de mortero. En: *CONPAT*. Cartagena de Indias, Colombia, 2013.
- [7] Domenech, L. D., et al. Methodology for the detection and quantification of moisture content in ceramic masonry structures. *IBMAC*. Padua, 2016.

- [8] Morquio, A., et al. Evaluación no destructiva de propiedades relativas al contenido de humedad en materiales del patrimonio arquitectónico del Uruguay. *Congresso Internacional sobre Patologia e Recuperaçao de Estruturas*. Cinpar. Sao Leopoldo, 2015.
- [9] Morquio, A., et al. *Evaluación y control de estructuras del patrimonio arquitectónico nacional en mampostería cerámica aplicando técnicas no destructivas*. [on line]. Disponible en: <https://www.fing.edu.uy/node/25775>. 2016.
- [10] Sadii, M., Douglas, B., Feng, J. Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges. *Journal of Structural Engineering*, 120 (7) : 2233–41, 1994.
- [11] Lundqvist, P., Rydén, N. Acoustoelastic effects on the resonance frequencies of prestressed concrete beams—Short-term measurements. *NDT & E International*, 50 : 36-41, September 2012.
- [12] Lillamand, I., et al. Acoustoelastic effect in concrete material under uni-axial compressive loading. *NDT & E International*, 43 : 655-60, 2010.
- [13] Shokouhi, P., et al. Surface wave velocity-stress relationship in uniaxially loaded concrete. *ACI Materials Journal*, 109 (2) : 141-148, 2012.
- [14] Payan, C., et al. Determination of third order elastic constants in a complex solid applying coda wave interferometry. *Applied Physics Letters*, 94 : 011904, 2009.

- [15] Kyung-Young, J. Nonlinear ultrasonic techniques for nondestructive assessment of micro damage in material: a review. *International Journal of Precision Engineering and Manufacturing*, 10 (1) : 123-135, 2009.
- [16] Zhang, Y., et al. Study of stress-induced velocity variation and damage detection in concrete under direct tensile force by using thermally-compensated Coda Wave Interferometry. *Ultrasonics*, 52 : 1038–1045, 2012.
- [17] Murnaghan, F. D. *Finite Deformation of an Elastic Solid*. New York : John Wiley, 1951.
- [18] Rushchitsky, J. J. *Nonlinear elastic waves in materials*. New York : Springer Cham, 2014.
- [19] Hughes, D. S., Kelly, J. L. Second-order elastic deformation of solids. *Physical Review*, 92 (5) : 1145-1149, 1953.
- [20] Holzapfel, G. A. *Nonlinear solid mechanics, a continuum approach for engineering*. New York : Wiley, 2000.
- [21] Guz, A. N. *Fundamentals of the three-dimensional theory of stability of deformable bodies*. Berlin : Springer-Verlag, 1999.
- [22] American Society of Testing and Materials. *ASTM C-215 Standard test method for fundamental transverse, longitudinal, and torsional frequencies of concrete specimens*. West Conshohocken, PA. : ASTM, 2008.

- [23] American Concrete Institute. *ACI 228-2R Report on nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures*. New York : ACI, 1998.
- [24] American Society of Testing and Materials. *ASTM C-666 Standard test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing*. West Conshohocken, PA. : ASTM, 2008.
- [25] Eiras, J. N., et al. Evaluation of frost damage in cement-based materials by a nonlinear elastic wave technique. En: SPIE's 2014 Annual International Symposium on Smart Structures and Nondestructive Evaluation (San Diego, CA., March 10-13, 2014). Health Monitoring of Structural and Biological Systems VII , Vol. 9064, 2014.
- [26] Subramaniam, K. V., Popovics, J. S. and Shah, S. P. Determining elastic properties of concrete using vibrational resonance frequencies of standard test cylinders. *Cement, Concrete & Aggregates*, 22 (2) : 81-89, 2000.
- [27] American Concrete Institute. *ACI 211-1 Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete*. New York : ACI, 2007.
- [28] American Society of Testing and Materials. *ASTM C-39 Standard test method for compressive strength of cylindrical concretes*. West Conshohocken, PA.: ASTM, 2008.
- [29] American Society of Testing and Materials. *ASTM C-469 Standard test method for static modulus of elasticity and poisson's ratio of concrete in compression*. West Conshohocken, PA. : ASTM, 2002.

- [30] Ewins, D. J. *Modal testing: theory, practice and application*. 2nd ed. Baldock : Research Studies Press, 2000. 400 p.
- [31] Smith, J. W. *Vibration of structures, applications in civil engineering design*. London : Chapman and Hall, 1988.
- [32] Comsol Multiphysics. *Comsol AB, User's Guide: Version 3.5a*. Burlington, MA.: COMSOL, 2008.
- [33] Mas-Guindal A. J. La concepción estructural de la fábrica en la arquitectura. *Informes de la construcción*, 56 (496) : 109-124, 2005.
- [34] Recommendations of RILEM TC 177-MDT: 'Masonry durability and on-site testing' MD.E.1: Determination of moisture distribution and level using radar in masonry built with regular units. *Materials and Structures*, 38 (March) : 283-288, 2005.
- [35] Binda, L., Colla, C., Forde, M. C. Identification of moisture capillarity in masonry using digital impulse radar. *Construction and Building Materials*, 8 (2) : 101-107, 1994.
- [36] Moriconi, M., Castellano, M. G., Colleparidi, M. Mortar deterioration of the masonry walls in historic buildings. A case history: Vanvitelli's Mole in Ancona. *Materials and Structures*, 27 (7): 408-414, 1994.
- [37] Gea ,S., Quinteros, R., Nallim, L. Control del proceso de deshumidificación de muros con geo-radar. Un edificio patrimonial como caso de estudio. En: Congreso Latinoamericano de Patología: ConPat (XII, 30 September- 4 October

2013, Cartagena de Indias, Colombia) *Proceedings*. Cartagena de Indias, Colombia, 2013.

[38] Tosti, F., Slob, E. Determination, by using GPR, of the volumetric water content in structures, substructures, foundations and soil. En Benedetto, A. & Pajewski, L. (eds.). *Civil Engineering Applications of Ground Penetrating Radar*: Switzerland: Springer International Publishing, 2015, p. 163-194.

[39] Maierhofer, C. Combination of non-destructive testing methods for the assessment of masonry structures. En: RILEM Symposium on Site Assessment of Concrete, Masonry and Timber Structures - SACoMaTiS (1-2 September 2008, Varenna, Italy) *Proceedings Intern. symp.* France: RILEM Publications SARL, 2008.

[40] Maierhofer, C., Leipold, S. Radar investigation of masonry structures. *NDT & E International* 34 (2) : 139-147, 2001.

[41] Binda, L., Maierhofer, C. Strategies for the assessment of historic masonry structures. En: RILEM/NSF International Engineering Research and Education Workshop 'In-situ Evaluation of Masonry and Wood Historic Structures: Challenges and Opportunities' (10-14 July 2006, Prague, Czech Republic) *Proceedings Intern. Symp.* France: RILEM Publications SARL, 2009.

[42] Angeliki, A., et al. Infrared thermography (IRT) applications for building diagnostics: A review. *Applied Energy*, 134: 531-549, 2014.

- [43] Colla, C., McCann, D. M., Forde, M. C.. Radar testing of a masonry composite structure with sand and water backfill. *Journal of Bridge Engineering* 6 (4) : 262–70, 2001.
- [44] Binda, L., Lenzi, G., Saisi, A. NDE of masonry structures: use of radar test for the characterisation of stone masonries. En: *Proceedings of the seventh international conference on structural faults and repair*; 1997.
- [45] Shuller, M. P. Nondestructive testing and damage assessment of masonry structures. En: RILEM/NSF International Engineering Research and Education Workshop ‘In-situ Evaluation of Masonry and Wood Historic Structures: Challenges and Opportunities’ (10-14 July 2006, Prague, Czech Republic) *Proceedings intern. symp.* France: RILEM Publications SARL, 2009.
- [46] Valle, S., Zanzi, L., Rocca, F. Radar tomography for NDT: comparison of techniques. *Journal of Applied Geophysics*, 41 (2,3) : 259–69, 1999.
- [47] Saisi, A., et al. Radar and sonic as complementary and/or alternative tests in the survey of structures. En: *Proceedings of the international millenium congress*, Archi; 2000.
- [48] Schuller, M. P. Non-destructive testing and damage assessment of masonry structures. *Journal of Progress in Structural Engineering and Materials*, 5 (4) : 239–51, 2003.
- [49] Maierhofer, Ch., Wöstmann, J. Investigation of dielectric properties of brick materials as a function of moisture and salt content using a microwave impulse

technique at very high frequencies. *NDT & E International*, 31 (4) : 259–63, 1998.

[50] Binda, L., et al. Application of sonic and radar tests on the piers and walls of the Cathedral of Noto. *Construction and Building Materials*, 17 (8) : 613–27, 2003.

[51] Diamanti, N., Giannopoulos, A., Forde, M. Numerical modelling and experimental verification of GPR to investigate ring separation in brick masonry arch bridges. *NDT & E International*, 41 : 354–363, 2008.

[52] Binda, L., Lualdi, M., Saisi, A., Zanzi, L. The complementary use of on site non-destructive tests for the investigation of historic masonry structures. En: *Proceedings of the ninth North American masonry conference*; 2003.

[53] Lai, W. L., Kind, T., Wiggenhauser, H. Using ground penetrating radar and time–frequency analysis to characterize construction materials. *NDT & E International*, 44 : 111–120, 2011.

[54] Annan, A. P. Electromagnetic principles of ground penetrating radar (Chapter 1). En : Jol HM (ed.), *Ground Penetrating Radar: Theory and Applications*. Great Britain: Elsevier Science, 2009, p. 3-40.

[55] Davis, J. L., Annan, A. P. Ground penetrating radar to measure soil water content. En : Dane J. H., Topp, G.C. (eds.) *Methods of Soil Analysis, Part 4: Physical Method*. Madison, WI: Soil Science Society of America, 2002, p. 446-463.

- [56] Laurens, S., et al. Non-destructive evaluation of concrete moisture by GPR: experimental study and direct modeling. *Materials and Structures*, 38 (9) : 827-832, 2005.
- [57] De Loor, G. P. The dielectric properties of wet materials. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 21(3) : 364–9. GE 1983.
- [58] Barnes, C. L., Trottier, J. F., Forgeron, D. Improved concrete bridge deck evaluation using GPR by accounting for signal depth–amplitude effects. *NDT & E International*, 41: 427–33, 2008.
- [59] Gallagher, G. P., et al. The application of time domain ground penetrating radar to evaluate rail way track ballast. *NDT & E International*, 32 :463–8, 1999.
- [60] Lai, W., et al. Spectral absorption of spatial and temporal ground penetrating radar signals by water in construction materials. *NDT & E International*, 67 : 55–63, 2014.
- [61] Cetrangolo, G. P., et al. Cuantificación del contenido de humedad en ladrillos utilizando radar penetrante de tierra. En: Congreso latinoamericano de Patología (XIII, 8-10 September, 2015, Lisboa). *ConPat Proceedings int. sym.* Lisboa, Portugal, 2015.
- [62] Vereecken, E., Roels, S. Hygric performance of a massive masonry wall: How do the mortar joints influence the moisture flux? *Construction and Building Materials*, 41 : 697–707, 2013.

- [63] Ostrycharczyk, A. W., Malo, K. A. A review of design criteria for vibrational response of pedestrian timber bridges. En: Proceedings of the World Conference on Timber Engineering. Quebec, Canada, 2014.
- [64] European Committee for Standardisation *CEN EN 1995-1-1 Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1-1. General. Common rules and rules for buildings*, 2010. European Committee for Standardisation *CEN EN 1995-2 Eurocode 5. Design of timber structures. Part 2: Bridges*, 2010.
- [65] España. Ministerio de Fomento. *IAP-2011 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2011. 86 p.
- [66] Baño, V., et al. A study of the influence of the different types of timber footbridges on the vibrational natural frequency. En: International Nondestructive Testing and Evaluation of Wood Symposium (17th, 2011, Sopron, Hungary). *Proceedings*. Sopron, Hungary: University of West Hungary, 2011.p. 531-539.
- [67] European Committee for Standardisation. *AN/UNE-EN 1995-1-1:2006+A1:2008 Anexo Nacional de la norma EN 1995-1-1: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para la edificación*, 2014.
- [68] British Standards Institution. *NA to BS EN 1995-1-1 (2004) UK National Annex to Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General common rules and rules for buildings*,. BSI, 2008.

- [69] Choon Choi, F., et al. An experimental study on damage detection of structures using a timber beam. *Journal of Mechanical Science and Technology* 21 (6) : 903-907, 2007.
- [70] Roohnia, M., et al. Modal frequencies to estimate the defect position in a flexural wooden beam. *Bioresources* 6 (4) : 3676-3686, 2011.
- [71] Kubojima, Y., et al. Fixed-fixed flexural vibration testing method of beams for timber guardrails. *Journal of Wood Science* (3) : 202-207, 2006.
- [72] Awad, Z. K., Aravinthan, T., Zhuge, Y. Investigation of the free vibration behaviour of an innovative GFRP sandwich floor panel. *Construction and Building Materials*, 37 : 209-219, 2012.
- [73] Labonnote, N., Ronnquist, A., Malo, K. A. Prediction of material damping in timber floors, and subsequent evaluation of structural damping. *Materials and Structures* 48 (6) : 1965-1975, 2014.
- [74] Munsif, A.S.M.Y., Waddell, A. J., Walker, C. A. Modal analysis of a lightweight structure: investigation of the effects of the supports on the structural dynamics. *Mechanical Systems and Signal Processing* 16 (2-3) : 273-284, 2002.
- [75] Yan, Z., Miyamoto, A., Jiang, Z. Frequency slice wavelet transform for transient vibration response analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing* 23 (5) : 1474-1489, 2009.
- [76] European Committee for Standardisation. *CEN EN 408 Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties*, 2010.

[77] Olsson, A., et al. Prediction of timber bending strength on basis of bending stiffness and material homogeneity assessed from dynamic excitation. *Wood Science and Technology*, 46 : 667-687, 2011.

[78] Vázquez, C. *Determination of the mechanical properties of Castanea sativa and study of the acoustic-elasticity using the method of the ultrasonic wave propagation*. Forest Engineering Thesis University of Santiago de Compostela Lugo, Spain : E.P.S., 2012, 99 p.

[79] Westfall, P., Randall, T., Russell, W. *Multiple Comparison and Multiple Tests Using SAS*. North Carolina : SAS Press, 2011.

[80] Labonnote, N., Ronnquist, A., Malo, K. A. Experimental evaluation of material damping in timber beams of structural dimensions. *Wood Science and Technology* 47 (5) : 1033-1050, 2013.

[81] Labonnote, N., Ronnquist, A., Malo, K. A. Modified hysteretic damping model applied to Timoshenko timber beams.. *Computers and Structures* 121: 22-31, 2013.

Apéndice A

Publicaciones realizadas en el marco de este trabajo.

En el marco de este trabajo se elaboraron 2 manuscritos como autor principal, de los cuales uno fue publicado en la revista *Construction and Building Materials* de la editorial *Elsevier* en julio de 2015 y el otro fue publicado en la revista *Journal of Nondestructive Evaluation*, de la editorial *Springer* en enero de 2017.

En la actualidad se está finalizando la edición de un posible tercer artículo, el cuál se plantea enviar para ser considerado para publicación a una revista arbitrada de nivel internacional.



Contents lists available at ScienceDirect

Construction and Building Materials

journal homepage: www.elsevier.com/locate/conbuildmat

Influence of boundary conditions on the natural frequencies and damping of timber beams of sweet chestnut

Gonzalo Cetrangolo^a, Soledad Rodríguez^b, Aitor Rodríguez^b, Vanesa Baño^{a,*}^aInstitute of Structures and Transport (IET), Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Julio Herrera y Reissig 565, CP. 11300 Montevideo, Uruguay^bForest and Wood Technology Research Center (CETEMAS), Finca Experimental La Mata, C.P. 33820 Grado, Asturias, Spain

HIGHLIGHTS

- Dynamic properties of Spanish sawn chestnut timber.
- Influence of three different support conditions on the natural frequencies and on the damping.
- Relationships between experimental and numerical natural frequencies.
- Continuous Wavelet Transform to obtain damping ratio.

ARTICLE INFO

Article history:

Received 10 December 2014

Received in revised form 21 May 2015

Accepted 12 July 2015

Keywords:

Natural frequency

Timber beams

Damping

Vibration

Chestnut

Orthotropic

Boundary conditions

ABSTRACT

Steel supports designed for timber structures do not always correspond with the theoretical constraints considered in the structural design. The degree of fixation provided by the supports affects the dynamic properties of structural systems. The objective of this work is to analyse the influence of different support conditions on the natural frequencies and on the damping properties of *Castanea sativa* Mill. timber beams. Dynamic vibration tests were performed on eight $40 \times 100 \times 2500$ mm³ chestnut timber beams and signal processing was applied to obtain the natural frequencies and the damping ratio. Each beam was considered in three support systems: one simulating the free-free condition, and the other two were obtained by supporting them on different steel fasteners. Experimental natural frequencies were then compared to numerical values. The experimental natural frequencies did not show statistically significant differences between the two steel supports analysed. For the first flexural frequency, experimental values showed statistically significant differences with respect to the numerical results from pinned-pinned condition for the two steel supports studied. The values obtained of damping ratio were slightly higher than the values presented in the Eurocode 5 for beams with joints.

© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

Timber floors and footbridges are considered light-weight structures, where the design is mainly affected by serviceability limit states. The effects of humans on these structures are an important vibration source because added mass affects the natural frequency of the structures. Vibrational analysis is thus particularly important in these light-weight structures in order to decrease resonance risk and to enhance comfort while walking, since humans perceive these vibrations [18].

The Eurocode 5: part 1–1, [4] establishes the need for special analysis when the fundamental frequency of the structure is less

than 8 Hz, because walking discomfort increases at lower frequencies. The Spanish Standard related to loads on bridges IAP-11 (Ministerio de Fomento IAP, 2011) establishes the risk range of resonance for footbridges as between 1.25 Hz and 4.60 Hz. Experimental tests of simply supported slender timber footbridges in Spain has shown fundamental frequencies to be slightly higher than those obtained theoretically, mainly due to the effect of the boundary conditions and the damping parameters considered [7].


The type of steel fastener most commonly used in Spain to support timber footbridges is shown in Fig. 1, named support A. This kind of support is considered as pure hinged in the static and dynamic structural calculations, although the degree of stiffness generated by this fastener is unknown and, therefore, the influence of this support in the dynamic responses is unknown.

Some commercial software for structural analysis allow the introduction of damping coefficients for a complete structural dynamic analysis. These parameters vary depending on material

* Corresponding author.

E-mail addresses: gonzaloc@fing.edu.uy (G. Cetrangolo), srodriguez@cetemas.es (S. Rodríguez), aitorforcelledo@gmail.com (A. Rodríguez), vanesab@fing.edu.uy, vbanho@gmail.com (V. Baño).<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.047>
0950-0618/© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.Fig. A1 Artículo publicado en la revista *Construction and Building Materials*.

Determination of Moisture Content in Ceramic Brick Walls Using Ground Penetration Radar

G. P. Cotrangolo¹  · L. D. Domenech¹ · G. Mollini¹ · A. A. Morquillo¹

Received: 3 May 2016 / Accepted: 22 December 2016 / Published online: 9 January 2017
© Springer Science+Business Media New York 2017

Abstract The moisture content in ceramic masonry plays an important role in their performance and durability, also serviceability is severely affected by moisture. The presence of moisture represents one of the major issues associated with structures fabricated with ceramic masonry. The intrinsic characteristic of the material along with the age of the structure plays an important role in the amount of moisture absorbed by the walls. Traditional methods for determining the moisture content of in-situ masonry walls are many times destructive or semi-destructive and provide limited information. In this study, ground penetrating radar is used as a non-destructive technique for measuring the moisture content in ceramic masonry walls. Control samples were used as calibration in the laboratory and field measurements were performed to determine the moisture content of the ceramic walls. The developed methodology was applied to real size ceramic walls, where in-situ measurements showed areas with different moisture levels. The methodology developed showed to be fast and easy to use in the field for measuring the moisture content of ceramic brick walls.

Keywords Ceramic brick walls · Moisture · Ground penetrating radar · NDT

1 Introduction

Ceramic masonry constitutes one of the most commonly used construction systems in the history of humanity. In Iber-

America, an important part of the architectural heritage has been built with ceramic bricks [1]. One of the main problems associated with this type of construction is the moisture coming from the soil, or other sources that affect its durability and performance.

The presence of moisture represents one of the major issues associated with structures fabricated with ceramic masonry. The heterogeneous nature and high permeability of the material along with the age of the structure play an important role in the amount of moisture absorbed by the walls [2]. Moisture directly affects the performance, durability, aesthetics, and habitability of buildings constructed with ceramic masonry materials. In cold climates subject to freeze/thaw conditions, high moisture contents can lead to serious durability problems and degradation of the masonry [3]. Also, moisture causes deterioration of the structure due to wash out of the mortar and biological degradation [4]. Different techniques exist to reduce the moisture level in walls; however there is not a clear quality control for the effectiveness of the process [5]. Therefore, the need for measuring the moisture content to the effectively restore and preserve masonry brick construction has motivated the application of non-destructive testing (NDT) techniques.

Traditional methods for moisture evaluation in construction materials use destructive techniques, such as coring, drilling or removing part of the structure to allow inner visual inspections and removal of samples for laboratory testing. Despite the high reliability of such techniques, they are expensive and time consuming. Furthermore, the damage induced by the use of these methods usually become source points for further degradation [6].

More recently, NDT methods have been drawing more attention to the inspection of structures by means of recent advances in both reliability and effectiveness of the techniques. Several authors recommend the application of NDT

✉ G. P. Cotrangolo
gpmalco@ing.edu.uy

¹ Instituto de Estructuras y Transporte, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, J. Herrera y Reaño 565, 11300 Montevideo, Uruguay

Fig. A2 Artículo publicado en la revista *Journal of Nondestructive Evaluation*.

Apéndice B

Frecuencias de vibración flexional y longitudinal de elementos de hormigón sometidos a compresión uniaxial

Introducción

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los especímenes presentados en el Capítulo 2, pero se muestran los resultados obtenidos de frecuencia fundamental flexional y longitudinal. También se presentan los resultados numéricos obtenidos mediante el MEF.

Descripción de los ensayos: longitudinal y flexional

Los ensayos dinámicos para obtener la frecuencia fundamental flexional se realizaron con los especímenes en la prensa de carga, en la cual una vez que se aplicó la carga de compresión (en escalones de carga), se impactó al espécimen en el centro de su altura. En la cara opuesta se midió la aceleración mediante la utilización de un acelerómetro pegado a la superficie del hormigón, Fig. B1 a).

Los ensayos dinámicos para obtener la frecuencia fundamental longitudinal se realizaron con los especímenes en la prensa de carga, a la cual se le modificaron los apoyos de forma de obtener un área en la zona de aplicación de la carga en la que se pudiera colocar el acelerómetro y en la cara opuesta generar el impacto mecánico, Fig. B1 c). Para ello se utilizaron piezas metálicas con una incisión, como se muestra en la Fig. B1 c), para poder acceder a las caras de la probeta.

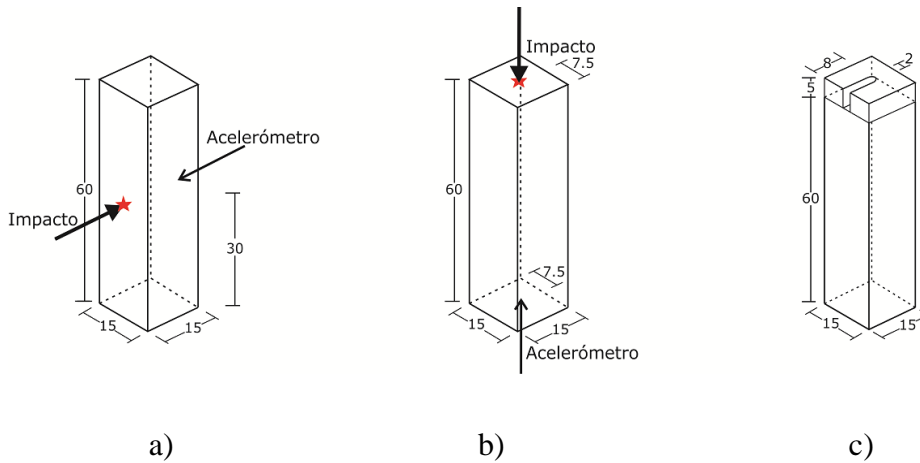


Fig. B1 Esquema de ensayo

Resultados

Los resultados obtenidos muestran que los modos flexionales y longitudinales son sensibles a la carga aplicada (Figs. B2 y B3). Se observa que las frecuencias fundamentales de vibración longitudinal y flexional aumentan con el estado tensional del hormigón. En las Tablas B1 y B2 se presentan los valores obtenidos de frecuencia fundamental de vibración longitudinal y flexional para los tres especímenes analizados y su valor promedio.

Tabla B 1: Frecuencia de vibración longitudinal para los tres especímenes analizados y su valor promedio para diferentes niveles de compresión

Tensión (MPa)	Especímen 1 (Hz)	Especímen 2 (Hz)	Especímen 3 (Hz)	Promedio (Hz)
0	2961.4	2946.9	2872.3	2926.9
1	3043.2	3064.1	3137.2	3081.5
2	3209.2	3189.7	3332.5	3243.8
3	3324	3305.7	3422.9	3350.9
4	3413.1	3419.2	3558.3	3463.5
5	3516.8	3529.1	3641.4	3562.4

Tabla B 2: Frecuencia de vibración flexional para los tres especímenes analizados y su valor promedio para diferentes niveles de compresión

Tensión (MPa)	Especimen 1 (Hz)	Especimen 2 (Hz)	Especimen 3 (Hz)	Promedio (Hz)
0	1226.8	1263.1	1231.8	1240.6
1	1308.6	1336.9	1250.2	1298.6
2	1315.9	1375.4	1296.6	1329.3
3	1391.6	1406.1	1322.1	1373.3
4	1438.0	1460.0	1370.3	1422.8
5	1475.8	1542.1	1411.9	1476.6

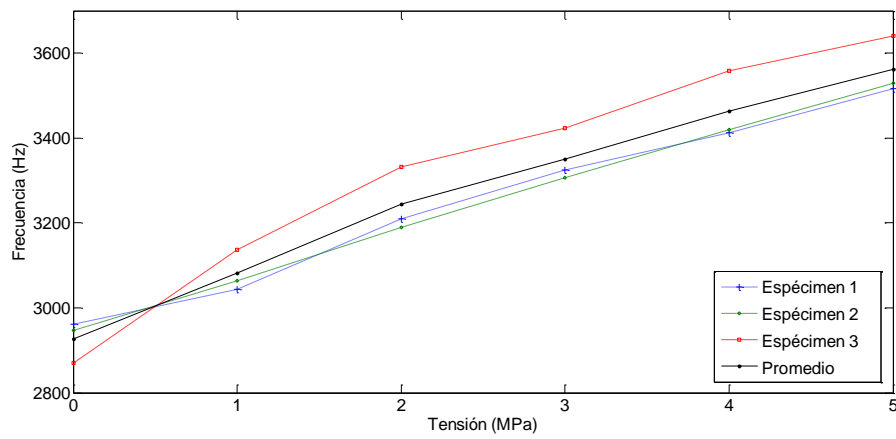


Fig. B 2 Valores de frecuencia fundamental longitudinal para los tres especímenes analizados para diferentes niveles de compresión.

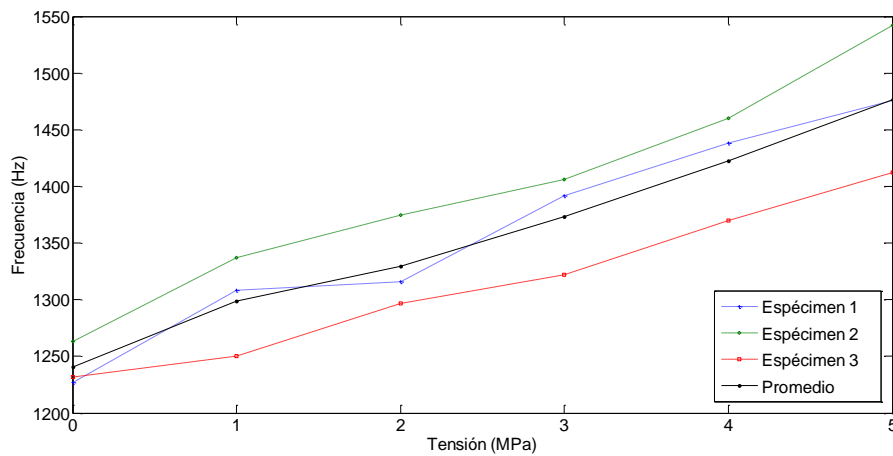


Fig. B 3 Valores de frecuencia fundamental flexional para los tres especímenes analizados para diferentes niveles de compresión.

Tabla B 3: Valores de variación en porcentaje de la frecuencia de vibración longitudinal con respecto al estado sin carga para diferentes niveles de compresión de los tres especímenes analizados y el valor promedio.

Tensión (MPa)	Espécimen 1 (%)	Espécimen 2 (%)	Espécimen 3 (%)	Promedio (%)
0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
1	2.8%	4.0%	9.2%	5.3%
2	8.4%	8.2%	16.0%	10.9%
3	12.2%	12.2%	19.2%	14.5%
4	15.3%	16.0%	23.9%	18.4%
5	18.8%	19.8%	26.8%	21.8%

Tabla B 4: Valores de variación en porcentaje de la frecuencia de vibración flexional con respecto al estado sin carga para diferentes niveles de compresión de los tres especímenes analizados y el valor promedio.

Tensión (MPa)	Especímen 1 (%)	Especímen 2 (%)	Especímen 3 (%)	Promedio (%)
0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
1	6.7%	5.8%	1.5%	4.7%
2	7.3%	8.9%	5.3%	7.1%
3	13.4%	11.3%	7.3%	10.7%
4	17.2%	15.6%	11.2%	14.7%
5	20.3%	22.1%	14.6%	19.0%

Tabla B 5: Valores de variación en porcentaje de la frecuencia de vibración torsional con respecto al estado sin carga para diferentes niveles de compresión de los tres especímenes analizados y el valor promedio.

Tensión (MPa)	Especímen 1 (%)	Especímen 2 (%)	Especímen 3 (%)	Promedio (%)
0	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
1	0.5%	0.5%	0.9%	0.6%
2	1.1%	0.7%	1.4%	1.0%
3	1.8%	1.0%	2.2%	1.7%
4	2.5%	1.4%	2.7%	2.2%
5	3.0%	1.7%	3.5%	2.7%

Los valores observados en las Tablas B3 y B4 muestran que los resultados obtenidos de frecuencia fundamental longitudinal y flexional son más sensibles que los valores obtenidos para la frecuencia fundamental torsional. Sin embargo, se muestra que los valores tienen una mayor variación entre los especímenes estudiados, especialmente para valores bajos de compresión (1 MPa), donde las frecuencias longitudinales y flexionales muestran variaciones que van desde 2.8 a 9.3% para las frecuencias longitudinales y de 1.5% a 6.7% para las frecuencias

flexionales. Estas variaciones pueden ser atribuibles a que las condiciones de borde afectan más a estos modos de vibración, ya que para el modo torsional, la frecuencia de vibración torsional varía de 0.5% a 0.9%.

Apéndice C

Frecuencia fundamental torsional de probetas sometidas a carga de tracción

Introducción

En este punto se utilizaron las mismas probetas ensayadas en el Capítulo 2, pero éstas fueron sometidas a cargas de tracción. En cada escalón de carga, las probetas fueron ensayadas mediante impacto mecánico para obtener la frecuencia fundamental torsional. Se presentan los resultados de frecuencia fundamental de vibración torsional experimentales y las obtenidas con el MEF del hormigón sometido a tracción.

Descripción del ensayo

A las probetas se les realizó una perforación de 10 cm de profundidad en el centro de ambas caras (caras de $15 \times 15 \text{ cm}^2$) y se les introdujo una barra de acero de 16 mm de diámetro, la cual se solidarizó al hormigón mediante pegamento epóxico de dos componentes. Luego se procedió al ensayo de las probetas en prensa universal, utilizando el sistema de agarre para ensayo de barras a tracción. La carga se aplicó a las barras de acero solidarias al hormigón, en escalones de carga de 200 kg. La máxima tracción alcanzada fue de 0.5 MPa. En cada escalón de carga se realizó el ensayo de vibración torsional (siguiendo la metodología

presentada en el Capítulo 2). En la Fig. C1 se muestra un espécimen de hormigón siendo ensayado a tracción.



Fig. C1 Ensayo de probetas a tracción.

Resultados Experimentales

En la Tabla C1 se presenta la tensión de tracción, junto con la frecuencia fundamental torsional para los tres especímenes ensayados a tracción, junto con el valor promedio para cada escalón de carga.

Tabla C1: Valores de frecuencia fundamental torsional obtenidos para diferentes niveles de tensión de tracción de los tres especímenes analizados y el valor promedio.

Tracción (MPa)	Especímen 1 (Hz)	Especímen 2 (Hz)	Especímen 3 (Hz)	Promedio (Hz)
0	1634	1718	1684	1678.7
0.13	1632.4	1716.6	1683	1677.3
0.22	1631.5	1716	1681.2	1676.2
0.3	1629	1715.4	1680.9	1675.1
0.35	1628.4	1713.9	1679.4	1673.9
0.39	1628.1	1712.3	1678.5	1673.0

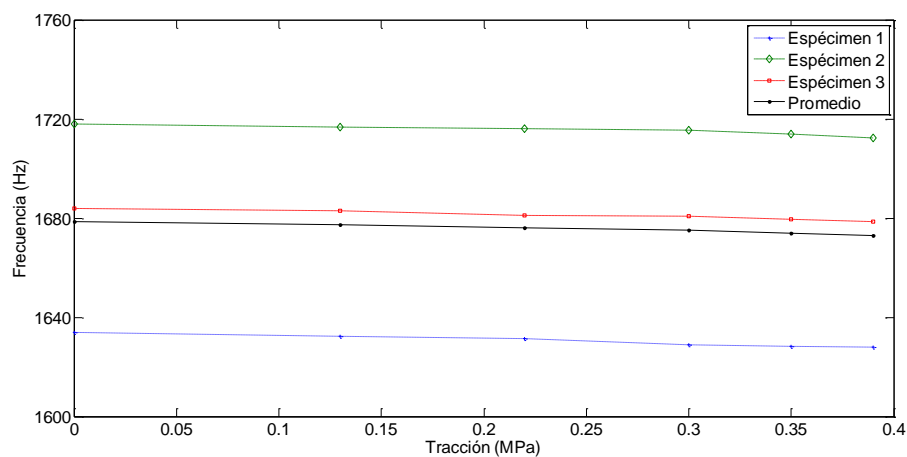


Fig. C2 Resultados de la frecuencia fundamental de vibración obtenida de las tres vigas estudiadas, junto con el valor promedio para diferentes niveles de tracción.

Utilizando el programa Comsol se modeló el comportamiento de un prisma de hormigón sometida a tracción. Se utilizó un modelo elástico lineal y otro hiperelástico no lineal de Murnagham. En la Fig. C3 se muestran los resultados obtenidos con ambos modelos constitutivos. Los resultados numéricos del MEF muestran que al modelar al material como elástico lineal, aumenta la frecuencia de vibración torsional al aumentar la carga de tracción, mientras que utilizando el

modelo hiperelástico no lineal, la frecuencia disminuye con la tracción, situación que es similar a la verificada experimentalmente.

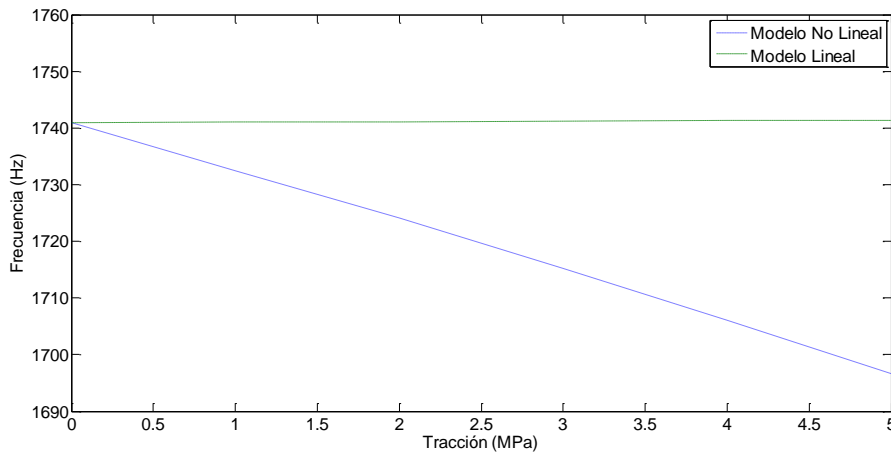


Fig. C3 Comparación del efecto de la tracción en el MEF, utilizando modelo constitutivo elástico lineal y un modelo hiperelástico no lineal.

Estos datos son complementarios a los resultados presentados en el Capítulo 2, por lo que se observa, que el modelado del hormigón como material hiperelástico no lineal, permite simular el comportamiento experimental observado, tanto en tracción como en compresión.

Cabe mencionar que los valores de la frecuencia torsional obtenidos en los ensayos de tracción son sensiblemente diferentes a los obtenidos en compresión, este se puede atribuir a que el material fue modificado al ser perforado (se pueden haber generado fisuras en el proceso de perforación) y al introducir una barra de acero con material epóxico. Otro factor que puede haber modificado los valores de frecuencia son las condiciones de borde, ya que en tracción las probetas solamente se vinculaban a la prensa mediante la barra de acero anclada en el hormigón.

Apéndice D

Caso de aplicación práctica de la técnica de ensayo con GPR

Introducción

En marco del Proyecto Getty Keep It Modern, el cual tiene como objeto de estudio a la Iglesia Cristo Obrero de Atlántida, obra del Ing. Eladio Dieste, se inspeccionaron las paredes de mampostería con la ayuda del GPR. El objetivo de la utilización del GPR fue el de determinar posibles problemas de humedad en las paredes de mampostería de la Iglesia.

Resultados

En la Fig. D1 se muestra una imagen de la zona ensayada, el equipo GPR se pasó de forma de escanear en la dirección horizontal y contra la pared de la iglesia.

En la Fig. D2 se muestra un B-scan de la señal de GPR obtenida en una de las paredes de Iglesia. Se puede observar que en la zona ensayada, el espesor aparente cambia, y este cambio coincide con la zona donde el cobertizo no brinda protección a la lluvia, es por esto que el cambio de espesor puede ser atribuido a la presencia de humedad en exceso en el muro, ya que se escaneo la zona al día siguiente de eventos de lluvia intensa.



Fig. D1 Imagen de la zona ensayada

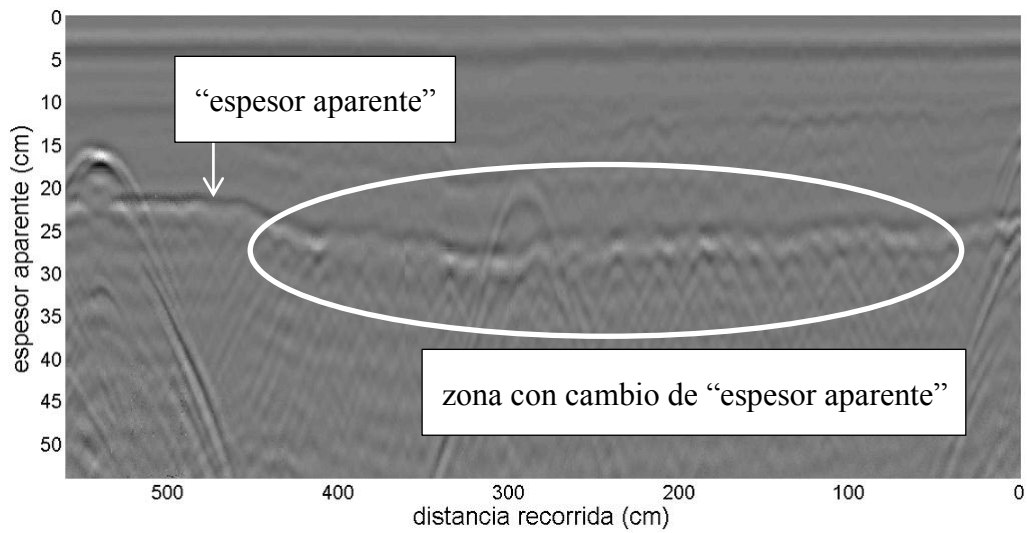


Fig. D2 B-scan del muro donde se aprecia una diferencia de espesor aparente, coincidente con la zona expuesta a la lluvia.