



UNIVERSIDAD  
DE GRANADA

Evaluación de vibraciones en el diagnóstico de estructuras:  
Estudio de comportamiento de estructuras en deterioro

Vibration evaluation in the diagnosis of structures:  
Study of behaviour of deteriorating structures

**Angel Eduard Rodríguez Suesca**  
PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

*Granada – España, mayo de 2021*





UNIVERSIDAD  
DE GRANADA

Evaluación de vibraciones en el diagnóstico de estructuras:  
Estudio de comportamiento de estructuras en deterioro

Vibration evaluation in the diagnosis of structures:  
Study of behaviour of deteriorating structures

Autor: **Angel Eduard Rodríguez Suesca**

TESIS PRESENTADA EN CUMPLIMIENTO DE LOS REQUISITOS  
PARA EL GRADO DE DOCTOR EN INGENIERÍA CIVIL

Director: **Prof. Enrique Hernández Montes**

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL  
*Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica*  
Universidad de Granada

**GIII**

Grupo de Investigación de  
Ingeniería e Infraestructura  
**TEP-190**

*Granada – España, mayo 2021*

Editor: Universidad de Granada. Tesis Doctorales  
Autor: Angel Eduard Rodríguez Suesca  
ISBN: 978-84-1306-968-5  
URI: <http://hdl.handle.net/10481/69866>



*A Jesús por María*

*To Jesus by Mary*



# Agradecimientos

*Expreso mi sincero agradecimiento a mi director Enrique Hernández Montes por su guía, ayuda y amistad. Fue una gran bendición para mí haber contado con su tutoría y dirección y un gran honor haber sido parte del equipo de investigación que él lidera.*

*A los profesores del Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Granada que me permitieron participar en las diferentes actividades del programa, las cuales enriquecieron enormemente mis conocimientos.*

*Al profesor Michele Palermo y el equipo de trabajo de la sección “Tecnica delle Costruzioni” en el Departamento DICAM (Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali) de la Universidad de Bolonia, que me permitieron realizar una agradable y productiva estancia doctoral en Italia.*

*A mi Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia y a Colfuturo por ser el soporte de este proyecto Doctoral. Especial gratitud manifiesto hacia mi Facultad de Ingeniería - UPTC por su compromiso y apoyo en cada una de las etapas de mi formación.*

*A mi esposa Paola, coautora de este trabajo, por el amor, aliento y paciencia brindado. Su entrega a este objetivo fue admirable, expresada en la fortaleza para sobrellevar afablemente el esfuerzo adicional que le fue demandado. Resalto ese don de consejo que ella posee, el cual me ha permitido salvar cada una de las etapas de este proyecto doctoral.*

*A mis hijitas Carla y Celeste por su compañía, mi energía en este proceso. A mi nuevo bebe, una bendición más de Dios al final de este proyecto.*

*A todos los que dieron soporte a mí y a mi familia en este largo proceso, un sustancial cambio de vida que fue acompañado de nuevos amigos. En especial, gracias a la familia Sánchez Salas.*

*Angel Eduard Rodríguez Suesca*

*Granada, 19 de mayo de 2021*



## Resumen

La respuesta dinámica de una estructura a lo largo de su vida útil varía debido al deterioro causado por diferentes factores, siendo los agentes ambientales y las cargas los causantes principales de degradación. Las acciones dinámicas representan uno de los mayores causantes de daño, evidenciado en fenómenos como fatiga, microfisuración, agrietamiento, plastificación, desprendimiento y hasta colapso. Este daño puede ser usualmente mínimo para cargas de servicio y severo para el caso de cargas dinámicas extraordinarias de alta intensidad (impactos, sismos, explosiones, viento fuerte). La interacción entre las acciones y la respuesta también puede ocasionar daños importantes como en el caso de cargas moderadas de servicio con amplificación de la respuesta por fenómenos de resonancia. En la práctica, la evaluación del estado de las estructuras se basa principalmente en observaciones visuales y se describe mediante índices subjetivos que no permiten un diagnóstico preciso del comportamiento, la capacidad de servicio y la seguridad. Una evaluación confiable del comportamiento dinámico de una estructura depende de información cuantitativa más que cualitativa, por lo que, existe actualmente una necesidad para desarrollar metodologías de diagnóstico que incluyan parámetros de cuantificación de daño basados en pruebas directas de la respuesta vibratoria. Dentro de la gestión de infraestructura, un proceso más objetivo y confiable para la evaluación y cuantificación del estado de deterioro de las estructuras es requerido para ser utilizado en inspecciones rutinarias dirigidas al control, mantenimiento y rehabilitación.

La presente tesis estudia las metodologías de evaluación experimental de la respuesta vibratoria aplicadas al diagnóstico de estructuras en deterioro, buscando prácticas estandarizadas de diagnóstico que determinen con confianza el grado de cumplimiento, deterioro o severidad del daño de una estructura, tanto para casos de carga extrema como para condiciones de operación normal. Las contribuciones fundamentales parten del estudio experimental de la degradación de las propiedades de un modelo estructural de laboratorio sometido a la acción de fuerzas dinámicas y se desarrollan ampliamente con la ejecución de dos investigaciones experimentales profundas de estructuras reales con un grado evidente de deterioro. Se comparan las técnicas de diagnóstico directo por inspección del daño contra las técnicas basadas en vibración. Diferentes formas de cuantificación del daño, el deterioro, la calidad y la incomodidad fueron propuestos.

El desarrollo del trabajo doctoral parte de una síntesis de las bases y aplicaciones de la predicción, medición y análisis de las vibraciones en estructuras, enfocada a generar herramientas de diagnóstico para la implementación en pruebas rutinarias de evaluación para condiciones de servicio y de seguridad. En este sentido, se muestran ejemplos prácticos que ilustran de mejor manera los conceptos involucrados. Se describen las herramientas para la identificación de propiedades dinámicas y de cuantificación del daño basada en pruebas de vibración.

Los propósitos principales de la tesis se desarrollaron mediante tres estudios experimentales del deterioro en estructuras, así:

1) En el primero se estudió el proceso de degradación de las propiedades de una estructura sometida a la acción de fuerzas dinámicas, desde bajas deformaciones hasta la falla. Para esto, se ensayó ante carga cíclica tres modelos experimentales de un nudo viga-columna de concreto reforzado, los cuales representan las zonas de concentración de daño en una estructura tipo pórtico ante acciones inerciales causadas por movimientos sísmicos. Cada espécimen fue elaborado con un concreto diferente a fin de investigar el comportamiento de dos concretos poliméricos: el primero de concreto tradicional (TC), el segundo de concreto modificado con resina epóxica (ERC), y el tercero de concreto con caucho triturado de llanta reciclada (GTRC). La degradación de los nudos viga-columna se estudió con base en el comportamiento de la respuesta histerética, en términos de capacidad de carga, degradación de la resistencia, disminución de rigidez, energía disipada, ductilidad, amortiguamiento viscoso equivalente y estrangulamiento de los aros de histéresis. El daño fue cuantificado mediante diferentes parámetros incluyendo índices basados en el nivel de deriva, la energía disipada y en cambios de las propiedades modales. Se encontró que una evaluación del daño para niveles de deformación después del agrietamiento es similar para diferentes métodos, sin embargo, para antes del agrietamiento no es fácil definir un nivel de daño. Los nudos de TC y ERC presentaron un buen comportamiento estructural, por lo que se pueden clasificar como de alta capacidad de disipación de energía. El nudo de GTRC presentó mayor degradación de sus propiedades que desalientan su utilización en zonas de amenaza sísmica.

2) El segundo estudio describe los procesos de diagnóstico por inspección convencional y valida la efectividad y alcance de un diagnóstico basado en vibraciones. Para esto, se estudiaron 22 edificaciones idénticas, las cuales evidenciaron acentuados problemas de deterioro por construcción. La campaña experimental comprendió la evaluación profunda de materiales y componentes estructurales, así como una serie de pruebas de vibración. El grado de calidad y el deterioro fue valorado de acuerdo a los resultados del estudio en términos de índices propuestos de calidad y deterioro. Un amplio estudio del módulo de elasticidad dinámico del concreto de las estructuras fue realizado para ser comparado con una evaluación de la rigidez obtenida de las pruebas de vibración. Se encontró una concordancia entre el deterioro cuantificado por métodos de inspección y un deterioro global dado por deficiencia en la rigidez establecida por pruebas de vibración.

3) Finalmente, se realizó un completo estudio diagnóstico a ocho pasarelas con avanzado estado de deterioro y vibraciones excesivas. Se adoptó una metodología de diagnóstico consistente para evaluar el comportamiento dinámico de las pasarelas deterioradas bajo vibraciones de servicio. Las características dinámicas y los niveles de vibración inducidos por los peatones se determinaron mediante pruebas experimentales de vibración y simulaciones numéricas de cruce peatonal. Nuevas funciones normalizadas de fuerza de pisada individual para ser utilizadas en modelos de cargado peatonal paso a paso fueron propuestas. Se compararon los niveles globales de incomodidad por vibración con el grado de deterioro con base en índices propuestos de incomodidad por vibración (VDI) y deterioro (DI). Los resultados mostraron vibraciones elevadas en la mayoría de las pasarelas para condiciones de carga temporales y excepcionales, que son inseguras para algunas de las estructuras. Se encontró que los altos niveles de incomodidad por vibraciones son consistentes con el grado de deterioro de las estructuras evaluadas.

Se encuentra que la evaluación de la respuesta dinámica con mediciones directas de campo es de gran utilidad para especificar un estado de comportamiento global, que, al ser comparado con las especificaciones requeridas para una estructura nueva, dan un diagnóstico de deterioro comparable con el establecido con un levantamiento diagnóstico por inspección. Se encontró que el nivel de vibración está altamente relacionado con el nivel de daño, siendo este hecho más notorio para niveles elevados de vibración, pero también se percibe para cargas de servicio normales.

# Abstract

The dynamic response of a structure throughout its service life varies due to deterioration caused by different factors, with environmental agents and loads being the main causes of degradation. Dynamic actions represent one of the major causes of damage, evidenced in fatigue phenomena, microcracking, cracking, plastic deformation, detachment and even collapse. This damage can usually be minimal for service loads and severe in the case of extraordinary high dynamic loads (impacts, earthquakes, explosions, strong winds). Interaction between the actions and the response can also cause significant damage as in the case of moderate service loads with response amplification due to resonance phenomena. In practice, the evaluation of structure condition is based mainly on visual observations and described by subjective indices that do not facilitate an accurate diagnosis of behavior, serviceability and safety. A reliable evaluation of the dynamic behavior of a structure depends on quantitative information rather than qualitative information, therefore, there is currently a need to develop diagnostic methodologies that include damage quantification parameters based on direct tests of vibrational response. In infrastructure management, there is a need for a more objective and reliable process for evaluating and quantifying the state of deterioration of structures to be used in routine inspections, aimed at control, maintenance and rehabilitation.

This thesis studies the experimental evaluation methodologies of the vibrational response applied to the diagnosis of deteriorating structures. It focuses on finding standardized diagnostic practices that confidently determine the degree of compliance, deterioration or severity of damage in a structure, both for extreme load cases and normal operating conditions. The fundamental contributions start from the experimental study of the degradation of the properties of a structural laboratory model subjected to dynamic forces. The thesis is developed extensively with the execution of two deep experimental studies of real structures with a notorious degree of deterioration. Direct diagnosis techniques using damage inspection are compared to vibration-based techniques. Different ways of quantifying damage, deterioration, quality and discomfort were proposed.

The development of this work begins by synthesising the bases and applications of the prediction, measurement and analysis of vibrations in structures, focused on generating diagnostic tools to implement in routine evaluation tests for service and safety conditions. In this sense, practical examples are shown that better illustrate the concepts involved. Tools for the identification of dynamic properties and damage quantification based on vibration tests are described.

The main purposes of the thesis were developed by means of three experimental studies of deterioration in structures, as follows:

- 1) In the first, the degradation process of the properties of a structure subjected to the action of dynamic forces, from low deformations to failure, was studied. For this, three experimental models of

a reinforced concrete beam-column joint were tested under cyclical loading. These points represent the damage concentration zones in a frame-type structure subjected to inertial actions caused by seismic movements. Each specimen was made with a different concrete in order to investigate the behavior of two polymeric concretes: the first was traditional concrete (TC), the second was epoxy resin modified concrete (ERC), and the third was ground tire rubber concrete (GTRC). Degradation of the beam-column joints was studied based on hysteresis response in terms of load-carrying capacity, strength degradation, stiffness decay, dissipated energy, ductility, equivalent viscous damping ratio, and hysteretic loops pinching. The damage was quantified using different parameters including indices based on the level of drift ratio, dissipated energy and changes in modal properties. It was found that a damage evaluation for deformation levels after cracking is similar for different methods. However, before cracking occurs it is not easy to define the degree of damage. The TC and ERC nodes presented good structural behavior, which is why they can be classified as having a high energy dissipation capacity. The GTRC node showed greater degradation of its properties that discouraged its use in seismic hazard zones.

2) The second study describes the diagnostic processes by conventional inspection and validates the effectiveness and scope of a vibration-based diagnosis. For this, 22 identical buildings were studied, which showed serious problems of deterioration due to defective construction procedures. The experimental campaign included in-depth evaluation of materials and structural components, as well as a series of vibration tests. The degree of quality and deterioration was assessed according to the results of the study in terms of proposed indices of quality and deterioration. A comprehensive study of the dynamic elastic modulus of the concrete was carried out in order to compare it with an evaluation of the stiffness obtained from the vibration tests. The deterioration quantified by inspection methods and that given by the stiffness deficiency from vibration tests showed good coherence.

3) Finally, a complete diagnosis study was carried out on eight footbridges with an advanced state of deterioration and excessive vibrations. A consistent diagnosis methodology was adopted to evaluate the dynamic behavior of deteriorated footbridges under service vibrations. The dynamic characteristics and the vibration levels induced by pedestrians were determined by experimental vibration tests and numerical simulations of pedestrian crossing. New normalised single-footstep force functions to be used in step-by-step pedestrian loading models were proposed. Global levels of vibration discomfort were compared with the degree of deterioration based on proposed vibration discomfort and deterioration indices (VDI and DI, respectively). The results showed high vibrations in most of the footbridges for temporary and exceptional loading conditions, which were unsafe for some of the structures. High levels of vibration discomfort were found to be consistent with the degree of deterioration of the evaluated structures.

It is found that the evaluation of the dynamic response with direct field measurements is very useful to specify a state of global behavior. This state can be compared with the specifications required for a new structure to give a deterioration diagnosis comparable a diagnosis survey by inspection. It was found that the level of vibration is highly related to the level of damage. This fact was more noticeable for high levels of vibration, but it was also perceived for normal service loads.

# Contenido

<b>Resumen</b>	<b>xi</b>
<b>Abstract</b>	<b>xiii</b>
<b>Introducción</b>	<b>1</b>
<b>PARTE I EVALUACIÓN DE LA VIBRACIÓN EN ESTRUCTURAS</b>	<b>7</b>
<b>Capítulo 1 Estimación de la respuesta vibratoria en estructuras</b>	<b>9</b>
1.1 El fenómeno de la vibración	9
1.1.1 Clasificación de la vibración	9
1.1.2 Fuentes de excitación	10
1.1.3 El ruido	11
1.1.4 Efectos de las vibraciones	11
1.1.5 Descripción del movimiento vibratorio	12
1.1.6 Componentes esenciales de la vibración	13
1.2 Características de la respuesta dinámica elástica	14
1.2.1 Vibración libre no amortiguada	14
1.2.2 Vibración libre amortiguada	15
1.2.3 Vibración ante acciones armónicas	16
1.2.4 Respuesta completa para cargas armónicas	19
1.2.5 Vibración ante excitación arbitraria	19
1.3 Respuesta dinámica inelástica	20
1.4 Formas del movimiento de la estructura	22
1.4.1 Modos de vibración	22
1.4.2 Grados de libertad	24
1.5 Sistemas compuestos de varios grados de libertad	25
1.5.1 Frecuencias y modos de vibración de un sistema compuesto	25
1.5.2 Respuesta dinámica de sistemas compuestos	27
1.6 El amortiguamiento estructural	28
1.6.1 Modelamiento del amortiguamiento	28
1.6.2 Valores de amortiguamiento a utilizar	29
1.7 Análisis vibratorio de sistemas continuos	31
1.8 Análisis vibratorio por elementos finitos	33
1.9 Consideraciones finales	34

<b>Capítulo 2</b>	<b>Medición de vibraciones en estructuras</b>	<b>36</b>
2.1	Medición en estructuras civiles	37
2.1.1	Complejidades específicas	37
2.1.2	Propósitos de la medición de vibraciones	37
2.2	La instrumentación	41
2.2.1	Sensores de vibración	42
2.2.2	Sistemas de acondicionamiento, transmisión y adquisición de la señal	44
2.2.3	Dispositivos para generar excitaciones controladas	44
2.3	Aspectos esenciales de la medición	45
2.3.1	Información preliminar	45
2.3.2	Cantidad y localización de la instrumentación	46
2.3.3	Forma de montaje de los sensores	48
2.3.4	Registro de datos	48
2.4	Metodología para la medición	51
2.5	Reporte de la medición	51
2.6	Análisis de señales de vibración	52
2.6.1	Tipos de señales de vibración	53
2.6.2	Registro y corrección de la señal	53
2.6.3	Características de la señal de vibración	56
2.6.4	Cambio al dominio de la frecuencia	57
2.7	Análisis de señales con VibraSeñales	58
<b>Capítulo 3</b>	<b>Análisis de vibraciones en el diagnóstico de estructuras</b>	<b>59</b>
3.1	Diagnóstico basado en vibraciones	59
3.1.1	Metodología de un DV	59
3.1.2	Propósitos de un DV	60
3.1.3	Parámetros principales de evaluación en un DV	61
3.2	Caracterización modal experimental	62
3.2.1	Generalidades del análisis modal con base en vibraciones	62
3.2.2	Metodologías generales de identificación modal experimental	63
3.2.3	Particularidades del análisis modal experimental – EMA	64
3.2.4	Particularidades del análisis modal operacional – OMA	65
3.2.5	Técnicas de extracción de parámetros modales	66
3.2.6	Identificación modal experimental en un modelo simple	68
3.3	Validación de resultados	73
3.3.1	Métodos de correlación	73
3.3.2	Actualización de modelos ( <i>model updating</i> )	74
3.4	Identificación de daño estructural	76
3.4.1	Métodos basados en las características de la respuesta (no modales)	76
3.4.2	Métodos basados en análisis modal	78
3.4.3	Métodos de actualización de modelos	79
3.4.4	Métodos estadísticos	79
<b>PARTE II</b>	<b>ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS EN DETERIORO</b>	<b>81</b>
<b>Capítulo 4</b>	<b>Daño estructural para acciones dinámicas: Degradación de nudos viga-columna de CR</b>	<b>83</b>
4.1	Introducción	83
4.2	Descripción de pruebas experimentales	85

4.2.1	Materiales empleados	86
4.2.2	Especímenes de prueba	87
4.2.3	Montaje y programa de las pruebas	88
4.3	Resultados: comportamiento cíclico y degradación	90
4.3.1	Descripción de comportamiento	90
4.3.2	Degradación de resistencia y ductilidad	93
4.3.3	Patrón de agrietamiento	93
4.3.4	Degradación de rigidez	94
4.3.5	Capacidad de disipación de energía	95
4.3.6	Amortiguamiento viscoso equivalente	96
4.3.7	Índice de estrangulamiento de aros de histéresis	97
4.3.8	Comportamiento a cortante en el nudo	98
4.3.9	Comportamiento de refuerzo	101
4.4	Cuantificación del daño basado en la respuesta medida	103
4.4.1	Índice de daño de Park y Ang	103
4.4.2	Índice de daño de Jaing et al. (Park y Ang modificado)	105
4.4.3	Índices de daño basado en cambio de propiedades modales	105
4.4.4	Índice de daño propuesto basado en frecuencia y desplazamiento alcanzado	107
4.5	Conclusiones del capítulo	108
<b>Capítulo 5 Diagnóstico de edificaciones en deterioro</b>		<b>111</b>
5.1	Introducción	111
5.2	Descripción de las edificaciones evaluadas	112
5.3	Proceso diagnóstico de las estructuras	114
5.4	Resultados de la evaluación diagnóstica	115
5.4.1	Daño evidente en las estructuras	115
5.4.2	Imperfecciones geométricas en las estructuras	115
5.4.3	Calidad de los materiales	116
5.4.4	Indicadores de la durabilidad	117
5.5	Valoración de la calidad y deterioro	118
5.5.1	Índice de calidad de la construcción	118
5.5.2	Índice de deterioro medio	119
5.6	Implicaciones en la rigidez de las estructuras	119
5.6.1	Módulo de elasticidad dinámico de las estructuras	119
5.6.2	Frecuencias de vibración de las estructuras	121
5.6.3	Deterioro global basado en vibración	123
5.7	Conclusiones del capítulo	124
<b>Capítulo 6 Diagnóstico para cargas de servicio: Estudio de vibraciones en pasarelas en deterioro</b>		<b>125</b>
6.1	Introducción	125
6.2	Descripción de las pasarelas estudiadas	127
6.3	Estado de deterioro de las pasarelas	130
6.3.1	Levantamiento diagnóstico	130
6.3.2	Valoración del estado de deterioro	131
6.4	Caracterización de propiedades modales	132
6.4.1	Identificación modal experimental	132
6.4.2	Modelación numérica y actualización del modelo	134
6.4.3	Resultados de la caracterización modal	135

6.5	Respuesta dinámica ante carga peatonal	138
6.5.1	Ensayos de vibración inducida por peatones	138
6.5.2	Respuesta medida	140
6.6	Respuesta numérica ante cruce peatonal	141
6.6.1	Descripción de la modelación	141
6.6.2	Nuevas funciones de fuerza normalizadas de un solo paso	141
6.6.3	Evaluación del modelo de carga	143
6.6.4	Resultados de la simulación	144
6.7	Evaluación de la capacidad de servicio por vibración	147
6.7.1	Criterios de aceptabilidad	147
6.7.2	Evaluación de niveles de vibración	148
6.8	Incomodidad por vibración y deterioro	149
6.9	Conclusiones del capítulo	151
<b>Capítulo 7</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>153</b>
<b>Chapter 7</b>	<b>Conclusions</b>	<b>156</b>
<b>Referencias</b>		<b>159</b>
<b>Contribuciones</b>		<b>167</b>
<b>Apéndice A</b>	<b>Aplicación VibraSeñales V1.0</b>	<b>169</b>
<b>Apéndice B</b>	<b>Secuencia de ensayo nudos de CR</b>	<b>183</b>
<b>Apéndice C</b>	<b>Manuscrito publicado en Construction and Building Materials, 2019</b>	<b>187</b>
<b>Apéndice D</b>	<b>Manuscrito enviado a Engineering Structures, 2021</b>	<b>215</b>

## Lista de figuras

<b>Figura 1-1</b>	Modelos del movimiento vibratorio fundamental de una estructura simple	12
<b>Figura 1-2</b>	Componentes esenciales de la vibración en un sistema dinámico simple	13
<b>Figura 1-3</b>	Respuesta libre no amortiguada de un sistema vibratorio con frecuencia natural de 2 Hz	14
<b>Figura 1-4</b>	Respuesta libre amortiguada de un sistema vibratorio	15
<b>Figura 1-5</b>	Amplificación dinámica de la respuesta versus relación de frecuencias	17
<b>Figura 1-6</b>	Descripción del método del ancho de banda sobre la curva de respuesta vs frecuencia	18
<b>Figura 1-7</b>	Ángulo de fase versus relación de frecuencias para diferentes amortiguamientos	18
<b>Figura 1-8</b>	Respuesta en aceleración de un sistema simple ( $\omega = 2$ Hz, $\xi = 5\%$ ) ante el sismo de San Fernando - 1971	19
<b>Figura 1-9</b>	Comparación de la respuesta elástica e inelástica de un sistema simple ( $\omega = 2$ Hz, $\xi = 5\%$ ) ante el sismo de San Fernando – 1971	20
<b>Figura 1-10</b>	Algunas de las formas principales de movimiento vibratorio libre de una estructura de tanque elevado	22
<b>Figura 1-11</b>	Sistema vibratorio continuo simple en voladizo: barra metálica con masa distribuida	23
<b>Figura 1-12</b>	Modos y frecuencias naturales de vibración de un elemento simple en voladizo	23
<b>Figura 1-13</b>	Grados de libertad asignados a un elemento	24
<b>Figura 1-14</b>	Respuesta de una estructura de varios grados de libertad ( $\omega_1 = 2$ Hz, $\xi = 5\%$ ) ante el sismo de San Fernando/1971	27
<b>Figura 1-15</b>	Variación del amortiguamiento con la frecuencia en modelo dependiente de la masa y la rigidez	29
<b>Figura 1-16</b>	Modelo analítico de viga con nomenclatura (a) y equilibrio de una sección transversal (b)	31
<b>Figura 2-1</b>	Medición de vibraciones en un puente peatonal	36
<b>Figura 2-2</b>	Velocidad máxima registrada en viviendas por trabajos con maquinaria (límites normativos DIN 4150 [22])	38
<b>Figura 2-3</b>	Evaluación de la respuesta vertical máxima registrada en un puente para condiciones de paso de peatones [23]	39

<b>Figura 2-4</b>	Formas y frecuencias modales determinadas con base en medición de vibraciones ambientales en una estructura [23]	40
<b>Figura 2-5</b>	Componentes globales de un monitoreo del estado estructural	40
<b>Figura 2-6</b>	Instrumentación principal para vibraciones: a) sensores; b) acondicionamiento y transmisión; c) adquisición; d) PC	41
<b>Figura 2-7</b>	Sensores de aceleración: inalámbrico y cableados 6D y 3D (Grupo de investigación GICA - UPTC)	42
<b>Figura 2-8</b>	Equipos comúnmente usados para generar excitaciones controladas	44
<b>Figura 2-9</b>	Espectro de frecuencias para diferentes tipos de vibración e instrumentos usuales para su medición	46
<b>Figura 2-10</b>	Propuestas de localización de sensores sobre el tablero de un puente	47
<b>Figura 2-11</b>	Procedimiento de montaje de sensores mediante pernos sobre el tablero de un puente	48
<b>Figura 2-12</b>	Ejemplo de parámetros de configuración para el registro de datos en un sistema de adquisición (VibraScout 6D [31])	50
<b>Figura 2-13</b>	Digitalización de una señal analógica con problemas de aliasing	54
<b>Figura 2-14</b>	Discontinuidad en la digitalización de una señal por la limitación en la duración del intervalo de registro.	55
<b>Figura 2-15</b>	Registro de una señal en tiempo y en frecuencia en un puente peatonal	57
<b>Figura 3-1</b>	Parámetros de evaluación experimental de un sistema dinámico lineal	62
<b>Figura 3-2</b>	Modelo experimental de viga metálica (a) y esquema del proceso de medición de la respuesta dinámica (b)	68
<b>Figura 3-3</b>	FRF y ángulo de fase entre las señales de fuerza y respuesta de la viga para cada excitación	69
<b>Figura 3-4</b>	Formas modales y frecuencias naturales de vibración experimentales vs analíticas	72
<b>Figura 4-1</b>	Montaje del ensayo cíclico realizado en un modelo experimental de un nudo viga-columna	85
<b>Figura 4-2</b>	Distribución de tamaño de partícula de agregados y polvo de caucho reciclado utilizado en las mezclas	86
<b>Figura 4-3</b>	Detalles de construcción de los especímenes nudo viga-columna en concreto reforzado (dimensiones en mm)	87
<b>Figura 4-4</b>	Detalle de la construcción de especímenes antes (a) y después (b) de la colocación del concreto.	88
<b>Figura 4-5</b>	Secuencia de cargado cíclico de los especímenes nudo viga-columna	88
<b>Figura 4-6</b>	Puntos de medición de deformación unitaria en el acero de refuerzo	89
<b>Figura 4-7</b>	Detalle del proceso de prueba de los nudos viga-columna para el segundo ciclo de un nivel de deriva de 3.08%	90
<b>Figura 4-8</b>	Degradación en nudos ensayados para el ultimo nivel de deriva aplicado	91
<b>Figura 4-9</b>	Curvas de histéresis carga-deriva para cada espécimen ensayado	91
<b>Figura 4-10</b>	Comparación de curvas envolventes carga-deriva	92

<b>Figura 4-11</b>	Patrón de agrietamiento en los especímenes, indicando el nivel de deriva al cual aparece cada fisura	93
<b>Figura 4-12</b>	Degradación de la rigidez pico a pico	94
<b>Figura 4-13</b>	Energía disipada acumulada para cada ciclo de carga	95
<b>Figura 4-14</b>	Coefficiente de amortiguamiento viscoso equivalente para 1er, 2do y 3er ciclo de histéresis de cada nivel de deriva	96
<b>Figura 4-15</b>	Parámetros del índice de estrangulamiento para un ciclo de histéresis. Adaptado de [76]	97
<b>Figura 4-16</b>	Índice de estrangulamiento para el primer, segundo y tercer ciclo de cada nivel de deriva	98
<b>Figura 4-17</b>	Fuerzas de viga y columna actuando en la zona de unión (sentido positivo de cargado)	98
<b>Figura 4-18</b>	Envoltentes esfuerzo-deformación de cortante en la zona de nudo	100
<b>Figura 4-19</b>	Deformación unitaria máxima del refuerzo longitudinal de la viga en relación al nivel de deriva	102
<b>Figura 4-20</b>	Deformación unitaria máxima en el refuerzo transversal crítico del nudo en la relación al nivel de deriva	102
<b>Figura 4-21</b>	Índice de daño de Park y Ang en relación a la deriva de piso	104
<b>Figura 4-22</b>	Índice de daño de Jaing et al. en relación a la deriva de piso	105
<b>Figura 4-23</b>	Índices de daño basados en el cambio de frecuencia de vibración	106
<b>Figura 4-24</b>	Índice de daño propuesto (DIR) basado en cambio de frecuencia y deriva alcanzada	107
<b>Figura 5-1</b>	Estado de construcción y nomenclatura de edificaciones evaluadas	112
<b>Figura 5-2</b>	Estructura en concreto bloque tipo (a) y proceso constructivo empleado (b)	113
<b>Figura 5-3</b>	Tiempos de construcción de cada edificación	113
<b>Figura 5-4</b>	Daño evidenciado en cada estructura estudiada	115
<b>Figura 5-5</b>	Cantidad de muros de una muestra con desplome leve, moderado y severo	116
<b>Figura 5-6</b>	Cantidad de losas de una muestra con deflexiones permanentes	116
<b>Figura 5-7</b>	Resistencia a la compresión media y especificada equivalente in situ por bloque (barra de error indica +/- una desviación estándar)	117
<b>Figura 5-8</b>	Profundidad de carbonatación y recubrimiento medio por bloque. (barra de error indica +/- una desviación estándar de la profundidad de carbonatación)	117
<b>Figura 5-9</b>	Índice de calidad de construcción para cada estructura	118
<b>Figura 5-10</b>	Índice de deterioro medio para cada estructura	119
<b>Figura 5-11</b>	Módulo de elasticidad dinámico medio para cada bloque (barra de error indica +/- una desviación estándar)	120
<b>Figura 5-12</b>	Módulo de elasticidad dinámico vs resistencia a la compresión de las pruebas a los 22 bloques	121
<b>Figura 5-13</b>	Formas modales de vibración predominantes en las edificaciones	121
<b>Figura 5-14</b>	Densidades espectrales de potencia para diferentes pruebas realizadas en cada bloque	122
<b>Figura 6-1</b>	Ubicación de las principales pasarelas públicas de la ciudad de Tunja	127
<b>Figura 6-2</b>	Vista general de las pasarelas estudiadas	128

<b>Figura 6-3</b>	Esquemas generales y principales características de las pasarelas	129
<b>Figura 6-4</b>	Daños visibles evidenciados en las pasarelas investigadas: (a) desprendimiento por impacto de vehículo, (b) abrasión y fractura de la losa, (c) reparación defectuosa, (d) rotura por impacto de vehículo, (e) corrosión, (f) deterioro biológico (g) eflorescencia y manchado.	130
<b>Figura 6-5</b>	Índice y nivel de deterioro de cada pasarela	131
<b>Figura 6-6</b>	Ubicación de acelerómetros en el tablero de las pasarelas durante las pruebas de vibración	132
<b>Figura 6-7</b>	Primer valor singular de densidad espectral para las direcciones vertical, longitudinal, transversal y de rotación $x$	133
<b>Figura 6-8</b>	Formas modales y frecuencias naturales obtenidas por el modelo actualizado de cada pasarela	136
<b>Figura 6-9</b>	Ensayos de vibración inducida por peatones: (a) Vibración ambiental, (b) Transito normal, (c) Caminar sincronizado, (d) Correr sincronizado, (e) Impacto humano	138
<b>Figura 6-10</b>	Función de fuerza para un impacto humano (salto desde 0.60 m de altura) [10]	139
<b>Figura 6-11</b>	Esquema de carga del modelo paso a paso (a) junto con las funciones de fuerzas medidas (gris) y propuestas (negro) transmitidas por cada pie durante caminar (b) y correr (c)	142
<b>Figura 6-12</b>	Funciones de fuerza de pisada vertical medidas (gris) y propuestas (negro) que incluyen un marcado golpe de talón para caminar (a) y correr (b)	143
<b>Figura 6-13</b>	Aceleración vertical en el punto medio del vano medida y modelada para cruce sincronizado (incluye golpe de talón)	145
<b>Figura 6-14</b>	Aceleraciones pico ( $x$ , $y$ , $z$ ) en el punto medio del tramo para diferentes frecuencias de caminar y correr	146
<b>Figura 6-15</b>	Respuestas máximas de las pasarelas para diferentes condiciones de cargado peatonal en comparación con los umbrales de confort ISO 10137 y SÉTRA	148
<b>Figura 6-16</b>	Comparación entre incomodidad por vibración y deterioro para las pasarelas investigadas	150

## Lista de tablas

<b>Tabla 1.1</b>	Tipos de vibración	10
<b>Tabla 1.2</b>	Modos y frecuencias naturales de vibración mediante análisis matricial – elementos tipo viga	26
<b>Tabla 1.3</b>	Coefficiente de amortiguamiento crítico, $\xi$ (%), para el modo fundamental de losas en edificaciones [10]	30
<b>Tabla 1.4</b>	Coefficiente de amortiguamiento crítico, $\xi$ (%), para diferentes tipos de construcción en puentes	30
<b>Tabla 1.5</b>	Modos y frecuencias naturales de vibración de viga en voladizo – solución analítica	33
<b>Tabla 1.6</b>	Modos y frecuencias naturales de vibración de una viga en voladizo – solución por elementos finitos	34
<b>Tabla 2.1</b>	Tipos de sensores para medir vibraciones	43
<b>Tabla 3.1</b>	Frecuencias naturales y respuestas máximas obtenidas experimentalmente	70
<b>Tabla 3.2</b>	Frecuencias de ancho de banda para cada modo	71
<b>Tabla 3.3</b>	– Factor de pérdida de amortiguamiento y relación de amortiguamiento	71
<b>Tabla 3.4</b>	Constantes modales $A_r$ para cada modo	72
<b>Tabla 3.5</b>	Desplazamiento modal normalizado	72
<b>Tabla 4.1</b>	Propiedades de la resina epóxica seleccionada [70]	86
<b>Tabla 4.2</b>	Proporciones de las mezclas utilizadas (por $m^3$ de concreto)	87
<b>Tabla 4.3</b>	Resistencia de concretos y refuerzo de los especímenes	87
<b>Tabla 4.4</b>	Principales valores de respuesta de los especímenes para cada sentido de cargado cíclico	92
<b>Tabla 4.5</b>	Rigidez de cortante y esfuerzos de agrietamiento de cortante en la zona de nudo (en MPa)	100
<b>Tabla 5.1</b>	Principales actividades del estudio diagnóstico sobre las estructuras existentes	114
<b>Tabla 5.2</b>	Frecuencias naturales predominantes identificadas en cada edificación	123
<b>Tabla 6.1</b>	Características principales de tránsito peatonal en los puentes investigados	127
<b>Tabla 6.2</b>	Niveles de deterioro adoptados	131

<b>Tabla 6.3</b>	Propiedades de materiales de los modelos después del proceso de actualización	135
<b>Tabla 6.4</b>	Comparación de características modales experimentales (SSI-UPC) y numéricas para cada pasarela	137
<b>Tabla 6.5</b>	Principales características ensayos de vibración inducida por peatones	138
<b>Tabla 6.6</b>	Aceleración y velocidad máximas medidas en la mitad del vano crítico para las pruebas de vibración	140
<b>Tabla 6.7</b>	Constantes de funciones de fuerza normalizadas de un solo paso	143
<b>Tabla 6.8</b>	Límites de confort adoptados para vibración en pasarelas basados en ISO 10137	147
<b>Tabla 6.9</b>	Niveles de confort definidos en SÉTRA	148
<b>Tabla 6.10</b>	Grado de confort de las pasarelas investigadas para cada situación de servicio	149

# Introducción

La respuesta dinámica de una estructura a lo largo de su vida útil varía debido al deterioro normal causado por factores ambientales como la humedad, la temperatura, procesos químicos, agentes biológicos, entre otros. Sin embargo, uno de los principales causantes de deterioro avanzado o daño en una estructura son las fuerzas dinámicas. Estas fuerzas pueden ser desde pequeñas acciones dinámicas ambientales, fuerzas de operación normal, hasta fuertes fuerzas extraordinarias que generan grandes daños. Las acciones dinámicas ambientales usualmente generan vibraciones bajas y pueden ocasionar pequeñas molestias y ruido. Las acciones de servicio o de operación generan sollicitaciones aceptables en los elementos estructurales, pero producen un número de ciclos de carga y descarga, lo que puede ocasionar daños por fatiga. Así mismo, las acciones de servicio pueden ocasionar vibraciones excesivas que generen molestia en los usuarios de una estructura y que pueden ser agravadas por la interacción entre acción y la respuesta de la estructura. Las acciones extraordinarias extremas se caracterizan por generar pocos ciclos, pero pueden exigir a la estructura por encima de su capacidad, generando plastificación, rotura de elementos o incluso el colapso.

En el caso de estructuras existentes es requerido un examen y mantenimiento periódicos para mantener las condiciones funcionales y de seguridad adecuadas a lo largo de su vida útil. Sin embargo, en muchos casos este proceso no ocurre debido a la limitación de recursos que deja de lado el mantenimiento preventivo por intervenciones correctivas para reparar daños evidentes en puntos específicos. De ahí que no se intervengan daños menos notorios, como fatiga, corrosión, daños internos por acciones accidentales, cambios extremos de temperatura, acciones biológicas, entre otros. Para el momento que se realiza una evaluación detallada, la estructura ya se ha deteriorado significativamente, lo que, sumado a intervenciones parciales previas, determina una modificación sustancial del comportamiento dinámico en comparación con el previsto en el diseño. Así, en la mayoría de casos de evaluación y diagnóstico estructural es especialmente difícil predecir el comportamiento dinámico de las estructuras con daño tanto para los estados límite de servicio como de seguridad. Por tanto, se hace necesario utilizar metodologías de evaluación fiables que incluyan pruebas experimentales para dar un diagnóstico acertado y sustentar análisis numéricos en que se basen las medidas de rehabilitación.

Si bien la caracterización de propiedades de una estructura a partir de inspección y pruebas localizadas a materiales y elementos proporciona información primaria para generar un diagnóstico preliminar de la estructura, esta información resulta insuficiente para hacer una evaluación confiable del comportamiento dinámico de una estructura deteriorada. Así mismo, la realización de modelos numéricos de la estructura que representen su estado real resulta en una tarea compleja, dadas las limitaciones para determinar con certeza las propiedades de todos y cada uno de los materiales, elementos, conexiones y condiciones de borde que, a su vez, incluyan el deterioro y daño de los mismos. Estas limitaciones involucran la limitada cantidad de ensayos, la dispersión de resultados, así como las incertidumbres

generadas por deficiencias que no son claramente cuantificables tales como: pérdida de sección por corrosión, fatiga, fisuras y microfisuras en elementos y soldaduras, efecto de carbonatación en el concreto y en el acero de refuerzo.

Actualmente, existe una serie de técnicas experimentales que buscan la adecuada comprensión de lo que ocurre con las estructuras en la etapa posterior a la construcción y que permiten la identificación de propiedades reales de las mismas durante su vida útil. La instrumentación para medición de vibraciones en estructuras surge como una posibilidad de tener acceso a ese tipo de información, necesaria para comprender el comportamiento, conocer el estado estructural, evaluar el diseño e identificar daños por funcionamiento o por la ocurrencia de un evento extraordinario. Un análisis adecuado de la información obtenida directamente de la respuesta dinámica in situ de la estructura resulta útil para la toma de decisiones relacionadas con mantenimiento, actualización y rehabilitación, así como una medición permanente, puede ser herramienta fundamental para la generación de alertas tempranas para evacuación y actuación inmediata. Aunque el origen de las técnicas experimentales basadas en la medición de vibraciones no es reciente, en la actualidad se presenta un gran auge de su aplicación en las estructuras civiles debido al avance en la tecnología de sensores y sistemas computacionales [1]. Los novedosos sistemas de instrumentación, sistemas de adquisición de datos, tecnología informática, modelado computacional y simulación aplicados a los sistemas de infraestructura civil han generado un compromiso para desarrollar metodologías de mayor confiabilidad para el diseño y evaluación de las estructuras. Es así, que se han desarrollado nuevas metodologías para las pruebas, así como, mejores y más eficientes técnicas de análisis de los registros, en búsqueda de una mayor confiabilidad de los resultados y una optimización de recursos [2], [3]. Los estudios experimentales basados en medición de vibraciones involucran una serie de disciplinas relacionadas con el manejo adecuado de equipos e instrumentación para las pruebas, técnicas de medición, así como con las herramientas numéricas y computacionales que posibilitan el análisis de los registros mediante las teorías matemáticas y estadísticas existentes. La metodología de una prueba de vibraciones y el tipo de análisis dependen de los objetivos del estudio y están directamente relacionados con el tipo de excitación que experimenta la estructura, la magnitud de las señales y su duración.

Es claro que la obtención de propiedades de estructuras en deterioro requiere pruebas de campo más confiables que faciliten la evaluación del comportamiento dinámico global. En este sentido, las pruebas experimentales basadas en la medición de la respuesta dinámica constituyen en la actualidad una de las metodologías más comunes y efectivas para caracterizar el comportamiento dinámico involucrando el nivel de daño de la estructura. Aunque hoy día es factible contar con adecuados sistemas de medición y procesamiento de la respuesta dinámica, hacer pruebas rutinarias de vibración para la evaluación de problemas estructurales o de funcionamiento en estructuras no es común. Estas pruebas se realizan solo para casos especiales y a nivel de investigación. Deben resolverse algunas dificultades antes de que la medición de vibraciones pueda aplicarse de manera práctica para el diagnóstico de las estructuras. Una de las dificultades reside en establecer estándares de evaluación, así como metodologías de cuantificación del daño que hagan confiables y rentables las pruebas de vibración.

En la práctica, la evaluación del estado de las estructuras se basa principalmente en observaciones visuales y se describe mediante índices subjetivos que no permiten una evaluación precisa de la dinámica, la capacidad de servicio y la seguridad. Una evaluación confiable depende de información cuantitativa más que cualitativa, por lo que, existe una necesidad y una motivación para desarrollar metodologías de diagnóstico que incluyan parámetros de cuantificación de daño basados en una evaluación en campo de la respuesta vibratoria. Así, un proceso de evaluación y cuantificación más objetiva y confiable del estado de deterioro de una estructura es requerida para ser utilizada en inspecciones rutinarias dirigidas al control, mantenimiento y rehabilitación.

Una aplicación concreta de la necesidad de pruebas de vibración estándar se encuentra en el diagnóstico periódico de la infraestructura pública. Es el caso de los puentes públicos, que son generalmente

descuidados por falta de evaluaciones adecuadas, por lo que es común encontrar casos de problemas graves y colapso de estas infraestructuras. Las principales causas de colapso de puentes están asociadas a falta de mantenimiento, sobrecarga, impactos, deficiencias de diseño y errores de construcción [4], [5]. Muchos de estos problemas pueden ser minimizados con una evaluación rutinaria efectiva. Así, la revisión de funcionamiento estructural debería hacerse cada cierto período de tiempo dentro de la vida útil de la estructura. Estas revisiones pueden resultar más eficientes en tiempo y costos mediante pruebas de medición de vibraciones que realizar estudios de diagnóstico con ensayos destructivos y no destructivos a una muestra de materiales y elementos. Se plantea así, la necesidad de detectar varios de estos problemas mediante evaluaciones de vibración, que relacionen el comportamiento vibratorio con el nivel de daño.

La presente tesis estudia las metodologías de evaluación de vibraciones aplicadas al diagnóstico de estructuras en deterioro. Se presentan estudios experimentales donde se determina el grado de cumplimiento, deterioro o severidad del daño de una estructura, con base en metodologías de diagnóstico por inspección directa en comparación con técnicas basadas en el análisis de la respuesta dinámica medida. Las contribuciones fundamentales de la tesis parten del estudio experimental de la degradación de las propiedades de una estructura sometida a la acción de fuerzas dinámicas y se desarrollan ampliamente con el estudio experimental de dos investigaciones profundas de edificaciones y pasarelas en deterioro. Se comparan siempre las técnicas de diagnóstico directa por inspección del daño contra las técnicas basadas en vibración. Diferentes formas de cuantificación del daño, el deterioro, la calidad y la incomodidad fueron buscados.

## Objetivos

El objetivo principal de esta tesis fue estudiar las metodologías de evaluación experimental de la respuesta vibratoria aplicadas al diagnóstico de estructuras en deterioro, buscando plantear procesos prácticos y estandarizados de diagnóstico que determinen con confianza el grado de cumplimiento, deterioro o severidad del daño de una estructura, tanto para casos de carga extrema como para condiciones de operación normal. Para alcanzar este objetivo se siguieron los siguientes objetivos específicos:

1. Hacer una síntesis de los procesos de modelación numérica existentes para la estimación de la respuesta vibratoria en estructuras.
2. Profundizar en conocimiento de la medición de vibraciones en estructuras y el amplio rango de utilidades que estas pruebas presentan, creando una guía y herramientas que resulten útiles para ser utilizados en el proceso de evaluación diagnóstica de los casos reales a estudiar.
3. Definir estrategias de inspección y evaluación con ayuda de medición de vibraciones que determinen las características y propiedades de las estructuras existentes.
4. Estudiar la relación entre el nivel de vibración y el daño. Para esto, se planea ejecutar pruebas experimentales de comportamiento hasta la falla de un componente estructural ante sollicitaciones de tipo dinámico a fin de evaluar las características del daño en una estructura y los parámetros de su cuantificación.
5. Ejecutar estudios de diagnóstico de estructuras existentes deterioradas incluyendo pruebas de vibración que ayuden a definir estrategias de diagnóstico y maneras de cuantificación del daño. Para esto, se plantea:
  - Incluir dentro de un diagnóstico normal por inspección y pruebas de laboratorio, un diagnóstico basado en vibración, para lo que se plantea estudiar casos de edificaciones con deterioro evidente.

- Estudiar las vibraciones en varios casos de puentes con deterioro evidente en Colombia, aplicando una metodología estandarizada de evaluación que incluya un plan de pruebas con medición de la respuesta dinámica ante diferentes situaciones de carga.
- 6. Caracterizar el comportamiento de las estructuras estudiadas en deterioro, comparando la evaluación basada en pruebas de vibración con análisis numéricos sobre modelos de las estructuras.
- 7. Comparar el diagnóstico por inspección directa con el realizado con base en pruebas de vibración, buscando parámetros y formas adecuados de cuantificación del deterioro o daño en una estructura.

## Presentación

La presente memoria de tesis se desarrolla en dos partes y con la siguiente distribución de capítulos:

### Parte I

La primera parte de esta memoria de tesis se describen las metodologías teórica y experimental de evaluación de la vibración y su aplicación en el diagnóstico de estructuras.

- **Capítulo 1:** Se presenta la base conceptual y el estado de los procesos analíticos para el entendimiento y evaluación de la respuesta vibratoria en estructuras. Se presentan las bases del comportamiento dinámico de una estructura necesarias para adelantar un estudio experimental con base en vibraciones. En este sentido, se muestran ejemplos que ilustran de mejor manera los conceptos involucrados, los cuales son utilizados en la descripción de los procesos más avanzados que se van describiendo a medida que se avanza en el desarrollo de este documento.
- **Capítulo 2:** En concordancia con la especificidad de la medición de vibraciones en estructuras civiles, se presenta una síntesis del proceso de la medición de vibraciones en estructuras desde los propósitos, requisitos, componentes y metodología general para su aplicación. Como anexo a este capítulo (Anexo A) se presenta la aplicación VibraSeñales para la evaluación de vibraciones en campo y utilizada como herramienta en el diagnóstico de las estructuras evaluadas en esta tesis.
- **Capítulo 3:** Se hace una síntesis de los análisis y utilidades de las vibraciones como ayuda en el diagnóstico de una estructura en deterioro. Se presenta los planteamientos actuales de la identificación modal experimental como herramienta fundamental en muchos de los casos de diagnóstico, así como una síntesis de los principales parámetros de cuantificación del daño en una estructura.

### Parte II

La segunda parte de la memoria describe los resultados y aportaciones principales de esta tesis. Se describen tres estudios experimentales de estructuras en deterioro desarrollados para alcanzar los objetivos de la tesis.

- **Capítulo 4:** Con el objeto de describir el proceso de degradación de las principales propiedades que caracterizan una estructura sometida a la acción de fuerzas dinámicas y las formas de cuantificación del daño, se analizó de forma experimental el daño generado en los puntos críticos de una estructura tipo pórtico de concreto reforzado ante la acción de fuerzas dinámicas. Para esto se analizó el comportamiento experimental de tres especímenes de laboratorio de un nudo viga-columna de concreto reforzado sometido a pruebas de carga cíclica hasta la falla. Los especímenes fueron elaborados con concretos diferentes: el primero de concreto tradicional

(TC), el segundo de concreto modificado con resina epóxica (ERC), y el tercero de concreto con caucho triturado de llanta reciclada (GTRC). Se estudió el comportamiento histerético de los especímenes en términos de la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, la energía disipada, la ductilidad, el amortiguamiento equivalente y el estrangulamiento de los aros de histéresis. Se evaluó el daño mediante diferentes parámetros incluyendo índices basados en el nivel de deriva, las condiciones de respuesta histerética e índices basados en cambios de las propiedades modales.

- **Capítulo 5:** Con el fin de describir los procesos de diagnóstico por inspección convencional y validar la efectividad y alcance de un diagnóstico basado en vibraciones se presenta los resultados del análisis realizado a 22 edificaciones idénticas, las cuales evidenciaron acentuados problemas de deterioro por construcción. El estudio diagnóstico realizado comprendió la evaluación profunda de materiales y componentes estructurales, así como una serie de pruebas de vibración. El grado de calidad y el deterioro fue valorado de acuerdo a los resultados del estudio en términos de índices propuestos de calidad y deterioro. Un estudio completo de la rigidez de las estructuras fue realizado para ser comparada con el diagnóstico basado en pruebas de vibración.
- **Capítulo 6:** Se presenta una metodología de evaluación consistente para evaluar el comportamiento dinámico de pasarelas deterioradas bajo vibraciones de servicio. Para esto, se presenta los resultados de un completo estudio diagnóstico de ocho pasarelas públicas en Tunja (Colombia). Los puentes estudiados fueron reportados por sus usuarios como inseguros debido a un notorio grado de deterioro y vibraciones percibidas. El objetivo principal del estudio fue evaluar de forma fiable las vibraciones en las pasarelas deterioradas siguiendo un proceso de evaluación uniforme, estableciendo el nivel de incomodidad en comparación con el grado de deterioro. Las características dinámicas y los niveles de vibración inducidos por los peatones se determinaron mediante pruebas de vibración y simulaciones numéricas. Las pasarelas fueron evaluadas en direcciones vertical, transversal y longitudinal para condiciones de carga permanente, transitoria y excepcional. Se determinaron nuevas funciones normalizadas de fuerza de pisada en las tres direcciones para caminar y correr para ser utilizadas en modelos de cargado peatonal paso a paso. Finalmente, se compararon los niveles globales de incomodidad por vibración con el grado de deterioro con base en índices propuestos de incomodidad por vibración (VDI) y deterioro (DI). De este modo, se encontró buena coherencia entre el nivel de incomodidad por vibración y el grado de deterioro.

Hacia el final, en el **Capítulo 7** se presentan las conclusiones generales producto de la tesis.

Para terminar, los **anexos** de esta tesis contienen **A)** la aplicación denominada VibraSeñales desarrollada como herramienta para la evaluación y reporte en campo de estructuras; **B)** Un detalle de la secuencia de ensayo de los nudos viga-columna ensayados extraída del video elaborado del ensayo. Los anexos C y D contienen los principales productos de este trabajo doctoral: **C)** Manuscrito publicado en *Construction and Building Materials*, 2019; y **D)** Manuscrito enviado a *Engineering Structures*, mayo 2021.



# Parte I

## **EVALUACIÓN DE LA VIBRACIÓN EN ESTRUCTURAS**

---



# Capítulo 1

## Estimación de la respuesta vibratoria en estructuras

---

Un buen entendimiento del proceso de instrumentación y análisis de vibraciones para el diagnóstico de estructuras requiere comprender los conceptos fundamentales de la dinámica de sistemas mecánicos y específicamente los conceptos establecidos en la denominada dinámica estructural, la cual es área que profundiza en el estudio del comportamiento dinámico de las estructuras civiles. Se presenta a continuación la base conceptual y el estado de los procesos analíticos para el entendimiento y evaluación de la respuesta vibratoria en estructuras.

### 1.1 El fenómeno de la vibración

La vibración es un fenómeno mecánico descrito por un movimiento oscilatorio de un sistema mecánico o estructural respecto de un punto de equilibrio. La vibración de un sistema implica la existencia de energía potencial elástica que la distingue de otros tipos de oscilación.

En las estructuras civiles la vibración puede considerarse un efecto indeseable, ya que puede producir desgaste, fatiga o fractura de partes o elementos, así como puede generar ruidos o sensación de incomodidad a los ocupantes o usuarios. De otra parte, la vibración en una estructura es inevitable dado que es una característica propia que determina su comportamiento ante sollicitaciones de tipo dinámico. El estudio de las vibraciones de una estructura es un campo muy amplio donde diferentes ramas de la ingeniería intervienen para poder entender y solucionar problemas de diseño, construcción y funcionamiento de una estructura.

#### 1.1.1 Clasificación de la vibración

Varios enfoques de estudio de la vibración pueden ser encontradas de acuerdo a las diferentes características que la rigen, lo que determina la complejidad y forma de análisis. En este sentido, las vibraciones pueden ser nombradas de diferente forma como se muestra en la Tabla 1.1.

**Tabla 1.1** Tipos de vibración

Forma de clasificación	Tipo de vibración	Características
Excitación externa	Vibración libre	Vibración inducida por una condición o acción inicial
	Vibración forzada	Vibración sujeta a una o más acciones externas
Presencia de amortiguamiento	Vibración no amortiguada	Vibración sin pérdida de energía o disipación
	Vibración amortiguada	Vibración que disminuye con el tiempo por pérdida de energía
Linealidad de la respuesta	Vibración lineal	Vibración en sistemas elásticos donde se cumple el principio de superposición.
	Vibración no lineal	Vibración en sistemas inelásticos donde no se cumple el principio de superposición.
Previsibilidad	Vibración determinista	El valor de vibración puede ser determinado en cualquier tiempo
	Vibración aleatoria	El valor de vibración no puede ser conocido en cualquier tiempo por lo que propiedades estadísticas de la vibración deben ser establecidas.

### 1.1.2 Fuentes de excitación

Las estructuras están en continua vibración debido a diferentes tipos de excitación dinámica. Estas generan efectos dinámicos que van desde pequeñas e imperceptibles deformaciones, hasta molestas y dañinas acciones que causan la pérdida de funcionalidad y seguridad de la estructura. Las fuerzas que excitan una estructura tienen diferentes orígenes y pueden variar desde magnitudes muy bajas hasta valores que pueden poner en peligro la estabilidad. Durante su vida útil, una estructura, puede ser afectada por diferentes tipos de excitación dinámica, como:

- **Personas:** Las acciones ejercidas por el cuerpo de una persona generan movimientos o impactos que inducen la vibración sobre la estructura o parte de esta. Es habitual que el uso normal de una estructura por sus usuarios produzca vibraciones verticales y horizontales generadas principalmente por la acción de paso al caminar, trotar o correr. Es el caso de los puentes peatonales, donde acciones verticales importantes son generadas por el paso de peatones. En estadios o coliseos, el movimiento de masas de personas podría causar valores elevados de vibración.
- **Viento:** Toda estructura está externamente sometida a la acción del viento de forma continua durante toda su vida útil. Pese a los valores pequeños que se presentan en algunos casos, esta acción representa una de las mejores fuentes de excitación natural para el estudio de una estructura. En otros casos, las fuerzas dinámicas de viento pueden causar una excitación elevada de la estructura que incluso la pueden llevar al colapso.
- **Sismo:** Los valores de vibraciones que se generan con la acción de un sismo pueden variar desde valores muy bajos hasta valores que causan el colapso de una estructura. Dado que este efecto es ocasional requiere por lo general de una instrumentación permanente para el estudio experimental del movimiento de la estructura ante estos eventos.
- **Equipos mecánicos:** Las acciones diarias que se desarrollan en o alrededor de una estructura normalmente están relacionadas con el funcionamiento de algún equipo que produce vibraciones, desde muy pequeño movimientos como ventiladores en equipos de oficina hasta grandes equipos de construcción pesada como martillos y compactadores usados comúnmente en las vías. Es común asociar la mayor parte de vibraciones ambientales de las estructuras en nuestras ciudades al tráfico vehicular, cuyo nivel de excitación, en muchos casos ser elevado para usuarios o incluso para la misma estructura.
- **Impacto intencional:** Es común que para el estudio de una estructura se utilice impactos controlados mediante un martillo a fin de generar una vibración libre en la estructura. Actualmente, existe la posibilidad de medir el valor de fuerza de los impactos a fin de relacionarlos con la respuesta de la estructura.

- **Explosiones:** Las ondas de presión en el aire y los movimientos de terreno generados por una explosión causan la excitación completa de la estructura. Caso común, es encontrado en las estructuras localizadas cerca a zonas mineras o cerca a proyectos de construcción donde se utilicen explosivos en las excavaciones.
- **Ondulación de fluidos:** El movimiento de un fluido u oleaje puede causar la excitación de las estructuras en contacto. Es el caso de presas, diques, tanques, pilas sumergidas en puentes o muelles, entre otras.

### 1.1.3 El ruido

Los estudios del sonido y la vibración están relacionados. El sonido son ondas de presión, las cuales son generadas por vibración de estructuras. De la misma forma, las ondas de presión pueden producir vibración en las estructuras. Es así que, estudios relacionados con ruido están frecuentemente relacionados con asuntos de vibración. Es el caso de las vibraciones debidas a efectos dinámicos entre elementos de máquinas o estructuras, donde parte de la energía de la vibración se transforma en ondas de presión, es decir en ruido. La ingeniería acústica o ingeniería de sonido estudia ampliamente los conceptos de transmisión de ondas de sonido en vibración y viceversa. En estructuras civiles, es de interés el estudio del ruido dado que produce efectos negativos sobre las personas y por tanto suele estar relacionado con los límites de vibraciones dados por las normativas.

### 1.1.4 Efectos de las vibraciones

**A la estructura:** Las vibraciones en una estructura pueden afectar tanto en el funcionamiento como la capacidad de soporte de carga de la estructura:

- **Modificación de las propiedades:** la imposición de cargas dinámicas de diferentes niveles puede provocar la modificación de las propiedades iniciales de resistencia y rigidez de las estructuras. Esto se ve reflejado en el deterioro de los elementos, materiales y la unión entre elementos o partes de la estructura. La vibración puede causar fenómenos de microfisuración, por efecto de cargas normales aplicadas a altas velocidades.
- **Daño en elementos no estructurales:** El deterioro causado por vibraciones en estructuras normalmente es reflejado en daños principalmente en elementos no estructurales, representado en grietas en muros, pérdida de revestimiento, desalineamientos, etc.
- **Fatiga:** La repetición de ciclos en los elementos de una estructura puede afectar la resistencia del material. En general, el nivel de carga está asociado una cantidad de ciclos aceptable.
- **Plastificación o rotura:** Bajo acciones extremas (terremotos, impactos extraordinarios, cargas armónicas en resonancia) los elementos de la estructura pueden ser exigidos por encima de sus valores de resistencia a la fluencia o de rotura, por lo que se considera daño evidente.

**A las personas:** Un exceso en el nivel de movimiento de la estructura puede ocasionar molestias o problemas de salud en las personas. Problemas relacionados con vibraciones en las estructuras y su interacción con las personas pueden también ocasionar pérdida de capacidad de servicio y conducir a la pérdida de uso de la estructura.

**A los equipos y mobiliario:** La capacidad de servicio en procesos llevados a cabo dentro de las estructuras puede verse afectada por las vibraciones transmitidas a través de la estructura. Las instalaciones pueden dificultar la producción de un proceso, afectar el buen funcionamiento de equipos o en casos críticos causar daño a equipos o mobiliario.

### 1.1.5 Descripción del movimiento vibratorio

El movimiento vibratorio de las estructuras puede ser inicialmente comprendido mediante un modelo de una estructura muy simple que posee una masa concentrada y es sostenida por un elemento o grupo de elementos estructurales (Ej.: un tanque elevado, un puente sostenido sobre pilas), como el mostrado en la Figura 1-1. Utilizando este modelo para describir el comportamiento dinámico básico que presenta una estructura ante alguna acción que la aparte de su estado de reposo, se pueden establecer los componentes que intervienen en el fenómeno de la vibración.

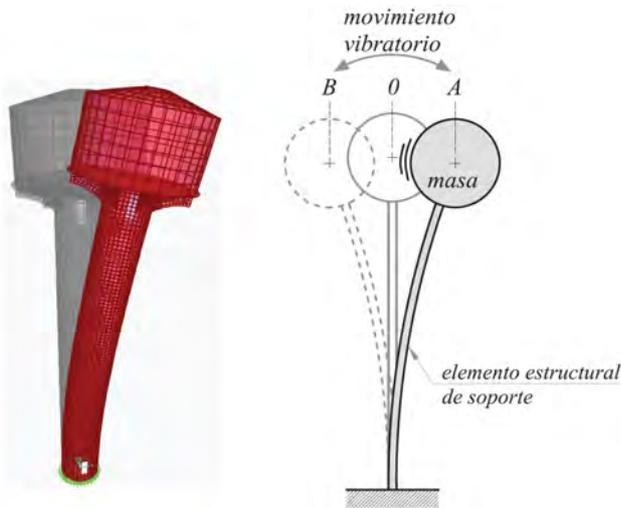


Figura 1-1 Modelos del movimiento vibratorio fundamental de una estructura simple

En la Figura 1-1, si alguna acción externa desplaza la masa una cierta distancia desde su punto de equilibrio (posición  $0$ ), ejerciendo un trabajo externo, la masa quedará en una posición  $A$  y el elemento estructural que la sostiene se deformará, acumulando energía de deformación, es decir, energía potencial (debida a la propiedad elástica del material de recuperar su forma original). Al soltar la masa, la estructura intentará regresar al punto de equilibrio a causa de la energía de deformación elástica acumulada. Esta energía se agotará en el momento en que el elemento estructural recupere su forma original, posición  $0$ . Sin embargo, para ese instante, el movimiento de regreso de la masa hacia la posición de equilibrio, habrá acumulado una energía de movimiento (energía cinética) que impedirá que la masa se detenga en el punto de equilibrio. Así, la masa continuará su trayectoria y por tanto se deformará el elemento estructural en el sentido contrario, acumulando nuevamente energía de deformación. Este movimiento se detendrá hasta que la energía cinética se agote (posición  $B$ ). Para entonces, la energía de deformación acumulada en el elemento estructural hará que la masa se devuelva e intente localizarse en la posición de equilibrio, pero nuevamente la masa tendrá energía cinética acumulada y rebasará la posición de descanso. El mismo proceso se volverá a repetir con la energía transfiriéndose entre la masa y el elemento estructural, desde energía cinética en la masa hasta energía potencial en el elemento, y regresando. Este movimiento podría continuar indefinidamente, de no ser por la pérdida de energía que se presenta por diferentes fenómenos. De este modo, dicha disminución de la energía hará que estos ciclos vayan perdiendo amplitud hasta que finalmente se logre el equilibrio estático inicial.

### 1.1.6 Componentes esenciales de la vibración

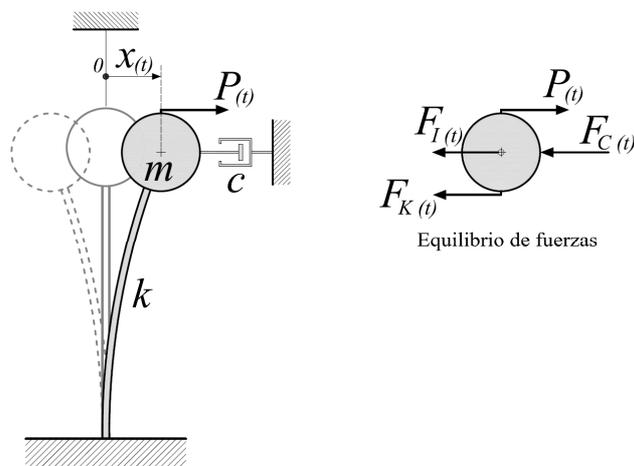


Figura 1-2 Componentes esenciales de la vibración en un sistema dinámico simple

Los componentes esenciales que intervienen en la **respuesta dinámica elástica** de un sistema estructural básico cuando es sacado de su estado de equilibrio son: **masa, rigidez y amortiguamiento**. El modelo más simple de dicho sistema, denominado **sistema dinámico de un grado de libertad** (SDOF - *single degree-of-freedom*), puede ser modelado como una masa concentrada  $m$ , soportada por un elemento elástico con rigidez  $k$ . El mecanismo de pérdida de energía o amortiguamiento del movimiento de la masa es representado usualmente por un amortiguador viscoso con constante de amortiguamiento  $c$ . Un esquema del modelo dinámico básico de una estructura asociado con un sistema vibratorio de un grado de libertad se muestra en la Figura 1-2.

La respuesta en el tiempo de la masa de este modelo dinámico simple puede ser obtenida a partir del planteamiento de una ecuación de equilibrio dinámico. La denominada **ecuación de movimiento** del sistema dinámico puede ser expresada de forma general por el equilibrio de todas las fuerzas actuando sobre la masa usando el principio de d'Alembert, así:

$$F_I(t) + F_C(t) + F_K(t) = P(t) \quad (1.1)$$

En el primer término de esta expresión se encuentran las tres fuerzas resistentes, generadas por el movimiento de la masa. Estas actúan en la dirección contraria a la carga externa aplicada. A continuación, se detalla cada una de estas fuerzas:

$F_I(t)$  es la fuerza inercial resultado del producto de la masa ( $m$ ) y la aceleración ( $a(t)$ ).

$F_C(t)$  es la fuerza de amortiguamiento determinada a través de producto de la constante de amortiguamiento ( $c$ ) y la velocidad ( $v(t)$ ), asumiendo un mecanismo de amortiguamiento viscoso.

$F_K(t)$  es la fuerza elástica resultado del producto de la rigidez del sistema estructural ( $k$ ) y el desplazamiento de la masa ( $x(t)$ ).

$P(t)$  es la fuerza externa que produce la respuesta del sistema dinámico.



## 1.2.2 Vibración libre amortiguada

Si bien el fenómeno del amortiguamiento puede resultar complejo, considerar la pérdida de energía y por tanto el desvanecimiento del movimiento vibratorio es fácilmente tenido en cuenta con la inclusión de una fuerza contraria al movimiento, la cual es proporcional a la velocidad y a una constante de amortiguamiento ( $c$ ) atribuida a cada tipo de estructura. Dada la idealización del problema de amortiguamiento, definido en un único parámetro, resulta más práctico definir el **coeficiente de amortiguamiento crítico  $\xi$** , el cual resulta del cociente entre la constante de amortiguamiento del sistema ( $c$ ) y la cantidad de amortiguamiento justamente necesario para detener el movimiento sin que se presente oscilación, denominado amortiguamiento crítico ( $c_c$ ).

Considerando ahora el amortiguamiento de la estructura en la solución a la ecuación de movimiento en vibración libre (Eq. (1.1) sin fuerza externa), se puede encontrar una expresión un poco más real de la respuesta dinámica ante unas condiciones iniciales que generen el movimiento natural presente en las estructuras. De esta forma, se han definido tres casos de solución: amortiguamiento igual, mayor o menor que el crítico. Esta caracterización del amortiguamiento resulta más claramente explicada a partir de los dos tipos de respuesta amortiguada que pueden darse en el sistema, así:

Movimiento del sistema excitado es detenido por un amortiguamiento que impide que se presente alguna oscilación (movimiento aperiódico): Amortiguamiento igual o mayor al crítico.

Movimiento oscilatorio con decremento exponencial de su amplitud: Amortiguamiento menor al crítico.

En la Figura 1-4 se muestra la respuesta para el sistema modelado en la Figura 1-3, pero ahora, incluyendo un amortiguamiento: a) igual al crítico y b) menor del crítico.

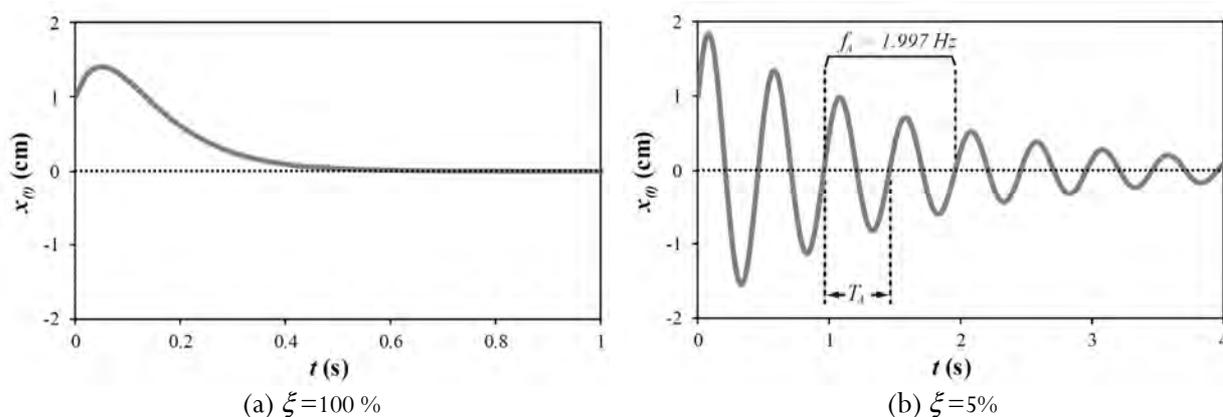


Figura 1-4 Respuesta libre amortiguada de un sistema vibratorio

Las estructuras y sus componentes poseen amortiguamientos mucho menores del amortiguamiento crítico ( $\xi < 7\%$ ), por consiguiente, resulta primordialmente de interés la respuesta oscilatoria (Figura 1-4b). Para este caso, la respuesta de un sistema amortiguado a vibración libre puede ser obtenida a través de la Eq. (1.5). Donde la frecuencia de vibración amortiguada,  $\omega_A = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$ , resulta ser ligeramente inferior a la frecuencia de vibración no amortiguada. El período amortiguado resulta  $T_A = 2\pi/\omega_A$ , que es ligeramente mayor que el período de un sistema similar no amortiguado.

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left[ x_0 \cos(\omega_A t) + \left( \frac{v_0 + \xi x_0 \omega}{\omega_A} \right) \text{sen}(\omega_A t) \right] \quad (1.5)$$

Este comportamiento periódico decreciente en vibración libre que presentan las estructuras puede ser aprovechado para determinar, a partir de registros, el amortiguamiento propio de cada sistema vi-

bratorio. Este método para determinar el amortiguamiento se conoce como **decremento logarítmico** dado que se basa en el logaritmo natural del cociente entre dos picos de la respuesta,  $x_i$  y  $x_{i+n}$ , distanciados  $n$  ciclos, como se muestra en la siguiente expresión:

$$\xi \cong \frac{\delta}{2\pi} = \frac{1}{2\pi n} \ln \left( \frac{x_i}{x_{i+n}} \right) \quad (1.6)$$

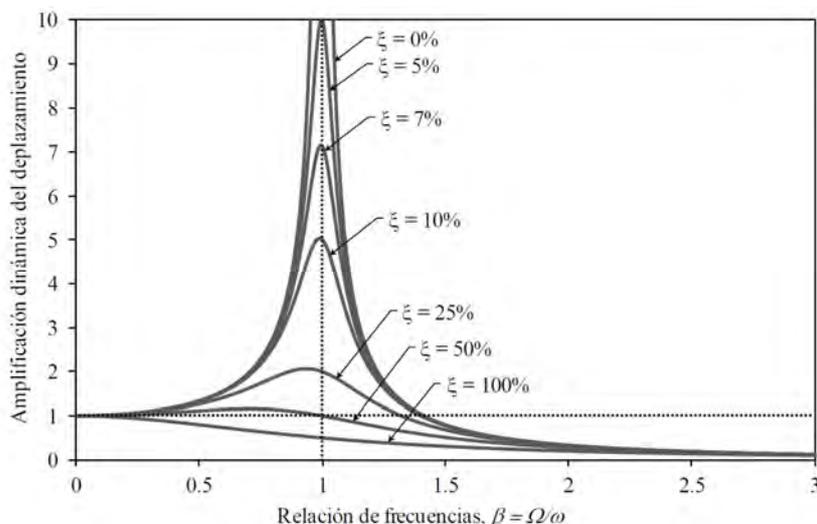
### 1.2.3 Vibración ante acciones armónicas

Aunque los casos anteriores resultan ser la base para el entendimiento del comportamiento dinámico de una estructura, es más común que las estructuras estén sometidas a fuerzas dinámicas externas variantes en el tiempo, las cuales pueden ser armónicas o de carácter arbitrario. El estudio de la respuesta ante una fuerza con una periodicidad constante resulta de gran interés a fin de introducir conceptos importantes para la comprensión de fenómenos de interacción entre las fuerzas excitadoras y el comportamiento dinámico de la estructura. Así bien, incluyendo en la ecuación de movimiento (Eq. (1.1)) una fuerza armónica externa, que podría representarse de forma sencilla como  $P_{(t)} = P_0 \text{sen}(\Omega t)$ , donde  $P_0$  es la amplitud y  $\Omega$  es la frecuencia de esta función de fuerza. De la solución a la ecuación diferencial no homogénea resultante, es de interés la solución particular, denominada **respuesta permanente o de estado estable** y la cual puede ser expresada mediante la Eq. (1.7). Esta parte de la solución depende de la fuerza externa y representa la respuesta principal del sistema después de atenuado el movimiento causado por las condiciones iniciales contenidas en la parte de la solución homogénea, la cual es denominada **respuesta transitoria**.

$$x_{(t)} = X \text{sen}(\Omega t - \theta) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \text{sen}(\Omega t - \theta) \quad (1.7)$$

En la Eq. (1.7), la amplitud de la respuesta dinámica es  $X$ ; la relación entre la frecuencia de la fuerza excitadora y la frecuencia natural de la estructura excitada es denominada  $\beta = \Omega/\omega$ ; y el **ángulo de fase** entre la respuesta y la excitación resulta ser  $\theta = \tan^{-1}(2\xi\beta/(1 - \beta^2))$ . En esta función sinusoidal puede verse que el término  $[(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-0.5}$  constituye la **amplificación dinámica** de la respuesta, la cual puede ser determinada experimentalmente como la relación  $X/x_e$ , donde  $x_e = P_0/k$  y representa el desplazamiento del sistema ante la carga impuesta lentamente, "estática".

Como se muestra en la Figura 1-5, al graficar la amplificación dinámica de la respuesta en función de la relación de frecuencias  $\beta$ , se puede describir el fenómeno clásico de la resonancia. Especialmente en rangos bajos de amortiguamiento, cuando la relación de frecuencias  $\beta$  tiende a la unidad (o más exactamente a un valor igual  $\sqrt{1 - 2\xi^2}$ ), es decir, cuando la frecuencia de la excitación se acerca a la frecuencia de vibración natural de la estructura, la amplificación de la respuesta dinámica se incrementa de forma exponencial. En concordancia con esto, puede establecerse que para valores de amortiguamiento promedio típicos de las estructuras,  $\xi$  entre 2 y 7% (para condiciones de grandes vibraciones), si las frecuencias del sistema y de la excitación coinciden, la respuesta dinámica del sistema puede llegar a valores de entre 7 y 25 veces la respuesta estática. Desde luego, se requiere en cada sistema de un número de ciclos para que se desarrolle la condición de amplificación máxima teórica. En un estado de resonancia, con el incremento de la deformación en cada ciclo la estructura podría llegar a fallar, si esta es frágil, o podría iniciar procesos de plastificación y daño, que consecuentemente, cambiarían las propiedades de rigidez y por ende la frecuencia de vibración del sistema, con lo cual, el estado de resonancia dejaría de existir. Por otro lado, si estos procesos inelásticos ocurren, se generaría una disipación de energía que conduciría a la reducción de la respuesta. Esta disipación es compleja, por lo que por ahora resulta útil relacionarla como un amortiguamiento adicional.



**Figura 1-5** Amplificación dinámica de la respuesta versus relación de frecuencias

La Figura 1-5 puede ser vista como la amplitud de la respuesta en desplazamiento de un sistema con frecuencia  $\omega$  para una fuerza armónica con diferentes frecuencias de excitación,  $\Omega$  variable, como se ilustra en la Figura 1-6. Se puede decir entonces que se tiene un **espectro de las respuestas** ante la variación de la frecuencia excitadora. De la misma forma esta grafica puede ser obtenida para las respuestas en velocidad y aceleración. Es evidente de la Figura 1-5, que la forma de cada curva depende de la cantidad de amortiguamiento en el sistema. Consecuentemente, es posible determinar el amortiguamiento a partir de las varias propiedades de esta curva, como se identifica en dos de los métodos comunes en experimentación para el cálculo del amortiguamiento, así:

- Un método surge de la relación que existe entre la amplificación máxima en resonancia y el amortiguamiento, por lo que es conocido como **método de la amplificación resonante**. Observando las curvas de la Figura 1-5 se puede establecer que aproximadamente el coeficiente de amortiguamiento  $\xi$  es igual al inverso del doble de la amplificación máxima. Por ejemplo, la amplificación dinámica presente para el sistema con  $\xi = 10\%$  es aproximadamente igual a 5, por lo que  $\xi = 1/(2 * 5) = 0.10$ .
- Se identifica en las curvas de respuesta de Figura 1-5 que cada una tiene un ancho diferente y por tanto tiene una relación clara con el amortiguamiento. Con base en esta propiedad surge el **método del ancho de banda** o de la mitad de la potencia. Convenientemente, el ancho de la campana, formada alrededor de la frecuencia resonante, es medido a una amplitud de  $1/\sqrt{2}$  de la amplitud de resonancia (pico máximo). Con lo cual, se puede llegar a encontrar que  $\xi \cong (\Omega_b - \Omega_a)/(2\omega)$ , donde basta con determinar las frecuencias de excitación  $\Omega_a$  y  $\Omega_b$  que tienen un valor de amplitud igual a  $X_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$  (una antes y la otra después de la frecuencia de resonancia  $\Omega_r$ ) y la frecuencia del sistema  $\omega$  que resulta, por definición, igual a la frecuencia de resonancia  $\Omega_r$ . En la Figura 1-6 se ilustra este método para un sistema vibratorio con  $\xi = 10\%$ .

En el análisis de registros de vibraciones, el concepto de ángulo de fase ( $\theta$ ) es muy útil para brindar información adicional del comportamiento de una estructura, especialmente cuando se requiere establecer frecuencias y formas modales a través de la comparación de señales de entrada y de salida. Esta información de la fase puede ayudar en métodos avanzados para encontrar las frecuencias de resonancia en una estructura, dado que indica cuando se aproxima o aleja de una frecuencia. En otros casos puede establecer el sentido de la respuesta de un punto específico de la estructura.

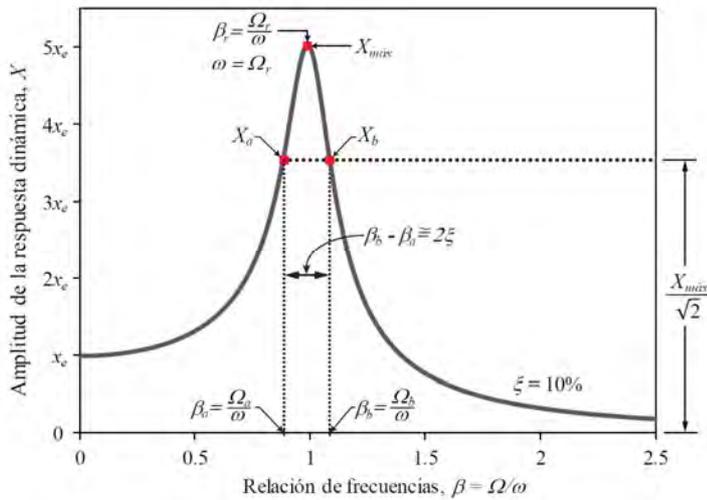


Figura 1-6 Descripción del método del ancho de banda sobre la curva de respuesta vs frecuencia

La Figura 1-7 muestra la variación del ángulo de fase ( $\theta$ ) respecto de la relación de frecuencias ( $\beta$ ). Esta grafica complementa la información dada por la gráfica de la respuesta versus frecuencia (Figura 1-5 y Figura 1-6), por lo que resulta útil en casos donde se presentan más de una frecuencia de resonancia, es decir en estructuras que pueden moverse en más de una forma. De la Figura 1-7, en estructuras elásticas con amortiguamientos típicamente bajos, se puede establecer que:

- Para valores de  $\beta < 1$  el ángulo  $\theta$  tiende a cero e implica que el desplazamiento varía en relación con  $\sin(\Omega t)$ , indicando que el desplazamiento está en fase con la fuerza aplicada.
- Para  $\beta > 1$  el ángulo  $\theta$  tiende a  $\pi$  e implica que el desplazamiento varia en relación con  $-\text{sen}(\Omega t)$ , indicando que el desplazamiento está en desfase respecto de la fuerza aplicada.
- Para  $\beta = 1$  el ángulo  $\theta = \pi/2$  e indica que el desplazamiento alcanza un valor máximo.

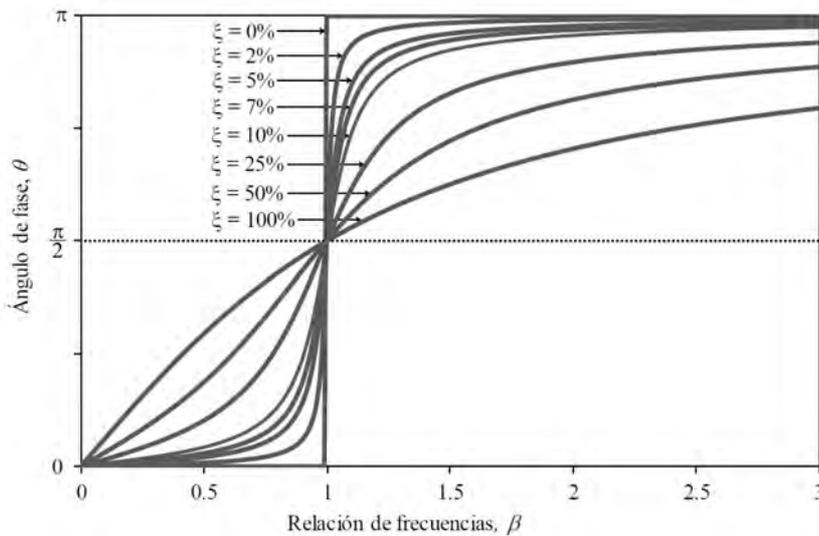


Figura 1-7 Ángulo de fase versus relación de frecuencias para diferentes amortiguamientos

### 1.2.4 Respuesta completa para cargas armónicas

La solución completa a la ecuación de movimiento para una carga armónica, es decir del término transitorio más el término permanente, puede ser expresada de forma simple para condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad cero, de la siguiente manera:

$$x(t) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \left[ \frac{-e^{-\xi\omega t}}{\sqrt{1-\xi^2}} \beta \cos(\omega_A t - \theta_1) + \cos(\Omega t - \theta_2) \right]$$

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left( \frac{-\beta^2 + 1 - 2\xi^2}{-2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \right)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left( \frac{-2\xi\beta}{1-\beta^2} \right)$$
(1.8)

La solución completa dada por la Eq. (1.8) es analizada con más detalle por Gil-Martin et al [9], donde se demuestra que el término transitorio de la respuesta es significativo cuando la relación de frecuencias  $\beta$  es diferente de 1.0. De este modo, es importante mencionar que la amplificación completa de la respuesta dinámica debería considerar el término transitorio más el término de estado estable de la respuesta. El término transitorio de la respuesta es muchas veces omitido dada su corta duración, sin embargo, como se verá en el capítulo 6, para carga dinámica armónica con condiciones transitorias repetidas (Ej.: impacto del pie a cada paso de peatón), este término puede representar un valor a considerar en la determinación de la respuesta amplificada.

### 1.2.5 Vibración ante excitación arbitraria

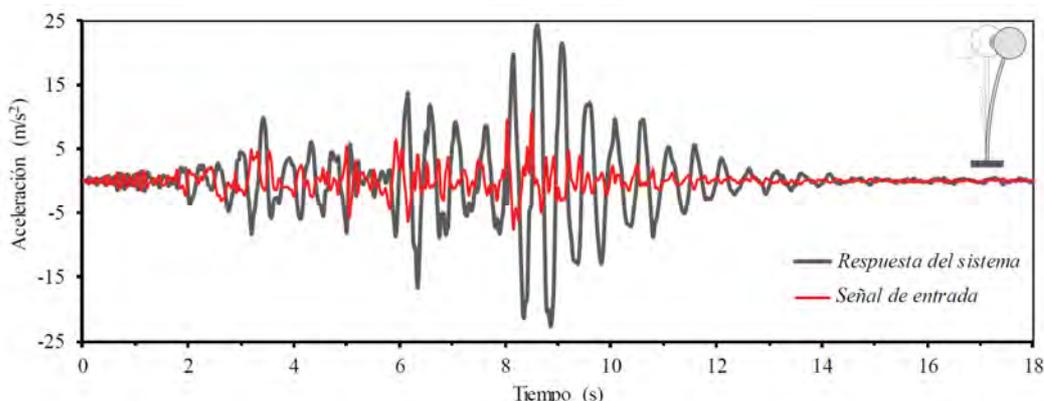


Figura 1-8 Respuesta en aceleración de un sistema simple ( $\omega = 2$  Hz,  $\xi = 5\%$ ) ante el sismo de San Fernando - 1971

La respuesta de un sistema simple de un grado de libertad ante la acción de una excitación arbitraria que no es ni periódica ni armónica, puede ser obtenida mediante la solución a la ecuación de movimiento dinámico (Eq. (1.1)) ante la fuerza arbitraria dividida en una serie de impulsos. Este planteamiento matemático de esta solución es sencillo y se basa en los conceptos mencionados, sin embargo, la solución analítica en muchos casos resulta ser de gran complejidad y requiere de métodos numéricos para obtener una solución. Diferentes autores han propuesto formas de solucionar el problema, por lo que este puede ser resuelto por varios métodos (ver [6], [7]). De esta forma y con la ayuda del computador, esta tarea resulta relativamente sencilla de ejecutar.

Como ejemplo de la respuesta elástica de un sistema simple ante la acción de una excitación arbitraria, en la Figura 1-8 se muestra la respuesta en aceleración de un sistema con frecuencia natural de vibración de 2 Hz y coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%, para la acción del sismo de San

Fernando, California, ocurrido en febrero 9 de 1971, utilizando un acelerograma registrado en la estación de Pacoima Dam.

### 1.3 Respuesta dinámica inelástica

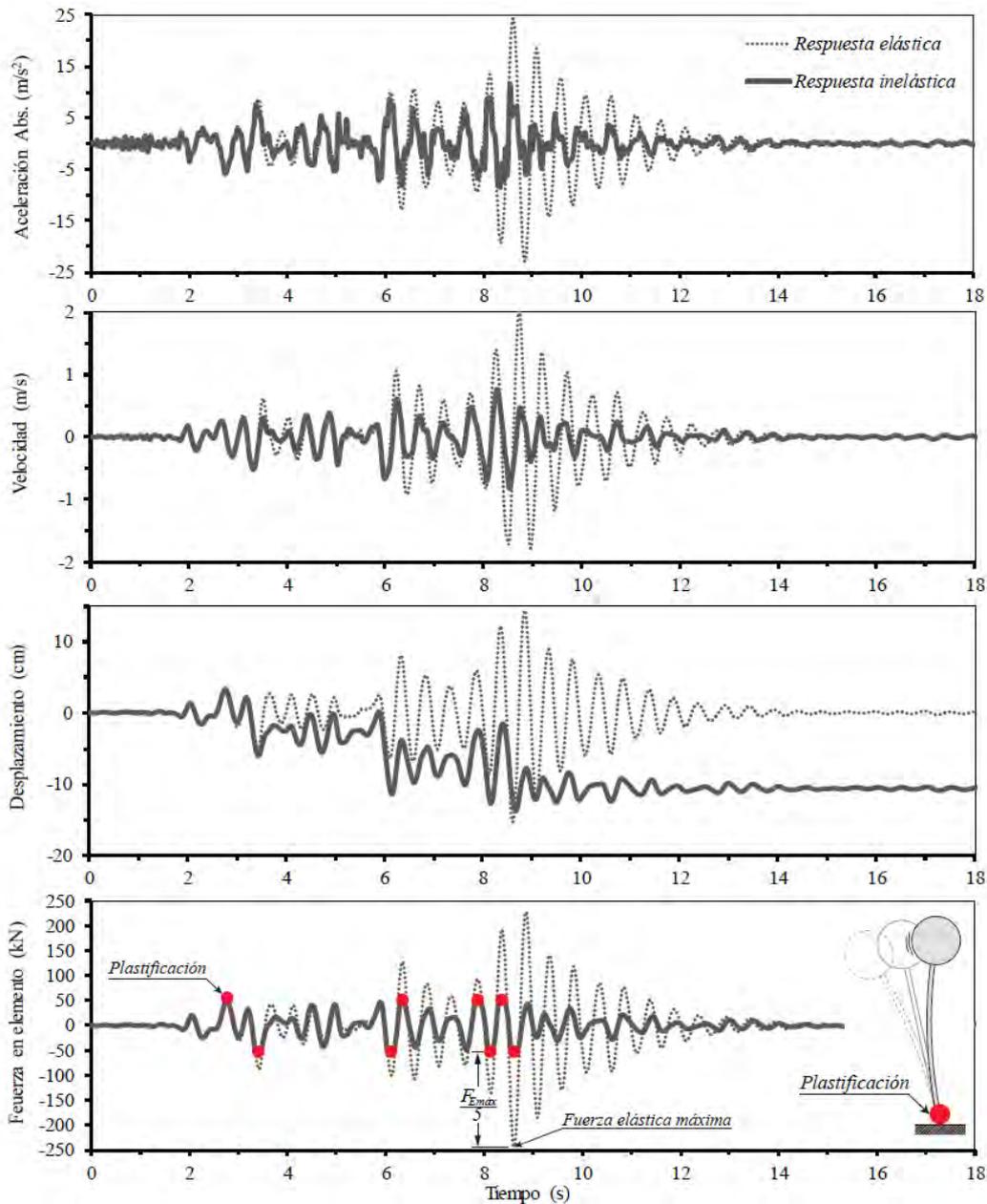


Figura 1-9 Comparación de la respuesta elástica e inelástica de un sistema simple ( $\omega = 2$  Hz,  $\xi = 5\%$ ) ante el sismo de San Fernando – 1971

Se mostró en la Figura 1-8 la respuesta elástica de un sistema estructural ante un sismo con aceleraciones horizontales elevadas, superiores a la acción de la gravedad. Estas son de tal magnitud que es casi imposible que la estructura pueda permanecer en el rango elástico y recuperar su forma original después de cada ciclo del movimiento fuerte, a menos que, esta estructura sea diseñada para permanecer elástica ante tales acciones, pero seguramente a un costo muy elevado. También, existe la posibilidad que alguno de los componentes de la estructura falle y se genere un mecanismo de falla progresiva que ocasione

finalmente su colapso. De otra manera, esta estructura podría ser diseñada considerando su ingreso al rango inelástico y con esto ganar una reducción en las fuerzas de diseño, pero a cambio, se requerirán consideraciones de diseño especiales para proteger la integridad de la estructura en el proceso de la plastificación, es decir, brindar garantía de ductilidad a todos sus componentes.

Las estructuras pueden llegar a estar sometidas a acciones dinámicas con valores suficientes para deformar los componentes estructurales más allá de su rango elástico, como es el caso de las fuerzas sísmicas, los impactos causados por explosiones o grandes fuerzas de viento. Es así que la plastificación y daño en los componentes estructurales causan la modificación de la respuesta dinámica y por tanto es necesario considerar en el modelo dinámico, el comportamiento inelástico de la estructura. Este tema resulta en un amplio campo de estudio en razón a la interacción entre la respuesta y el comportamiento del conjunto estructural que involucra las características propias de materiales, elementos, uniones y arreglos estructurales, entre otros. En los sistemas inelásticos sometidos a acciones dinámicas es importante destacar la disipación de energía que ocurre al presentarse fluencia y daño en los componentes de una estructura, lo que impide que se acumule energía de deformación, reduciendo la energía cinética resultante y por tanto disminuyendo las fuerzas inerciales generadas en el movimiento.

La obtención de la respuesta inelástica de un sistema simple requiere del planteamiento de una función que describa la relación variable fuerza – deformación del elemento estructural que sostiene la masa. Así, basta con remplazar dicha función en el término  $F_K$  de la ecuación de movimiento Eq. (1.1). Por lo que ahora esta fuerza irá variando de forma no lineal en función del desplazamiento para cada instante del tiempo. La cantidad de energía disipada es proporcional al área bajo la curva fuerza-deformación del elemento estructural. Este comportamiento es diferente para cada material por lo que existen muchos modelos para representar el comportamiento elastoplástico de las estructuras ante fuerzas cíclicas.

Incluyendo un comportamiento elastoplástico bilineal del elemento estructural de soporte, se presenta en la Figura 1-9 la respuesta inelástica de un sistema simple ante la acción del sismo de San Fernando – estación Pacoima Dam, California, ocurrido en febrero 9 de 1971. La Figura 1-9 muestra la respuesta en aceleración absoluta, velocidad, desplazamiento y fuerza en el elemento, de un sistema con frecuencia natural de vibración de 2 Hz y coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%, al cual se le limita la fuerza resistente del elemento de soporte ( $F_K$ ) a una quinta parte de la fuerza máxima que el sistema completamente elástico tendría que soportar ( $F_{Emáx}$ ). Así, cada vez que el elemento entra en el rango plástico la respuesta se ve reducida en gran medida. De esta manera se resalta los beneficios de utilizar este criterio en el diseño de muchas estructuras. En la respuesta en desplazamiento se presenta un corrimiento de la línea base de la respuesta en razón a las deformaciones permanentes que el elemento presenta. La respuesta también se ve afectada por el cambio en las propiedades de rigidez del elemento estructural, por lo que la frecuencia natural de vibración tendrá cambios importantes en la medida que la estructura tenga mayor daño. En la medición de vibraciones, comúnmente, se estudia las estructuras ante cargas de servicio o cargas de uso normal, garantizando que se comportan en el rango elástico o cuasi-elástico. Sin embargo, en muchas aplicaciones es necesario considerar sistemas elastoplásticos, a fin de identificar no linealidades en las respuestas.

## 1.4 Formas del movimiento de la estructura



Figura 1-10 Algunas de las formas principales de movimiento vibratorio libre de una estructura de tanque elevado

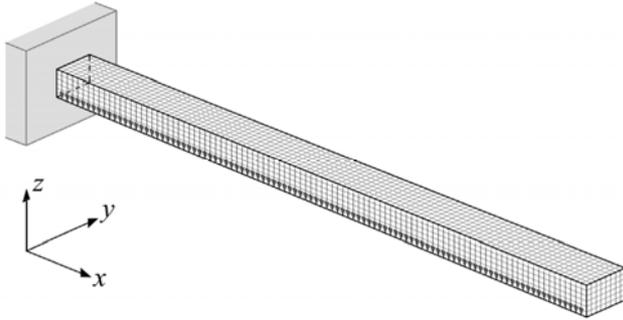
Como se ha mencionado anteriormente, la respuesta de cualquier sistema depende principalmente de cuatro variables: masa, rigidez, amortiguamiento y el carácter de la excitación. Los puntos anteriores, dieron claridad respecto de la influencia de los diferentes tipos de excitación en la respuesta, trabajando con una rigidez y un amortiguamiento para describir la respuesta dinámica de una única masa. Sin embargo, la mayor parte de las estructuras son compuestas de varios elementos con propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento individuales. Más aún, la mayor parte de las estructuras son de naturaleza continua y, por tanto, su comportamiento no puede expresarse de manera precisa en función de un número pequeño de variables discretas. Algunos ejemplos de estructuras continuas pueden ser: presas, silos, puentes de una única viga y placas., los cuales difícilmente pueden ser asociados a masas localizadas. El movimiento de la estructura está asociado con la posición en el tiempo de la masa, por lo que para un sistema de masas discretas existirá un gran número de posibilidades de movimiento, mientras que, en un sistema continuo de masa, las posibilidades de movimiento tienden a ser infinitas.

### 1.4.1 Modos de vibración

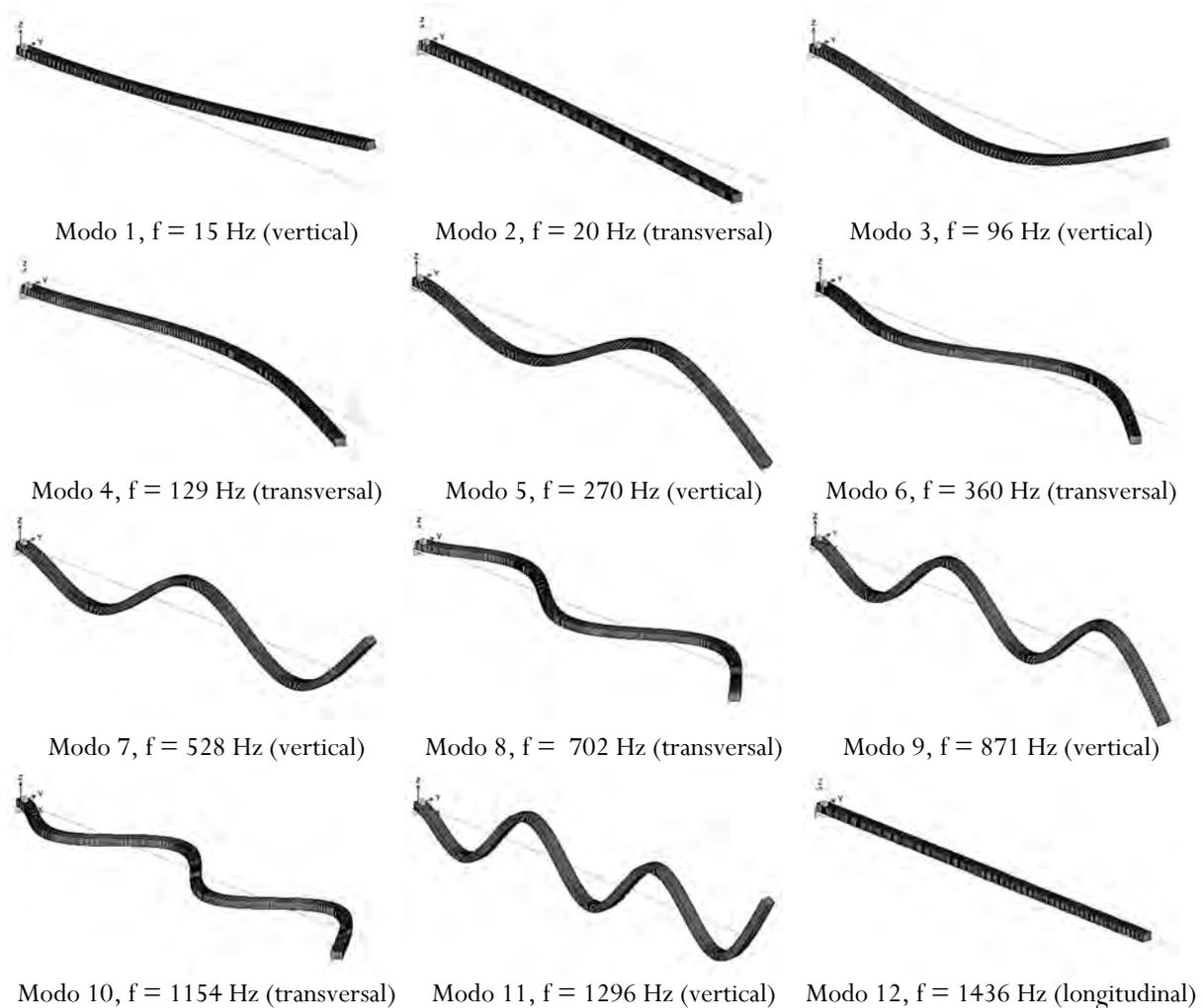
Las posibilidades de movimiento de cada punto en la estructura dependen del conjunto de relaciones de rigidez y masa de todas las partes de la estructura. En concordancia, la estructura tiene unas formas particulares de movimiento que dependen de la distribución de masa y de rigidez. Para describir estas formas propias de movimiento, en la dinámica estructural se ha definido el concepto de **modos naturales de vibración** del sistema dinámico, estos son definidos como una propiedad dinámica del sistema vibratorio y representan las formas posibles de movimiento libre de la estructura. En vibración libre, cada uno de los modos o formas de movimiento vibratorio está asociado con una frecuencia natural de vibración, por lo que una estructura con  $n$  modos de vibración tendrá  $n$  frecuencias naturales de vibración. Como las frecuencias naturales, los modos de vibración dependen de las propiedades de rigidez y de la masa del sistema. Cada modo puede ser excitado casi independientemente de los otros, siempre que las condiciones iniciales o la excitación se disponga de tal manera que excite el modo específico. El movimiento generado se asemejará, a alguna escala, a la forma del modo, vibrando de manera armónica a la frecuencia asociada para ese modo particular de movimiento.

Para dar claridad a este concepto, se presenta a continuación los modos naturales de vibración principales para un sistema básico, consistente de un solo elemento con un extremo empotrado (ver Figura 1-11). En contraste con el modelo de un solo grado de libertad considerado anteriormente (Figura 1-1), en este modelo dinámico básico se considera la masa distribuida a lo largo del elemento continuo.

Específicamente, se trata de una barra rectangular metálica en acero A36, de 20 x 15 mm de sección y 900 mm de longitud. En la Figura 1-12 se muestra las formas modales y las frecuencias asociadas a los 12 primeros modos de la barra considerándola como un continuo en el espacio.



**Figura 1-11** Sistema vibratorio continuo simple en voladizo: barra metálica con masa distribuida



**Figura 1-12** Modos y frecuencias naturales de vibración de un elemento simple en voladizo

Una estructura tiende a vibrar en los primeros modos, que son los de frecuencia natural más baja, o período más largo. Es así, que al primer modo se le denomina modo fundamental o modo predominante, sin embargo, esta última denominación puede ser extendida a los modos que contribuyen mayoritariamente en la respuesta dinámica de la estructura. En una estructura, se suele establecer un modo fundamental en cada dirección de movimiento ( $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ,  $\theta_X$ ,  $\theta_Y$ ,  $\theta_Z$ ) en razón a que la dirección de la

excitación define de gran manera la forma del movimiento predominante. Es importante mencionar que en una estructura compuesta de muchos componentes puede vibrar solo una parte de la estructura. Los modos de vibración asociados a ese movimiento no son representativos de toda la estructura, a pesar de que estos modos puedan tener la frecuencia natural más baja de toda la estructura. De este modo, en estructuras complejas, es indispensable reconocer **modos locales** o de partes pequeñas de la estructura entre los **modos globales**, que representan el movimiento de toda la estructura o de gran parte de esta. Esto es muy importante dado que los movimientos globales son los que definirán de gran manera la respuesta dinámica de la estructura ante acciones externas. Los modos locales pueden ser importantes para analizar problemas de la vibración de un elemento y su interacción con la estructura.

### 1.4.2 Grados de libertad

A fin de encontrar una solución al problema dinámico de estructuras compuestas, conformadas de varios elementos continuos y que por lo tanto presentan un número infinito de modos de vibración, resulta indispensable definir un número limitado de puntos para la descripción del movimiento. De esta manera se podrá plantear un número finito de ecuaciones de movimiento, que serán más complejas de solucionar en la medida que dicho número de puntos aumente. En muchos casos esto suele resultar sencillo, centrando la atención en las zonas de concentración de masas las cuales representan los puntos de cambio sustancial en las fuerzas relacionadas con la inercia. Por ejemplo, en un edificio, cada entrepiso reúne la mayor parte de la masa y por tanto es suficiente con definir el centro de masas de cada entrepiso como el punto para el planteamiento del equilibrio dinámico de fuerzas.

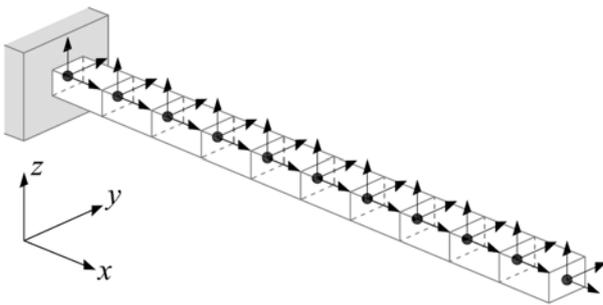


Figura 1-13 Grados de libertad asignados a un elemento

Por lo anterior, se hace necesario introducir el concepto de **grado de libertad** como componente principal de problema dinámico. El número de grados de libertad, corresponde al número mínimo de coordenadas independientes que se necesitan para localizar y orientar todas las masas de un sistema vibratorio en cada instante de tiempo. Si esta definición se aplica a una estructura en el espacio, se necesitan tres grados de libertad por cada masa considerada, a fin de conocer las traslaciones que se producen en cada eje ortogonal: X, Y y Z. Si se considera importante la rotación en el modelo dinámico, se requerirá adicionar los tres grados de libertad rotacionales para cada masa. En la Figura 1-13 se muestra un ejemplo de asignación de grados de libertad del elemento continuo de la Figura 1-11, el cual ha sido discretizado en 10 segmentos. Allí se han considerado únicamente las traslaciones en las tres direcciones ortogonales, por lo que, en total el elemento cuenta con 11 masas y 33 grados de libertad, que representan las direcciones posibles de movimiento empleadas para dar una aproximación al movimiento vibratorio real del elemento.

## 1.5 Sistemas compuestos de varios grados de libertad

La mayoría de estructuras comunes pueden ser modeladas como un conjunto de partes, con masa y rigidez localizadas en los nodos de conexión. De esta manera, se puede definir un número de grados de libertad reducido pero suficiente para describir el comportamiento dinámico de la estructura. La mejor forma para solucionar el problema dinámico en los casos de sistemas de varios grados de libertad (MDOF - *multiple degree-of-freedom*), es plantear la ecuación de movimiento (Eq. (1)) para los  $n$  grados de libertad de forma matricial, así:

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [C]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{F(t)\} \quad (1.9)$$

Donde  $\{X(t)\}$ ,  $\{\dot{X}(t)\}$ ,  $\{\ddot{X}(t)\}$  son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente;  $[M]$  es la matriz de masas;  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento;  $[K]$  es la matriz de rigidez; y  $\{F(t)\}$  es el vector de fuerzas externas aplicadas al sistema. De esta manera, se debe resolver el problema dinámico de la Eq. (1.9), para lo cual existen diferentes métodos numéricos propuestos y los cuales son descritos en textos especializados de la dinámica estructural [6]–[8]. La solución al planteamiento matricial da como resultado las frecuencias y los vectores de las formas modales de vibración, así como la respuesta vibratoria en cada grado de libertad seleccionado.

Se resalta que los conceptos para la solución de estos sistemas son similares a los mencionados para un sistema simple. Es importante mencionar que, por cada grado de libertad considerado, habrá una respuesta en el tiempo para una excitación dinámica impuesta a la estructura. Por tanto, el análisis de sistemas dinámicos de varios grados de libertad, requiere de un manejo numérico complejo y herramientas computacionales potentes. En muchos casos la solución es tan compleja, que requiere de métodos experimentales para encontrar o validar las soluciones al problema dinámico compuesto.

### 1.5.1 Frecuencias y modos de vibración de un sistema compuesto

De la misma forma que para un sistema de un grado de libertad, la manera de obtener las propiedades dinámicas básicas de una estructura puede hacerse a través de la solución de la ecuación de movimiento para vibración libre no amortiguada. Para el caso de varios grados de libertad surge un sistema de ecuaciones de movimiento para todas las masas discretas definidas en la estructura. De forma matricial, estas relaciones pueden ser expresadas sencillamente en función de la matriz de masa  $[M]$  por el vector de aceleraciones  $\{\ddot{X}\}$  y la matriz de rigidez  $[K]$  por el vector de desplazamientos  $\{X\}$ , así:

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \quad (1.10)$$

La solución del sistema de  $i$  ecuaciones diferenciales simultáneas de la Ec.(1.10), puede ser dada en términos de un vector de amplitudes  $\{\phi_i\}$  y una función de tiempo  $f_{i(t)}$  de la siguiente forma:

$$\{X_{i(t)}\} = \{\phi_i\}f_{i(t)} \quad (1.11)$$

Con esto, se puede plantear un sistema de ecuaciones simultáneas homogéneo, de la forma:

$$[K] - \omega_i^2[M]\{\phi_i\} = \{0\} \quad (1.12)$$

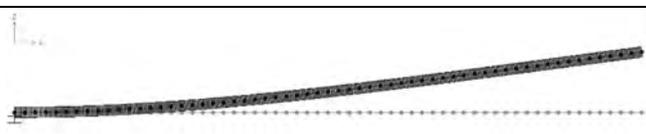
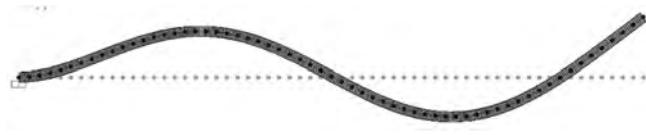
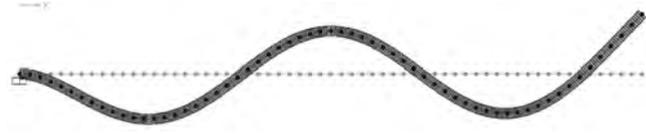
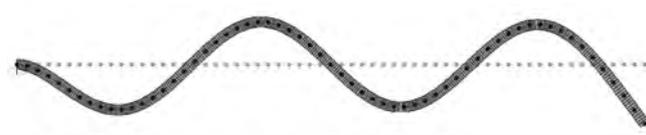
La cual obtiene su solución si el determinante del término de la izquierda es cero, así:

$$|[K] - \omega_i^2[M]| = 0 \quad (1.13)$$

Resolviendo el sistema de **ecuaciones características** formado por el **determinante característico** (Eq. (1.13)) se obtiene  **$n$  valores característicos** de  $\omega_i$ . Al remplazar cada valor característico en Eq. (1.12) se obtiene un **vector característico** del sistema,  $\{\varphi_i\}$ . De esta forma, las propiedades del sistema dinámico son determinadas en términos de **valores propios** o *eigenvalues*,  $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_n$  (frecuencias naturales de vibración) y **vectores propios** o *eigenvectors*,  $\{\varphi_1\}, \{\varphi_2\}, \{\varphi_3\}, \dots, \{\varphi_n\}$  (modos de vibración). Los vectores propios son coordenadas que describen, a alguna escala, las formas del movimiento vibratorio de la estructura. Estos vectores son generalmente normalizados con respecto a la matriz de masa. Para cada una de las frecuencias naturales de vibración existe un vector propio. El número posible de modos o formas de movimiento es igual al número de grados de libertad en que se haya definido la estructura. Los análisis normalmente se limitan a una cantidad de modos suficiente para describir el comportamiento predominante de la estructura. Estos modos predominantes son definidos como las formas modales donde se mueva o participe la mayor parte de la estructura. La forma de definir esta participación modal generalmente está dada en términos de masa participante. En algunos casos, es suficiente con determinar los modos fundamentales que son los modos de frecuencia más baja en cada dirección.

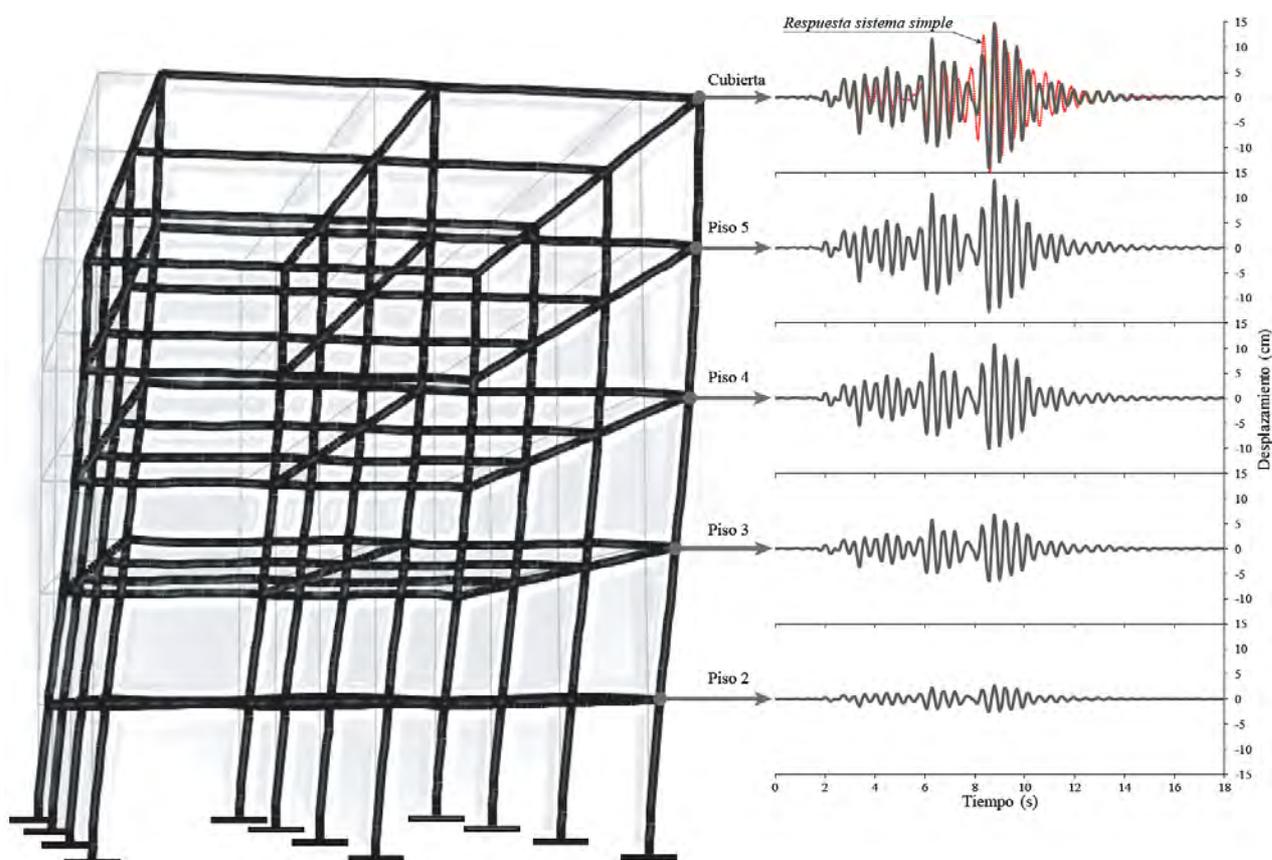
Como ejemplo, se presenta en Tabla 1.2 la solución al sistema dinámico de la viga en voladizo, planteado anteriormente (ver Figura 1-11). En este caso el elemento es dividido en una serie de elementos de viga, colocando la masa en cada nodo definido. Se observa que los resultados dados por esta discretización son bastante acertados respecto de una solución analítica “exacta” (ver solución analítica de sistemas continuos). Adicionalmente, en este modelo simplificado, se tiene una gran ventaja en ahorro en tiempo.

**Tabla 1.2** Modos y frecuencias naturales de vibración mediante análisis matricial – elementos tipo viga

Modo No.	Forma modal	Frecuencia Y Sentido débil	Frecuencia X Sentido fuerte
1		15.47 Hz	20.62 Hz
2		96.81 Hz	128.96 Hz
3		270.56 Hz	359.97 Hz
4		528.78 Hz	702.26 Hz
5		871.20 Hz	1154.3 Hz

### 1.5.2 Respuesta dinámica de sistemas compuestos

La respuesta dinámica de un sistema compuesto de varios grados de libertad ante una excitación arbitraria, en principio, puede ser obtenida resolviendo el problema dinámico de la Eq. (1.9), la cual debe resolverse de forma específica según el tipo de carga dinámica. En general, la respuesta estará influenciada por todos los modos que son excitados, por lo que puede ser obtenida por la suma de las respuestas de cada modo, teniendo en cuenta una contribución ponderada por cada modo. Los primeros modos, en general, son los que contribuyen en mayor medida a la respuesta. La determinación de la repuesta dinámica es relativamente complicada, sin embargo, hoy en día se tiene diversidad de algoritmos y software para su solución [6]–[8]. Es así como, en los últimos años se han presentado avances significativos en el campo de los elementos finitos, que inician a ser una herramienta imprescindible en el estudio teórico y experimental de las vibraciones en estructuras para efectos tanto elásticos como inelásticos.



**Figura 1-14** Respuesta de una estructura de varios grados de libertad ( $\omega_1 = 2$  Hz,  $\xi = 5\%$ ) ante el sismo de San Fernando/1971

Como ejemplo, en la Figura 1-14 se muestra la respuesta elástica en desplazamiento de una edificación con frecuencia fundamental de vibración de 2 Hz y coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%, para la acción del sismo de San Fernando, California, ocurrido en febrero 9 de 1971, utilizando un acelerograma registrado en la estación de Pacoima Dam. La respuesta se da para cada piso, considerando que en cada piso existe una concentración de masas. El desplazamiento mostrado es obtenido por la combinación de todos los modos que contribuyen a la respuesta. En la Figura 1-14 se compara la respuesta en desplazamiento de la cubierta del edificio con la encontrada para un sistema simple o un de un grado de libertad con la misma frecuencia natural (ver Figura 1-8). De esta comparación, se observa

que existe una gran similitud en los niveles de respuesta de los dos sistemas. Por esta razón, para estructuras regulares, una aproximación a la solución del problema dinámico puede ser obtenida a partir de un modelo de un solo grado de libertad.

## 1.6 El amortiguamiento estructural

### 1.6.1 Modelamiento del amortiguamiento

Como se ha visto anteriormente, el amortiguamiento es el causante de la disminución del movimiento vibratorio y es idealizado teóricamente como un amortiguamiento viscoso lo que implica que las fuerzas de amortiguamiento son generadas en proporción a la velocidad. Esta suposición es bastante acertada para niveles bajos de vibración en sistemas lineales. En la realidad, la disminución del movimiento vibratorio se produce debido a la disipación de energía que se genera por diferentes fenómenos como: fricción entre partes de la estructura, fuerzas intermoleculares del material, interacción con el medio circundante (aire, agua), resistencia de las cargas aplicadas, entre otros. En general, la cantidad de amortiguación depende del nivel de vibración, ya que las amplitudes de vibración más altas causan mayor fricción entre soportes, elementos estructurales y no estructurales, así como mayores deformaciones y por tanto mayor disipación entre las partículas del material.

En sistemas compuestos, una caracterización del amortiguamiento asociado con cada grado de libertad debería ser establecida como parte importante en la estimación del comportamiento vibratorio. La coexistencia de diversos mecanismos de disipación dentro de la estructura hace que la amortiguación sea un fenómeno complejo cuya caracterización precisa solo puede darse de mediciones en campo específicas de este fenómeno. Bajo esta consideración, la matriz de amortiguamiento,  $[C]$ , no puede ser definida específicamente como las matrices de masa y de rigidez, las cuales parten de las propiedades geométricas y propiedades del material. Así, obtener una solución para definir el amortiguamiento en un sistema compuesto de varios grados de libertad es una tarea realmente difícil en el análisis dinámico de una estructura.

En la literatura se discuten diferentes enfoques de la matriz de amortiguamiento con base en mediciones experimentales. Por mencionar uno de los enfoques simples para abordar el problema en sistemas elásticos lineales, se presenta el denominado modelo de amortiguamiento de Rayleigh, el cual ha sido aceptado para muchas aplicaciones y que define la matriz de amortiguamiento en función de las matrices de masa y de rigidez, así:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1.14)$$

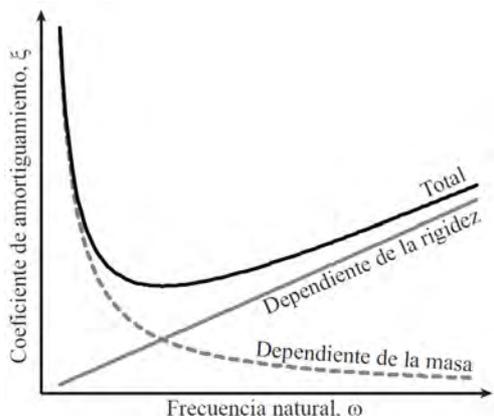
donde  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes de proporcionalidad para las matrices de masa y rigidez, respectivamente. Eq. (1.14) permite desacoplar las ecuaciones de equilibrio dinámico y realizar un análisis por superposición modal de la respuesta dinámica, siendo el amortiguamiento en cada ecuación desacoplada:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (1.15)$$

La expresión de la Eq. (1.15) asume que el amortiguamiento es proporcional a la frecuencia del modo. Eq. (1.15) puede dividirse en un amortiguamiento dependiente de la masa,  $\xi_m = \alpha/2\omega_i$  y otro dependiente de la rigidez  $\xi_k = \beta\omega_i/2$ . En la Figura 1-15 se muestra la variación supuesta del amortiguamiento para el modelo de Rayleigh.

Aunque el modelo de amortiguamiento mostrado resulta útil en el desarrollo teórico de la dinámica de sistemas de varios grados de libertad, este enfoque ha sido planteado por la facilidad matemática y

no puede ser asumido como representación fiel del fenómeno físico. Muchos autores indican que modelos más acordes con el fenómeno físico deben ser planteados. Así, aunque existen varios modelos para incluir el amortiguamiento su tratamiento siempre presenta simplificaciones a criterio, por lo que este aspecto de la modelación dinámica es tema de investigación y requiere ser mejorado.



**Figura 1-15** Variación del amortiguamiento con la frecuencia en modelo dependiente de la masa y la rigidez

El amortiguamiento representa una consideración importante en el diseño de sistemas de control de vibraciones para bajos y altos niveles de respuesta. En estos casos, los análisis modales convencionales que utilizan simplificaciones de amortiguación ya no son aplicables, por tanto, se requieren algoritmos especiales que normalmente incluyen iteraciones con aproximaciones sucesivas.

### 1.6.2 Valores de amortiguamiento a utilizar

Con lo mencionado anteriormente se quiere mostrar que existen diversas variables que afectan el fenómeno del amortiguamiento y abundan las incertidumbres en la forma de su tratamiento o inclusión dentro de los modelos dinámicos de varios grados de libertad. Por ahora, resulta difícil incluir con certidumbre en modelos de predicción de la respuesta dinámica un valor de amortiguamiento para cada modo y cada nivel de respuesta. Así, en muchos casos es suficiente con definir un único valor de coeficiente de amortiguamiento ( $\xi$ ), que se base en pruebas experimentales a niveles de vibración semejantes a las condiciones de carga a las que se desea estimar la respuesta. En este sentido cabe recalcar que la experimentación es la única manera de obtener los valores del amortiguamiento propio de una estructura, para así, dar predicciones correctas de este fenómeno.

A pesar del actual avance en las tecnologías y técnicas de medición, que muestran significativos logros en el conocimiento del fenómeno del amortiguamiento, su medición en estructuras civiles de muchos grados de libertad presenta una serie de inconvenientes. En la estimación del amortiguamiento se debe considerar su variación de acuerdo al tipo de construcción, la diversidad de materiales, elementos y partes de la estructura, la presencia de elementos no estructurales o elementos anexos como muebles, la edad, la calidad de la construcción, la presencia de fisuras o daño, el tipo de soportes o uniones entre elemento y partes de la estructura, la amplitud y la frecuencia de la vibración. Sumado a esto, es importante tener en cuenta que las diversas fuentes de excitación dificultan la estimación precisa del amortiguamiento asociado a cada modo.

Los estudios de condiciones de servicio generalmente utilizan coeficientes de amortiguación críticos que oscilan entre el 0,1% y el 2,0%, mientras que, para condiciones de cargas dinámicas elevadas (como impactos o sismos) se consideran valores de 2.0% a 7.0%. En general, para diseño se recomienda no sobreestimar la amortiguación para evitar dimensionamientos insuficientes. En la Tabla 1.3 y Tabla 1.4

se dan algunos de los valores de amortiguamiento definidos para la estimación de la respuesta tanto en sistemas de bajas vibraciones como a nivel de respuestas que generen considerables esfuerzos en las estructuras. De estas tablas se puede observar que existe gran variación del amortiguamiento dependiendo de la estructura, el tipo de construcción, así como, la condición o nivel de vibración que se esté evaluando.

**Tabla 1.3** Coeficiente de amortiguamiento crítico,  $\xi$  (%), para el modo fundamental de losas en edificaciones [10]

Sistema de losa	Rango de luces (m)	Rango típico	Rango extremo	Para diseño inicial
Compuesta acero/concreto simplemente apoyada	9 a 15	0.8 a 3.0	0.6 a 7.4	1.3
Compuesta acero/concreto continua a través de muros	4 a 8	1.0 a 5.0	0.8 a 8.6	1.5
Concreto con vigas de acero	6 a 20	1.5 a 5.0	0.5 a 8.0	1.8
Concreto preesforzado, prefabricado	2 a 15	0.8 a 3.0	0.5 a 6.5	1.3
Concreto reforzado, monolítico	5 a 15	1.0 a 3.0	0.6 a 5.0	1.5
Madera	2 a 9	1.5 a 4.0	1.0 a 5.5	2.0

**Tabla 1.4** Coeficiente de amortiguamiento crítico,  $\xi$  (%), para diferentes tipos de construcción en puentes

Tipo de construcción	Condiciones de servicio [11]		Grandes vibraciones [12], [13]
	Mínimo	Promedio	
Concreto reforzado	0.8	1.3	5.0
Concreto preesforzado	0.5	1.0	2.0
Compuesto acero-concreto	0.3	0.6	-
Acero, uniones soldadas	0.2	0.4	2.0
Acero, uniones pernadas	-	-	4.0
Madera	1.0 (1.5*)	1.5 (3.0*)	-
Sistema de banda tensada	0.7	1.0	-
Elastómeros reforzados	-	-	7.0

\* Datos en [12]

Cuando la estructura está formada con componentes de diferente material o sistema constructivo algunas normativas sugieren expresiones para hallar un amortiguamiento efectivo para la estructura en cada modo relevante  $i$  con base en la suma ponderada de amortiguamientos de cada componente,  $\xi_j$ . Eurocódigo 8 [13] recomienda ponderar el amortiguamiento a través de la energía de deformación ( $E_{dj}$ ) inducida en cada componente  $j$  debida a la acción dinámica estudiada, así:

$$\xi_{eff,i} = \frac{\sum \xi_j E_{dj}}{\sum E_{dj}} \quad (1.16)$$

Una ponderación basada en la contribución de rigidez de cada componente  $k_j$  puede ser más clara de evaluar, como sugiere la guía SÉTRA [12] para evaluación de vibración en puentes. La Eq. (1.17) muestra este procedimiento, la cual puede ser más fácilmente entendida en función de la rigidez específica a flexión  $EI_j$  (módulo de elasticidad por momento de inercia) de cada elemento en consideración.

$$\xi_{eff,i} = \frac{\sum \xi_j k_j}{\sum k_j} = \frac{\sum \xi_j EI_j}{\sum EI_j} \quad (1.17)$$

## 1.7 Análisis vibratorio de sistemas continuos

Como se mencionó anteriormente, las estructuras tienen repartidas sus masas de forma distribuida y no puntual. Por tanto, la descripción de su comportamiento dinámico debería hacerse planteando sistemas de ecuaciones diferenciales continuas. Este planteamiento resulta bastante complejo, por lo que, hace parte de un desarrollo matemático especializado de la dinámica denominado vibración de sistemas continuos. En el estudio de componentes de algunas estructuras, como tableros o losas, suele utilizarse estos conceptos para dar soluciones estándar a casos específicos. Un detalle de este tema puede ser encontrado en [14]–[16].

Para dar un fundamento adecuado de la naturaleza del problema, se resolverá un sistema dinámico continuo mediante un planteamiento analítico, a fin de compararlo con los sistemas discretos aproximados que usualmente se utilizan. Utilizando el ejemplo del elemento en voladizo mostrado anteriormente, se plantean las ecuaciones diferenciales pertinentes en tiempo y espacio, como lo describe la dinámica clásica. Estas ecuaciones que definen el comportamiento dinámico de la viga, puede establecerse de forma simple, teniendo en cuenta los siguientes considerandos:

- No se tiene en cuenta el amortiguamiento
- Se trata de un sistema elástico donde se cumple la ley de Hooke.
- Las vibraciones ocurren en un plano principal
- Se desprecian las deformaciones debidas a cortante
- Se desprecian las inercias de giro de las secciones

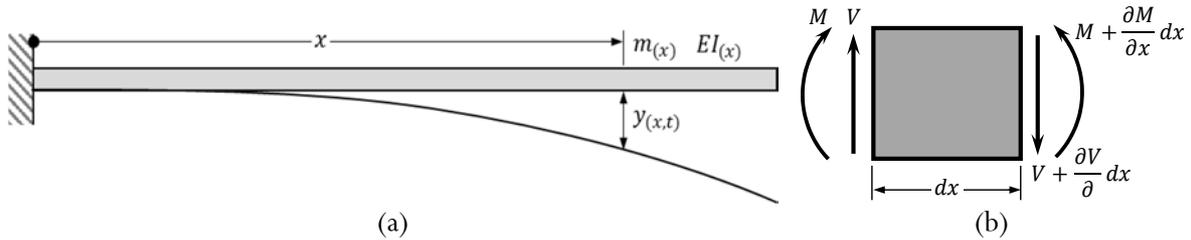


Figura 1-16 Modelo analítico de viga con nomenclatura (a) y equilibrio de una sección transversal (b)

Planteando equilibrio de una sección de viga, como se muestra en la Figura 1-16, se tiene:

$$\sum F_V = V + \frac{\partial V}{\partial x} dx - V - m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} dx = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\partial V}{\partial x} = m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (1.18)$$

$$\sum M = M + V dx - M - \frac{\partial M}{\partial x} dx = 0 \quad \rightarrow \quad V = \frac{\partial M}{\partial x} \quad (1.19)$$

$$\text{De lo anterior: } -\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (1.20)$$

$$\text{De la ley de comportamiento de una viga a flexión: } -\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{M}{EI(x)} \quad (1.21)$$

$$\text{Se puede expresar: } -\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( EI(x) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \quad (1.22)$$

$$\text{Remplazando en Eq. (1.20): } \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( EI(x) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) + m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (1.23)$$

$$\text{Si la masa y la rigidez son constantes, se tiene: } EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (1.24)$$

$$\text{Haciendo } y(x,t) = \phi(x) \mathcal{Y}(t), \text{ se tiene: } \phi^{IV}(x) \mathcal{Y}(t) + \frac{m}{EI} \phi(x) \ddot{\mathcal{Y}}(t) = 0 \quad (1.25)$$

$$\text{Reordenando } \frac{\phi^{IV}(x)}{\phi(x)} = -\frac{m}{EI} \frac{\ddot{y}(t)}{y(t)} = \lambda^4 \quad (1.26)$$

$$\text{Se obtiene: } \ddot{y}(t) - \frac{EI}{m} \lambda^4 y(t) = 0 \quad (1.27)$$

$$\phi^{IV}(x) - \lambda^4 \phi(x) = 0 \quad (1.28)$$

$$\text{De Eq. (1.27) se obtiene: } y(t) = C \cos(\omega t - \phi) \text{ siendo } \omega^2 = \lambda^4 \frac{EI}{m} \rightarrow \lambda^4 = \omega^2 \frac{m}{EI} \quad (1.29)$$

$C$  y  $\phi$  dependen de las condiciones iniciales.

$$\text{De Eq. (1.28) se obtiene: } \phi(x) = D e^{rx} \text{ y sustituyendo en la ecuación: } r^4 - \lambda^4 = 0 \quad (1.30)$$

Donde  $r = \pm \lambda$  y  $r = \pm i\lambda$

$$\text{Luego la solución: } \phi(x) = D_1 e^{\lambda x} + D_2 e^{-\lambda x} + D_3 e^{i\lambda x} + D_4 e^{-i\lambda x} \quad (1.31)$$

$$\text{Que puede expresarse: } \phi(x) = B_1 \sin \lambda x + B_2 \cos \lambda x + B_3 \sinh \lambda x + B_4 \cosh \lambda x \quad (1.32)$$

De las condiciones conocidas según los apoyos en los extremos se obtiene:

a) Cuando  $x = 0 \rightarrow \phi(0) = 0$ :

$$\phi(0) = B_2 + B_4 = 0 \rightarrow B_2 = -B_4$$

b) Cuando  $x = 0 \rightarrow \dot{\phi}(0) = 0$ :

$$\dot{\phi}(x) = B_1 \lambda \cos \lambda x - B_2 \lambda \sin \lambda x + B_3 \lambda \cosh \lambda x + B_4 \lambda \sinh \lambda x$$

$$\dot{\phi}(0) = B_1 + B_3 = 0 \rightarrow B_1 = -B_3$$

c) Cuando  $x = L \rightarrow M(x) = 0 \rightarrow \ddot{\phi}(L) = 0$ :

$$\ddot{\phi}(x) = -B_1 \lambda^2 \sin \lambda x - B_2 \lambda^2 \cos \lambda x + B_3 \lambda^2 \sinh \lambda x + B_4 \lambda^2 \cosh \lambda x$$

$$\ddot{\phi}(L) = B_1 \lambda^2 (\sin \lambda L + \sinh \lambda L) + B_2 \lambda^2 (\cos \lambda L + \cosh \lambda L) = 0$$

d) Cuando  $x = L \rightarrow V(x) = 0 \rightarrow \ddot{\phi}(L) = 0$ :

$$\ddot{\phi}(x) = -B_1 \lambda^3 \cos \lambda x + B_2 \lambda^3 \sin \lambda x + B_3 \lambda^3 \cosh \lambda x + B_4 \lambda^3 \sinh \lambda x$$

$$\ddot{\phi}(L) = -B_1 \lambda^3 (\cos \lambda L + \cosh \lambda L) + B_2 \lambda^3 (\sin \lambda L - \sinh \lambda L) = 0$$

d) en c):  $B_1 \left[ (\sin \lambda L + \sinh \lambda L) + \frac{(\cos \lambda L + \cosh \lambda L)}{(\sin \lambda L - \sinh \lambda L)} (\cos \lambda L + \cosh \lambda L) \right] = 0 \quad (1.33)$

$$\text{Simplificando: } B_1 \left[ \frac{2 + 2 \cos \lambda L \cosh \lambda L}{(\sin \lambda L - \sinh \lambda L)} \right] = 0 \quad (1.34)$$

$$\text{La única solución la da el numerador: } \cos \lambda L \cosh \lambda L = -1 \quad (1.35)$$

Solucionando la Eq. (1.35) numéricamente, se tienen las primeras cinco raíces:

$$\lambda_1 L = 1.8751040687 \quad \lambda_3 L = 7.8547574382 \quad \lambda_5 L = 14.1371683910$$

$$\lambda_2 L = 4.6940911329 \quad \lambda_4 L = 10.9955407348$$

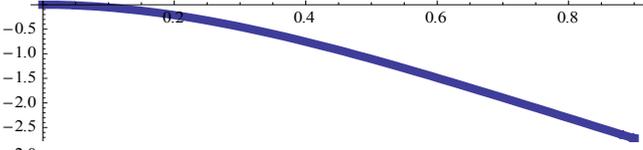
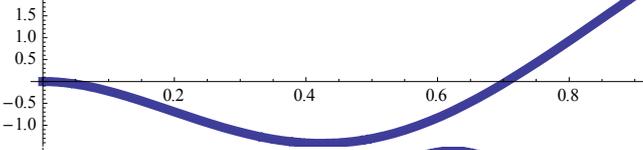
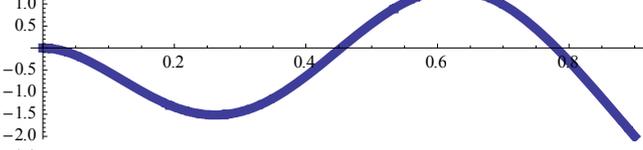
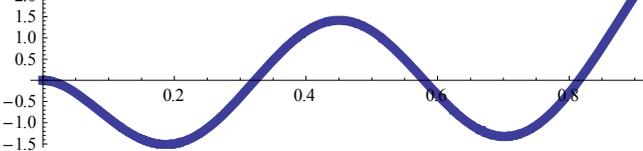
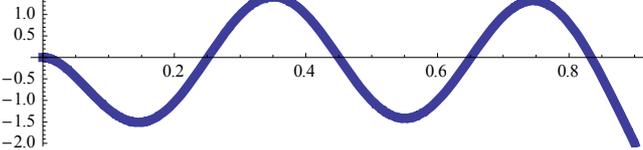
$$\text{La frecuencia para cada modo se determina como: } \omega = \lambda^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (1.36)$$

Y la ecuación que describe los modos de vibración es:

$$\phi(x) = B_1 \left[ (\sin \lambda x - \sinh \lambda x) - \frac{\sin \lambda L + \sinh \lambda L}{\cos \lambda L + \cosh \lambda L} (\cos \lambda x - \cosh \lambda x) \right] \quad (1.37)$$

Sustituyendo para unas dimensiones de viga de  $L=0.9$  m,  $a=0.015$  m y  $b=0.020$  m, y unas propiedades del material  $E=2.10 \times 10^{11}$  N/m<sup>2</sup> y  $\rho=7850$  kg/m<sup>3</sup>, se obtienen las formas y frecuencias para los primeros 5 modos de la viga, como se muestra en la Tabla 1.5.

**Tabla 1.5** Modos y frecuencias naturales de vibración de viga en voladizo – solución analítica

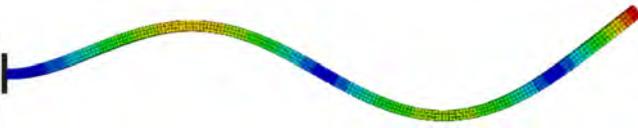
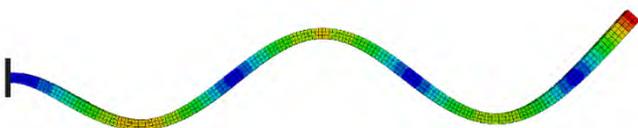
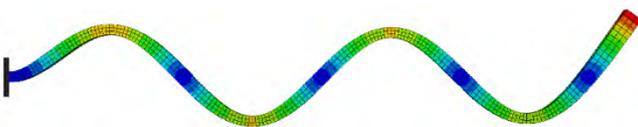
Modo No.	Forma modal	Frecuencia sentido débil		Frecuencia sentido fuerte	
		rad/s	Hz	rad/s	Hz
1		97.22	15.47	129.62	20.63
2		609.25	96.96	812.33	129.29
3		1705.91	271.50	2274.55	362.01
4		3342.90	532.04	4457.20	709.39
5		5526.06	879.50	7368.07	1172.67

## 1.8 Análisis vibratorio por elementos finitos

Como se pudo apreciar, el planteamiento matemático que conlleva la determinación de las formas modales y demás propiedades de un sistema continuo muy simple es bastante complejo, por lo que, llegar a solucionar analíticamente una estructura continua más elaborada, puede resultar imposible. Sin embargo, la solución dinámica de una estructura continua puede ser obtenida mediante el método de los elementos finitos (MEF). Este permite obtener una solución numérica aproximada, evitando el plantear y revisar un complejo planteamiento analítico para cada estructura. El MEF consiste en dividir la estructura en un elevado número de particiones (discretización), describiendo el comportamiento de cada elemento discreto por ecuaciones constitutivas elementales para plantear el equilibrio en cada nodo de conexión y obtener un conjunto de ecuaciones simultáneas que serán resueltas de forma numérica. En la actualidad este método es una de las herramientas más potentes para conocer el comportamiento estático y dinámico de una estructura compleja, antes de llegar a realizar una experimentación. Pese a esto, esta técnica requiere de mucho tiempo de modelación y procesamiento, por lo que por ahora se dirige a elementos individuales o partes específicas de una estructura. Una introducción más completa al MEF con manejo de algunos softwares especializados puede ser consultada en [17] y específicamente para vibraciones en [18].

En la Tabla 1.6 se muestra la solución por método de elementos finitos al sistema continuo plateado anteriormente. La viga en voladizo fue modelada discretizándola en 17280 elementos tipo sólido.

**Tabla 1.6** Modos y frecuencias naturales de vibración de una viga en voladizo – solución por elementos finitos

Modo No.	Forma modal	Frecuencia sentido débil	Frecuencia sentido fuerte
1		15.27 Hz	20.48 Hz
2		95.57 Hz	128.04 Hz
3		267.06 Hz	357.23 Hz
4		521.81 Hz	696.36 Hz
5		859.34 Hz	1143.50 Hz

Uno de los inconvenientes que se tienen para la aplicación práctica del MEF en proyectos de ingeniería es la necesidad de software especializado, con rutinas de optimización y algoritmos que se acoplen con el avance del hardware disponible. Si bien la cantidad de información y textos especializados en MEF se ha ido incrementando enormemente, el software especializado es escaso y poco accesible debido a su alto costo de adquisición y mantenimiento. Una alternativa para solucionar este inconveniente es el uso de plataformas de código abierto, las cuales, con la suma de esfuerzos de programadores y conocedores del tema en todo el mundo, han servido para generar software libre. Como ejemplo de esto, una introducción del MEF con aplicaciones en software libre puede verse en [19].

## 1.9 Consideraciones finales

La predicción del comportamiento dinámico de sistemas complejos de varios grados de libertad ante diferentes acciones ha sido estudiada desde mediados del siglo pasado, pero con la aparición de sistemas computacionales y de instrumentación avanzada, se ha llegado a encontrar mayores utilidades y se han planteado nuevas metodologías para su solución y verificación. En el caso de la mecánica y otras ciencias, el análisis de vibraciones ha sido estudiado y utilizado fructuosamente, alcanzado grandes desarrollos en algoritmos y software de solución, sin embargo, para la ingeniería civil este proceso representa mayores retos por lo que solo hasta hace unas pocas décadas ha comenzado a obtener avances significativos.

La modelación dinámica resulta útil en el estudio teórico de sistemas dinámicos diversos, sin embargo, las estructuras civiles reales son generalmente sistemas complejos de gran tamaño con un importante número de grados de libertad, con características de amortiguamiento variantes por la irregularidad de materiales y formas de construcción, además, están sometidas a diversidad de tipos de excitación. Con esto, la obtención de la respuesta dinámica requiere un tratamiento diferente dependiendo del tipo

de estructura y principalmente de la complejidad de las acciones a las que estará sometida durante su vida útil, que comprende condiciones de operación (Ej.: personas, tráfico vehicular, maquinaria, viento) y situaciones extremas (Ej.: sismo, impactos, viento extremo). Con esto, se quiere resaltar que, aunque la obtención de las frecuencias y modos pueda hacerse de manera automatizada para condiciones ideales de un sistema dinámico de varios grados de libertad, el problema completo debe resolver variables adicionales producto de la complejidad de las estructuras civiles y las cargas a las que estará sometida. Esto implica la inclusión de métodos probabilísticos y tratamientos complejos de la respuesta tanto a nivel numérico como experimental.

En el caso de la determinación de la respuesta inelástica de estructuras civiles se requiere un estudio del comportamiento mecánico de cada material y tipo de sistema estructural. Una introducción general de la respuesta ante sollicitaciones que impongan plastificación o daño en la estructura puede ser encontrado en [6]–[8] pero se recomienda estudiar textos específicos de comportamiento dinámico para cada tipo de excitación y sistema estructural. Para iniciar, se invita a profundizar en el comportamiento de estructuras de concreto ante terremotos en textos introductorios como [20] o más avanzados como [21], dada la abundancia de estructuras en este material y la importancia de esta excitación en el estudio de las estructuras. Para otras acciones, como las producidas el viento, el hombre, maquinaria entre otras, normalmente, es suficiente conocer el comportamiento elástico de las estructuras.

# Capítulo 2

## Medición de vibraciones en estructuras

Existen dos formas esenciales de estudiar las vibraciones de un sistema: desde un punto de vista matemático (analítico o numérico) y con base en la respuesta experimental. La forma matemática se basa en el conocimiento de la estructura, geometría, condiciones de contorno y las características del material. El tratamiento de estos datos mediante modelos analíticos o numéricos, como se mencionó en el Capítulo 1, conducen a la determinación de los parámetros dinámicos del sistema y se puede llegar a predecir la respuesta ante alguna acción específica. La segunda forma se basa en mediciones experimentales de la respuesta real del sistema y es normalmente utilizada para comprobar o calibrar las hipótesis del modelo analítico. En el caso de las estructuras civiles el sistema dinámico es complejo de modelar y el comportamiento muchas veces es difícil de predecir por efecto de las irregularidades geométricas, heterogeneidad de materiales y componentes, interacción entre elementos, entre otros. Así, un análisis basado en medición de vibraciones resulta de gran utilidad en el estudio del comportamiento de las estructuras civiles y aún más cuando se trata de la respuesta dinámica ante excitaciones complejas.

En concordancia con la especificidad de la medición de vibraciones en estructuras civiles, se presenta en este capítulo una síntesis del proceso de la medición de vibraciones en estructuras: propósitos, requisitos, componentes y metodología general para su aplicación.



Figura 2-1 Medición de vibraciones en un puente peatonal

## 2.1 Medición en estructuras civiles

### 2.1.1 Complejidades específicas

En comparación con la medición de vibraciones en máquinas o componentes mecánicos en la industria, en las estructuras civiles existen algunas complejidades para la planeación, desarrollo y análisis de una prueba de vibraciones, así:

- La principal complejidad está asociada al gran tamaño de las estructuras civiles que determina unos mayores requerimientos en instrumentación, equipos de procesamiento y análisis y personal especializado, lo que finalmente redundará en un elevado empleo de recursos en tiempo y dinero.
- Las estructuras civiles tienen geometrías complejas con diversidad de componentes y formas de unión. Muchas veces es difícil dar claridad a la forma de unión entre elementos, las cuales pueden cambiar con el paso del tiempo.
- Estas estructuras están compuestas de varios materiales, los cuales a su vez presentan falta de homogeneidad y sus propiedades pueden cambiar con el tiempo, como el caso del concreto o la mampostería.
- Influencia del suelo de fundación. En el caso de estas estructuras masivas es imposible desligar la respuesta de la estructura con la del suelo donde se implanta. Adicionalmente, las grandes variaciones de las propiedades del suelo, que pueden variar de un punto a otro, representan un grado de incertidumbre adicional en muchas mediciones.
- Dificultad para excitar la estructura: genera incertidumbres en las señales de entrada y por tanto en la salida. Normalmente, esto exige equipos de alta sensibilidad, sin embargo, muchas veces es difícil medir la respuesta de la estructura dado que estas respuestas están por debajo de ruido mecánico o electrónico.
- Las mediciones de vibraciones demandan de instrumentación y equipos sofisticados, lo mismo que de un equipo de personal especializado, con lo que su costo es elevado en comparación con evaluaciones teóricas u otras técnicas de evaluación en sitio. Por lo anterior, una prueba se limita a pocos puntos de medición a fin de evitar sobrecostos, lo que conlleva a grandes incertidumbres, que deben ser suplidas con modelos u otro tipo de pruebas de menor costo.
- La medición de vibraciones resulta un trabajo que requiere de tiempo de medición para tomar suficiente información. Durante este tiempo se buscan condiciones uniformes, sin embargo, esto pocas veces es posible, dado que las estructuras civiles están localizadas en condiciones cambiantes de medio ambiente e influenciada por las acciones que ocurren en su entorno.

Dependiendo del nivel de complejidad asociado con el fin de la medición, una prueba de vibraciones puede requerir la intervención de varias disciplinas de la ingeniería: la ingeniería Civil, para el planteamiento y la interpretación física del problema; la ingeniería electrónica asociada a todos los sistemas de instrumentación, la ingeniería de telecomunicaciones para enviar los datos de forma remota, la ingeniería informática para el procesamiento de las señales; entre otras específicas de cada tipo de proyecto.

### 2.1.2 Propósitos de la medición de vibraciones

Los propósitos y usos de la medición de vibraciones en estructuras han ido en aumento en las últimas décadas con la llegada de nuevas tecnologías en equipos de instrumentación, transmisión y procesa-

miento de señales. En general, la medición de vibraciones resulta una herramienta útil para la investigación, seguimiento y control de una estructura o sus componentes durante todas las etapas de su vida: diseño, construcción, preservación y rehabilitación. Actualmente, es común encontrar aplicaciones de estas técnicas en estudios de edificios y puentes, especialmente para investigar el comportamiento global y de sus entrepisos. El uso en estudios de estructuras de valor histórico se está extendiendo dada la complejidad de geometrías y materiales para una modelación numérica. Otros usos más especializados se presentan en túneles, instalaciones de gas y líquido, presas, terraplenes, muelles, entre otros. Algunos de los fines específicos en los que resulta de utilidad realizar medición de vibraciones en estructuras se enuncian a continuación.

### Control de límites e identificación de un problema de vibraciones

Existe una serie de normativas que han establecido límites para el control de vibraciones sobre las estructuras a fin de evitar problemas asociados con el funcionamiento y la integridad estructural, así como también evitar efectos desfavorables sobre los ocupantes o usuarios. De este modo, la medición de vibraciones puede ser requerida para establecer el cumplimiento de un estándar normativo y dar un reporte de verificación. Esta clase de reportes es exigida en algunas estructuras especiales, sin embargo, con el avance en las tecnologías de instrumentación y la disminución de costos, es probable que en pocos años sea un requisito más común en cualquier tipo de proyecto. En la Figura 2-2 se presenta un ejemplo de control de límites de vibraciones en unas viviendas sometidas a vibraciones constantes por funcionamiento de maquinaria en las vías contiguas.

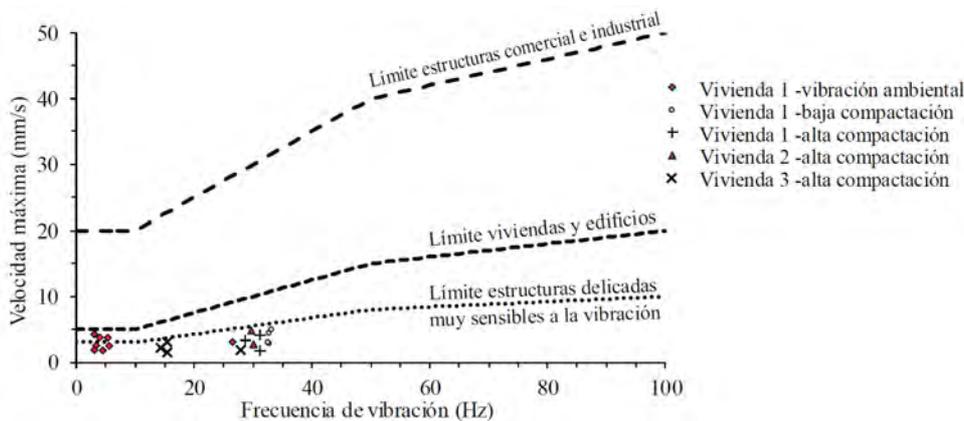


Figura 2-2 Velocidad máxima registrada en viviendas por trabajos con maquinaria (límites normativos DIN 4150 [22])

Es común encontrar casos durante la construcción o el uso de una estructura donde las vibraciones son de tal magnitud que causan evidente malestar o problemas de funcionamiento en la estructura y sus ocupantes. En estos casos, se recurre a una medición de vibraciones para establecer niveles de parámetros dinámicos importantes y con esto las posibles afectaciones.

A pesar de la existencia de normativas, usualmente, diseñadores y constructores no dan importancia a la evaluación de las vibraciones previas a la construcción. Estas son comúnmente restringidas indirectamente en el diseño por límites de rigidez general y en otros casos se hace un control de las frecuencias fundamentales de la estructura globalmente. Así, en estructuras nuevas los problemas de vibraciones pueden ser causados por deficiencias en el diseño debido a la omisión de factores durante la construcción o el uso de una estructura. En edificaciones existentes, el deterioro con el paso del tiempo, el cambio de uso o la imposición de solicitaciones no previstas de tipo dinámico pueden traer problemas de vibraciones que pueden afectar no solamente el funcionamiento sino la seguridad estructural. En la Figura 2-3 se muestra un ejemplo de evaluación de un problema de vibraciones en un puente peatonal en resonancia con el paso de los peatones [23]. En ese caso de estudio, se encontró que para varias condiciones

de carga peatonal (paso de peatones en diferentes escenarios) se presentaba excedencia de los límites de servicio establecidos por las normativas internacionales.

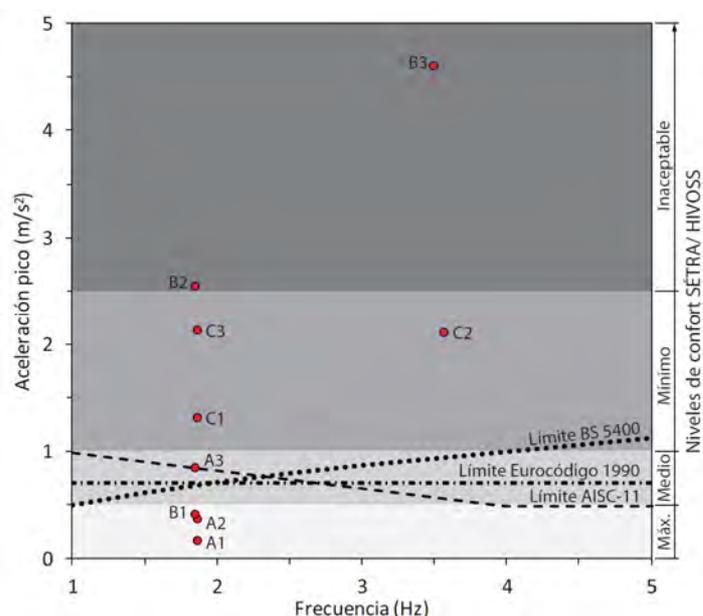


Figura 2-3 Evaluación de la respuesta vertical máxima registrada en un puente para condiciones de paso de peatones [23]

En general, la identificación y el control de vibraciones puede ser útil para:

- Verificar las frecuencias y las amplitudes no sobrepasen los límites que los usuarios u ocupantes de la estructura pueden tolerar.
- Verificar las frecuencias y las amplitudes no sobrepasen los límites que pueden soportar los materiales en que está hecha la estructura.
- Evitar que las excitaciones de fuentes específicas entren en resonancia con la estructura o parte de la estructura, y por tanto puedan causar una amplificación de la respuesta.
- Verificación de la efectividad de medidas de intervención para la eliminación o reducción de vibraciones, que pueden involucrar aislamiento o amortiguamiento.

### Evaluación de comportamiento y detección de daño

En estructuras de gran complejidad, donde el comportamiento a cargas dinámicas es primordial o donde el **comportamiento no es claramente entendido** a pesar de un modelamiento sofisticado durante el diseño, es de principal importancia para diseñadores y constructores **verificar predicciones de respuesta**, generar nuevos parámetros para ajustar diseño y establecer procedimientos de operación. En estos casos, mediciones de parámetros dinámicos de la estructura a partir de los registros de la respuesta ante vibraciones naturales o forzadas son de gran ayuda para generar confirmación o ajuste en los modelos de comportamiento dinámico.

Cuando una estructura existente completa su período de vida útil o cuando esta debe ser actualizada para cumplir con los estándares normativos vigentes (comúnmente por modificación, ampliación o solicitud de cambio de uso de la estructura), se debe realizar un estudio de evaluación para determinar sus características actuales con el fin de **dar un diagnóstico del estado estructural** tendiente a definir una actuación (Ej.: rehabilitación, reforzamiento o demolición). Para estos casos resulta importante contar con herramientas adecuadas que puedan brindar un dictamen más adecuado. Actualmente, las técnicas basadas en medición de vibraciones resultan ser una prueba no destructiva bastante adecuada para determinar parámetros y condiciones existentes de las estructuras y sus componentes. En la Figura

2-4 se muestra las características de comportamiento modal de un puente peatonal [23] que fueron encontradas con base en el análisis de los registros de vibraciones producidas por el uso normal del puente.

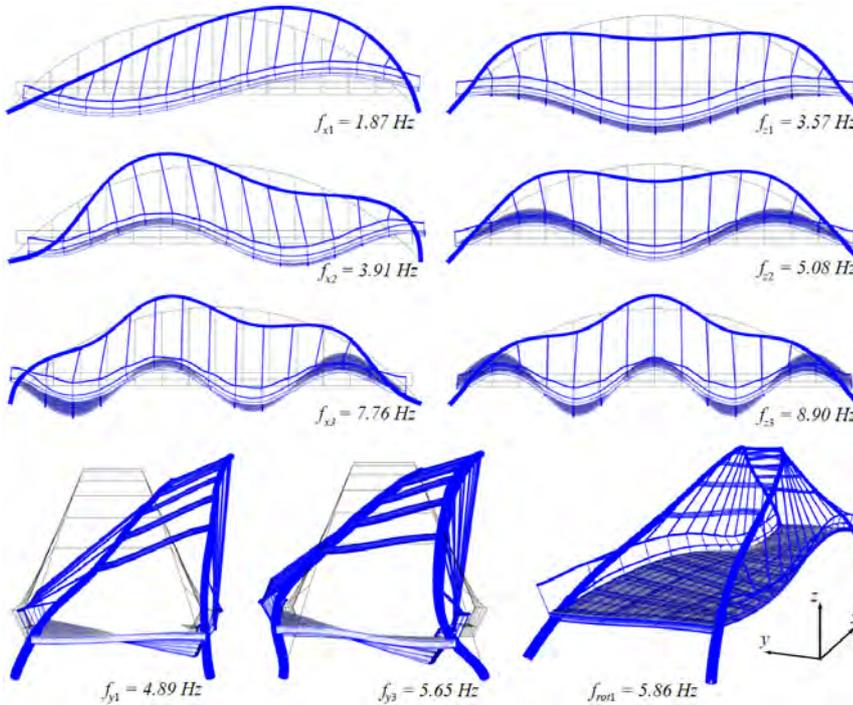


Figura 2-4 Formas y frecuencias modales determinadas con base en medición de vibraciones ambientales en una estructura [23]

Un uso muy importante de la medición de vibraciones es la **detección y cuantificación del daño** en una estructura. Aunque existen varias técnicas avanzadas de detección de daño en estructuras con base en vibraciones, estas no están completamente desarrolladas. Pese a esto, un proceso de análisis profundo de los datos de la medición generalmente brindará información sobre el estado de la edificación, en comparación con el comportamiento ideal de una estructura nueva, con lo cual una estimación del daño siempre podrá ser dada.

### Monitoreo del estado estructural

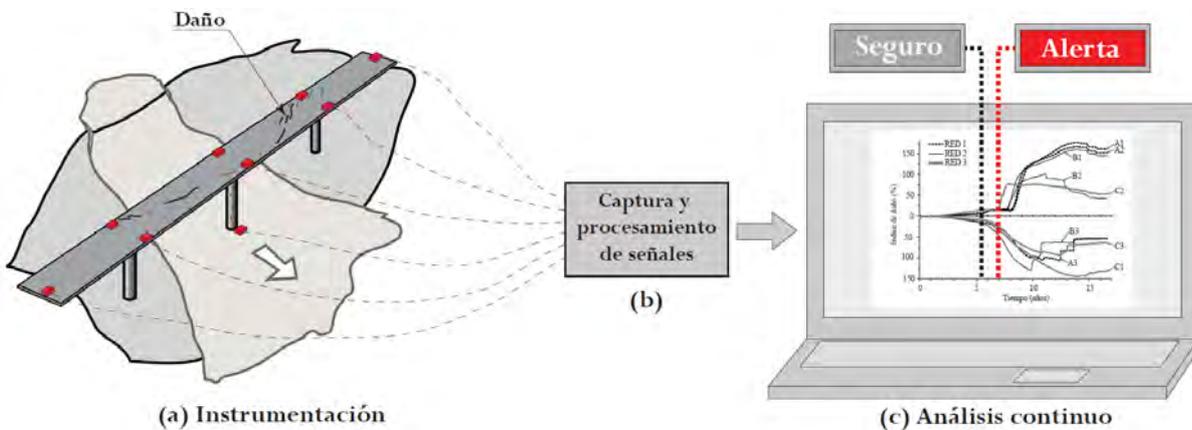


Figura 2-5 Componentes globales de un monitoreo del estado estructural

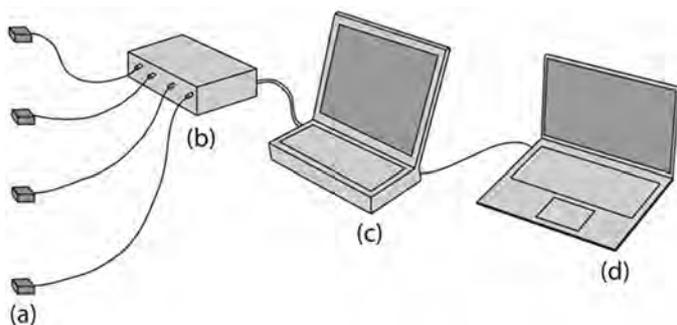
Un progreso del uso de instrumentación para evaluar el estado estructural de una edificación ha creado una rama muy importante de la ingeniería civil denominada *Structural health monitoring (SHM)*, lo que podría traducirse de forma general como Monitoreo del estado o salud estructural. Así, la utilización de dispositivos para medir vibraciones de forma permanente conectados a estaciones de monitoreo resulta ser una de las mejores herramientas para establecer cambios en propiedades dinámicas y por tanto de comportamiento que pueden ser asociadas a degradación de la estructura o afectaciones por acciones externas. De este modo, la medición de vibraciones en estructuras es una de las principales herramientas para el control permanente del daño estructural en estructuras de gran importancia o que tengan un significativo riesgo para los usuarios. El fin de un monitoreo permanente de las estructuras es establecer medidas de acción inmediatas en caso de eventos accidentales o impredecibles, así como planear las actuaciones de mantenimiento a corto, mediano y largo plazo, previa definición de estados límites de funcionamiento y seguridad.

En la Figura 2-5 se muestra los componentes globales de un monitoreo del estado estructural sobre un ejemplo de seguimiento de un puente con posibilidades de daño por deslizamiento. Dependiendo del objeto general y de los recursos disponibles, se puede establecer el alcance del monitoreo de la salud estructural en función de cinco niveles de profundidad o complejidad del análisis de las vibraciones, así:

- Nivel 1 – Detección del daño: Adecuado para definir una alerta temprana. Encaminada a dar aviso para realizar estudios más detallados sobre toda la estructura.
- Nivel 2 – Localización del daño: Se puede actuar más rápidamente sobre el daño, pero requiere de inspección y estudios adicionales en campo.
- Nivel 3 – Tipo de daño: Define la severidad del daño, lo que genera una más clara definición del umbral de alerta temprana.
- Nivel 4 – Alcance del daño: Define umbrales de daño para establecer estrategias de actuación, para cada nivel de daño.
- Nivel 5 – Pronóstico: La instrumentación muestra todas las características de la estructura y pueden establecerse medidas de intervención a corto, mediano y largo plazo. No se requiere de una inspección directa a la estructura.

## 2.2 La instrumentación

El desplazamiento, la velocidad o la aceleración pueden ser las cantidades físicas a medir en una prueba de vibraciones. Usualmente, en vibración de estructuras es medida la aceleración, sin embargo, existen diferentes casos en los que es preferible medir parámetros de velocidad o desplazamiento. Es claro de la dinámica de vibraciones, que a partir de la medición de alguna de estas tres cantidades puede obtenerse teóricamente las dos restantes, por integración o derivación. De cualquier modo, la selección de la cantidad a medir está definida por las características y objetivo de la prueba.



**Figura 2-6** Instrumentación principal para vibraciones: a) sensores; b) acondicionamiento y transmisión; c) adquisición; d) PC

Dada la diversidad de aplicaciones de la medición de vibraciones, se han desarrollado una variedad de sistemas de medición que van desde simples hasta sofisticados, los cuales deben ser seleccionados cuidadosamente a partir del estudio de las particularidades de la fuente excitadora y las características dinámicas del sistema o estructura a evaluar. Dado el importante costo de estos sistemas, se recomienda para dicha selección contar con ingenieros electrónicos, mecánicos o de vibraciones especializados en el tema a fin de adquirir los equipos más óptimos, desde el punto de vista de precisión y confiabilidad dentro de un rango apropiado de medición [24].

Los componentes principales de la instrumentación para medición de vibraciones son: transductores o sensores de vibración; equipos de acondicionamiento, transmisión y adquisición de las señales obtenidas; y computadores para la configuración y control de los dispositivos involucrados, así como para la visualización de las señales durante y después de la medición (Figura 2-6).

### 2.2.1 Sensores de vibración



Figura 2-7 Sensores de aceleración: inalámbrico y cableados 6D y 3D (Grupo de investigación GICA - UPTC)

Los transductores o sensores de vibración son los elementos más importantes para una medición de vibraciones dado que se encargan de percibir las vibraciones mecánicas y transformarlas en señales eléctricas, típicamente medida en voltaje. Los sensores de vibración pueden ser de aceleración, de velocidad o de desplazamiento. Para la medición de vibraciones en estructuras, es más común utilizar sensores de aceleración o acelerómetros en razón al amplio rango de frecuencias y amplitudes, amplia sensibilidad y tamaño muy reducido que permite su instalación en cualquier parte de la estructura sin mayores requerimientos. Los sensores de velocidad, como sismógrafos o geófonos, pueden también utilizarse en la medición de vibraciones, pero sus aplicaciones son más específicas, como medición de excitaciones sísmicas o prospección en suelos. Es menos frecuente utilizar transductores de desplazamiento para medir vibraciones, pero pueden ser requeridos en estructuras con grandes períodos de vibración donde las aceleraciones y velocidades resultan demasiado bajas. En la Tabla 2.1 se muestra algunas de las tipologías más comunes de sensores que podrían ser utilizadas para la medición de vibraciones.

Los sensores de vibración pueden ser de un eje de medición (1D) o de tres ejes de medición (3D), siendo estos ejes ortogonales ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ). Actualmente, ya se pueden encontrar sensores con medición de traslación ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ) y rotación en los tres ejes ortogonales ( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_z$ ), por lo que son denominados de seis direcciones (6D). Los sensores usualmente poseen conexiones alámbricas para conectarse a los dispositivos de control, sin embargo, es hoy en día común encontrar sensores que no requieren de cableado, estos pueden guardar los registros en una tarjeta de memoria interna o transmitirlos vía wifi a

un sistema de adquisición remoto. En la Figura 2-7 se muestran el aspecto de sensores modernos de aceleración triaxiales y algunos con sensor de giro, así como uno inalámbrico. Se resalta aquí la similitud exterior de sensores con y sin giro, así como el tamaño reducido de los mismos.

La confiabilidad de las medidas de vibración dependerá en gran parte de las características de los equipos seleccionados, los cuales deben estar verificados y calibrados. Las especificaciones técnicas de los sensores de vibración son definidas a través de las siguientes propiedades: rango de frecuencias y de amplitud de la medición, sensibilidad, linealidad, precisión, repetitividad y estabilidad, resolución, condiciones ambientales de funcionamiento, tamaño, peso y facilidad de montaje. Algunas normativas como en la ISO 4866 [25] dan recomendaciones sobre parámetros específicos requeridos en los transductores para medición de vibraciones en estructuras.

**Tabla 2.1** Tipos de sensores para medir vibraciones

Tipo	Características generales
<i>Transductores de desplazamiento</i>	
– LVDT	Un transformador diferencial de variación lineal es un dispositivo electromecánico que produce una salida eléctrica por el desplazamiento de un núcleo móvil dentro de una bobina cilíndrica. Dispositivos más comunes para medir desplazamiento.
– Sensor de proximidad	Dispositivos sin contacto y miden la posición de un elemento referencia cercano, por el cambio en el campo electromagnético al alejar o acercar el objeto. Son más comúnmente usados en inspección de máquinas.
– Sensor óptico	Utilizan un haz luminoso modulado que puede ser interrumpido o reflejado por un objeto.
– GPS	Es un sistema que permite posicionar cualquier punto sobre la Tierra con base en un receptor que localiza automáticamente varios satélites de una red alrededor de la Tierra. La precisión puede ser milimétrica pero lo común es de centímetros. Rango <10 Hz.
<i>Transductores de velocidad</i>	
– Sismómetro	Su principio básico se basa en registrar el movimiento de un sistema de un grado de libertad con la medición precisa del tiempo de ocurrencia. Actualmente consisten de una pequeña masa confinada por fuerzas eléctricas, cuya magnitud cambia con el movimiento del soporte. Configuración más robusta que otros dispositivos para brindar confiabilidad en la medición.
– Geófono	Consiste en una bobina suspendida de un sistema de resortes que se mueve en un campo magnético generado por un imán permanente. Dirigidos a medir movimientos de bajas frecuencias (hasta 100 Hz) en suelos.
– Vibrómetro laser	Miden velocidades de una superficie remota mediante un cambio Doppler en la frecuencia de la luz dispersada por un objetivo en movimiento. La salida puede estar dada en velocidad o desplazamiento y puede alcanzar amplios rangos de medición en frecuencia y amplitud. Esta tecnología puede ser una buena opción en monitoreo de estructuras.
<i>Transductores de aceleración</i>	
– Acelerómetro piezoeléctricos	Se basan en el cambio de propiedades de un cristal piezoeléctrico (cerámica artificial, cerámica natural o cristal de cuarzo reprocesado), el cual produce una corriente eléctrica al variar su estructura con el movimiento de una masa adherida a este. Amplio rango de frecuencias (0 a 20000 Hz) y amplitudes (0 a 2000 g). Es el más usado para la medición de vibraciones en estructuras civiles.
– Acelerómetro piezoresistivos	Miden los cambios de intensidad de la corriente a través del cambio de resistencia eléctrica de un material piezoresistivo conectado a una masa que se moverá con la vibración. Pueden medir adecuadamente frecuencias cercanas a 0 Hz.
– Acelerómetro capacitivos	Se basa en la modificación de capacitancia debido a la variación de la posición relativa de dos placas de un microcondensador cuando está sometido a aceleración. Son extremadamente resistentes, pueden soportar choques hasta de 30000 g.
– Acelerómetros mecánicos o micromecánicos	Se basan en el movimiento de una masa conectada con elementos elásticos a una base. Los cambios de posición se miden con galgas extensométricas e incluyen sistemas de amortiguación que evitan la propia oscilación.

### 2.2.2 Sistemas de acondicionamiento, transmisión y adquisición de la señal

Un sistema de acondicionamiento de la señal provee de alimentación eléctrica a los sensores para que puedan funcionar. También son requeridos para que las señales eléctricas emitidas por el sensor sean acondicionadas o amplificadas a niveles adecuados para que el sistema de adquisición de datos pueda recibirlas. Estos dispositivos son indispensables cuando se tiene que enviar la señal a través de cables por grandes distancias, sin embargo, en algunos dispositivos modernos, si la transmisión es realizada a corta distancia puede ser no necesitada una fuente de acondicionamiento externa.

El sistema de adquisición de datos se encarga de recibir las señales de diferentes dispositivos y digitalizarlas, utilizando un muestreo discreto. Este sistema puede almacenar las señales internamente o solamente encargarse de enviarlas a una computadora para su almacenamiento, visualización y posterior análisis. Actualmente, también se pueden encontrar sensores que no requieren de un equipo de acondicionamiento o adquisición independiente, por lo que las señales pueden ser leídas directamente en un computador con buenas especificaciones.

La señal captada por los sensores es transmitida a el sistema de acondicionamiento y de adquisición, usualmente, mediante cableado. Sin embargo, hoy en día también existen equipos de recibo y transmisión de la señal vía inalámbrica, lo cual facilita enormemente el proceso de medición y evita problemas de desconexión y ruidos por cableado. Actualmente, se busca emplear sistemas de transmisión inalámbricos como wifi, bluetooth, redes 3G, 4G o 5G, radiofrecuencia, satélite. Esto es imprescindible en los casos de instrumentación permanente a fin de contar con sistemas efectivos de alarma y acción en tiempo real, eliminando problemas de desconexión causada por los movimientos de la estructura.

### 2.2.3 Dispositivos para generar excitaciones controladas



Figura 2-8 Equipos comúnmente usados para generar excitaciones controladas

Otros equipos especiales pueden ser utilizados en pruebas específicas de vibración donde se quiera manejar los parámetros de la fuente excitadora. Por ejemplo, el uso de martillos instrumentados con sensores de fuerza y los generadores de frecuencias basados en mecanismos de masas excéntricas, electromecánicos, hidráulicos o hidroneumáticos. Estos equipos son más utilizados en experimentación de laboratorio o estudios especiales, dado que la masividad de una estructura civil convencional requerirá de equipos de mayor robustez y, por tanto, de mayores recursos. Las excitaciones controladas son útiles para determinar características dinámicas de las estructuras y definir parámetros de respuesta ante frecuencias determinadas. Este control de las excitaciones es requerido en las pruebas de vibraciones para el desarrollo de un análisis modal experimental, como se explicará en el Capítulo 3.

En la Figura 2-8 se muestra los dispositivos más comúnmente usados para generar excitaciones controladas en estructuras. El martillo con sensor de fuerza resulta útil para generar un impulso (velocidad

inicial) a la estructura, lo que genera una respuesta de la estructura en vibración libre. En el caso de los equipos de excitación forzada, se encuentra el excitador de masa excéntrica, un equipo de bajo costo, pero con rangos de frecuencia de excitación muy limitados. En contraste, a un precio elevado, los dispositivos electromagnéticos de excitación son cada vez más sofisticados y pueden generar casi cualquier frecuencia.

## 2.3 Aspectos esenciales de la medición

El equipo de profesionales y técnicos dispuestos para una medición de vibraciones debe encaminarse en realizar la prueba con los recursos disponibles y con la mejor confiabilidad posible para lo cual debe definir previamente los siguientes aspectos:

### 2.3.1 Información preliminar

En el desarrollo de una prueba de vibración se debe tener en cuenta numerosos factores, los cuales definen la metodología a emplear, la selección de la instrumentación, equipos y personal, las características de toma de los registros y el tipo de análisis de resultados. Estos factores deben ser obtenidos a partir de la información primaria concerniente a la estructura específica que se va a estudiar. Mucha de esta información requerirá de un estudio preliminar de la estructura con datos obtenidos del diseño, la construcción o directamente de una inspección en campo.

#### *Características de la fuente excitadora*

El conocimiento claro de la fuente excitadora definirá parte importante del programa de medición y será de primordial importancia cuando deba cumplirse un límite normativo o contractual. Es importante conocer las siguientes características de la fuente que produce o producirá las vibraciones.

- Duración de la excitación: Permanente, intermitente o de única ocurrencia.
- Variación de la amplitud de la excitación: Estable, cíclica, aleatoria o aperiódica.
- Tipo de fuente excitadora: Estacionaria, no-estacionaria o impulsiva.

#### *Características de la estructura*

El conocimiento previo de la estructura y sus componentes, así como de su comportamiento frente a la excitación a estudiar es un aspecto de importancia en la planeación de una prueba de vibraciones. Este conocimiento previo ayuda a dirigir los recursos disponibles a los objetivos específicos: evitando procesos de repetición; previniendo un posible daño de la estructura; seleccionando los instrumentos y equipos más adecuados; evitando tiempos de pos procesamiento innecesarios.

- Tipo y condiciones de la estructura: importancia, edad, protección especial (patrimonio), estado de conservación, daño evidente.
- Características geométricas y de estructuración: Tamaño (altura y extensión), estructuración, materiales, fundación.
- Parámetros dinámicos teóricos: Formas de modales, frecuencias naturales y amortiguamiento probable.
- Características del terreno de implantación: propiedades geotécnicas del suelo de fundación, excavaciones, estabilidad, dependiendo de la estructura puede ser requerido un conocimiento amplio de las características geológicas de la zona.

## Rangos de frecuencia y amplitud de la vibración

La elección de la instrumentación a utilizar en una prueba de vibraciones requiere del conocimiento de los valores de frecuencias y amplitudes de las señales a medir. Para esto se debe conocer previamente los rangos de frecuencias de respuesta de la estructura, sus componentes y el suelo circundante. Del mismo modo, se debe estudiar y caracterizar las frecuencias asociadas con las diferentes fuentes de excitación que pueden llegar a la estructura durante el proceso de medición. En la Figura 2-9 se muestra una aproximación del espectro de frecuencias que se trabaja en la medición de vibraciones en estructuras civiles, indicando tipos de vibración e instrumentos de medición utilizados en cada rango. Un detalle más específico de la instrumentación está dado en [24].



Figura 2-9 Espectro de frecuencias para diferentes tipos de vibración e instrumentos usuales para su medición

Para medición de vibraciones en estructuras, los rangos de frecuencias de trabajo de las estructuras y de las fuentes excitadoras están entre 0.1 a 500 Hz, sin embargo, cuando se trata de evaluar componentes estructurales individuales las frecuencias a medir pueden estar en valores muy superiores. Para medir la respuesta dinámica de edificaciones y puentes las frecuencias de respuesta de interés suelen estar en el orden de 0.1 a 30 Hz. Es de destacar que el rango de frecuencias de la vibración ambiental está entre 0.1 y 15 Hz, la cual es una de las fuentes más usuales para excitar las estructuras civiles.

Las amplitudes de las aceleraciones que se registran en estructuras pueden llegar a valores de la gravedad y alcanzar algunos milímetros en desplazamiento. Sin embargo, cada estructura y componente estructural contiene unos rangos de trabajo, los cuales deberán conocerse de antemano para establecer adecuadamente los tipos o las configuraciones de los equipos de instrumentación. En el anexo A de la ISO 4866 [25] se dan algunos valores de referencia para la respuesta de una estructura ante diferentes acciones externas o fuentes de excitación.

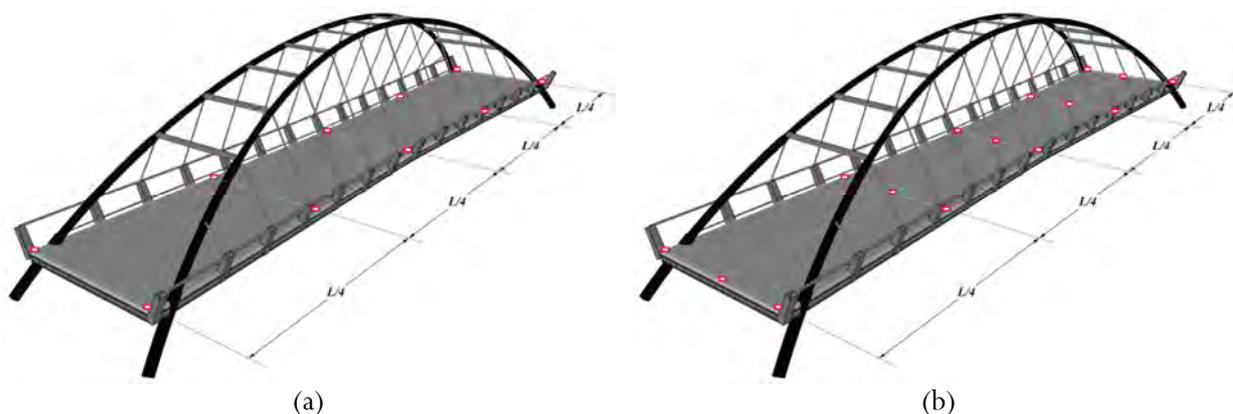
En el caso de los instrumentos de medición, se preferirá acelerómetros para la mayor parte de las aplicaciones dado su alto rango de medición, que normalmente coincide con el rango de frecuencias de trabajo de las estructuras. Para casos especiales de estructuras flexibles se preferirá el uso de sensores de deformación o desplazamiento, en razón a que las aceleraciones serán tan bajas que los acelerómetros presentarán grandes distorsiones al intentar medir una oscilación de baja frecuencia.

### 2.3.2 Cantidad y localización de la instrumentación

El número y distribución de los transductores dependerá del objeto de la prueba. En los casos donde los parámetros modales sean importantes se requerirá de mayor número de puntos de medición que en los casos donde deba verificarse un límite de vibración o de respuesta de la estructura. Generalmente, la cantidad de puntos y su localización dependen del tamaño y complejidad de la estructura, específicamente, de las formas y frecuencias modales y de cuantas de estas son de interés. Esta tarea no es sencilla, ya que además, debe definirse de acuerdo a la disponibilidad de transductores y recursos que se tengan para la medición. Por razones económicas, en la mayoría de casos se limitará el estudio a las frecuencias

y modos fundamentales (primeros modos en cada dirección) y se elegirán los puntos de mayor deformación en cada uno de estos modos seleccionados. Actualmente, existe un área de investigación en desarrollo encaminada a estimar la localización y número de puntos de medición óptimos, los cuales se basan en simulaciones y algoritmos de optimización [26], [27]. De este modo, se pueden definir dos principales estrategias de localización de instrumentos, así:

- Métodos subóptimos: basados en técnicas iterativas o en repetición de pruebas.
- Métodos basados en estrategias de optimización formal: Resuelven la localización, como un problema de optimización básica.



**Figura 2-10** Propuestas de localización de sensores sobre el tablero de un puente

En general, si se cuenta con pocos transductores y se quiere tener mediciones de la respuesta en muchos puntos a lo largo de la estructura, podría repetirse la prueba el número de veces necesaria para cubrir los puntos deseados, dejando fijos algunos sensores como referencia y siempre que la naturaleza de la excitación permita este proceso. Por otra parte, si se cuenta con un número suficiente de transductores la medición podría ser simultánea en todos los puntos, generando beneficios en tiempo y en el análisis posterior. Para el caso de vibraciones globales de una estructura, un puente o un edificio, se preferirá esquinas o nodos de intersección de componentes estructurales, por el contrario, para el estudio de comportamientos locales, entrepisos o elementos individuales de la estructura, se preferirá los centros o puntos libres de mayor deformación del elemento estudiado.

Dependiendo del tipo de prueba, puede requerirse el registro de la señal de entrada o de la fuente que excita la estructura, para lo cual será primordial localizar transductores sobre o cerca de la fundación, y en algunos casos será bueno instalar transductores en diferentes puntos sobre el terreno para caracterizar la interacción con la fundación.

La orientación de sensores debe estar acorde con los ejes principales de la estructura o el elemento estructural a estudiar. Lo que se busca es dirigir los sensores en las direcciones principales de cada modo de interés, lo cual puede requerir en muchos casos la ayuda de un modelo numérico. Dado que actualmente se consiguen fácilmente sensores que miden tres direcciones principales (ejes X, Y, Z) e incluso las rotaciones alrededor de estos tres ejes, la definición de la dirección ya no es un problema esencial. Por ejemplo, en las pruebas realizadas en puentes descritas en capítulos posteriores se ha encontrado verdaderamente útil contar con sensores de rotación dado que resulta más apropiado para medir los modos torsionales, lo que redundaría en una reducción del número de puntos de medición. Por otro lado, cuando los efectos de la excitación son de interés debe prestarse especial atención, si se preferirá dirigir los transductores en la dirección de dicha excitación o si se preferirá colocarlos en la dirección que cause la máxima respuesta en la estructura.

Un aspecto importante en la definición de la cantidad y localización de la instrumentación es la permanencia de la instrumentación en la estructura. En este sentido, la instrumentación puede colocarse:

- De manera ocasional o itinerante para la medición de parámetros modales en un estado o tiempo específico.
- De manera permanente para la monitorización de parámetros modales contra el tiempo y la detección del daño en tiempo real.

### 2.3.3 Forma de montaje de los sensores



Figura 2-11 Procedimiento de montaje de sensores mediante pernos sobre el tablero de un puente

El montaje de los transductores a la estructura debe hacerse de tal manera que no se introduzca una respuesta adicional por efecto de los componentes o el acoplamiento de los sensores a la estructura. Para esto se recomienda seguir algún procedimiento normativo al respecto, como el dado en la reglamentación ISO 5348 [28].

En general, debe tenerse en cuenta que la masa del sensor y su mecanismo de anclaje no afecte las características de movimiento de la estructura en estudio. Esto puede ser un problema en componentes estructurales pequeños, sin embargo, con el avance en la tecnología de sensores el tamaño y masa de estos dispositivos pueden considerarse despreciables para la mayoría de los casos (ver [29]).

Los sensores pueden unirse a la superficie de los elementos de la estructura mediante pernos. También existe la posibilidad de ser acoplados mediante pegamentos especiales, cintas, resinas, mecanismos mecánicos o dispositivos magnéticos, no obstante, en estos casos se requerirá de una verificación de su efectividad. En el caso de sensores instalados directamente a la superficie del terreno, el acoplamiento debe hacerse mediante una base de acoplamiento con una masa suficiente para evitar distorsiones [25]. En la Figura 2-11 se muestra el proceso de montaje de un sensor sobre el tablero de un puente peatonal, en el cual se utilizó una base metálica fijada al tablero en concreto mediante pernos y sobre la cual el acelerómetro fue montado.

### 2.3.4 Registro de datos

El principal objetivo en campo de un proceso de medición de vibraciones, podría decirse que es la adquisición de la información suficiente y confiable para poder extraer de un análisis posterior de las señales los parámetros deseados. Para este proceso, se debe conocer muy bien la teoría de registro y

procesamiento de señales a fin de no perder todo el trabajo de medición por una desatención en algún parámetro de configuración para el registro de datos. Es así, que normalmente se requiere profundizar en el conocimiento del registro y procesamiento de señales. En numerales siguientes se mostrarán algunos de los principios que deben conocerse preliminarmente para este particular.

### ***Tiempo de registro***

Los datos registrados en pruebas de vibraciones pueden ser descritos como determinísticos, pero también pueden ser catalogados como aleatorios. El carácter determinístico puede ser descrito por funciones matemáticas explícitas, mientras el aleatorio solamente pueden ser evaluado a través de funciones estadísticas. Con esto se quiere mencionar que, aunque el registro se haga suficientemente extenso para medir la respuesta ante una acción específica, debe conocerse adecuadamente la naturaleza de la excitación para encontrar datos representativos del fenómeno a medir. Por ejemplo, si se quiere medir la respuesta de un puente ante la acción de vientos fuertes, debe considerarse la naturaleza aleatoria de este fenómeno para la selección del tiempo de observación, dentro del cual debe seleccionarse un tiempo de medición o registro de datos. En [25] se da algunas recomendaciones generales con respecto de tiempos de observación y medición recomendados de acuerdo a la naturaleza del evento o fuente de excitación.

El período de registro de datos depende del propósito y el tipo de evaluación y podría clasificarse como de tipo momentáneo, periódico o permanente. En general, la selección del inicio y longitud de los registros de vibración será establecido de acuerdo con el objetivo de la medición, el carácter de la excitación, las características de la estructura y el método de análisis a emplear.

### ***Frecuencia de muestreo***

Por otro lado, se requiere definir la frecuencia de muestreo la cual depende del contenido frecuencial de la excitación, así como de las características modales de la edificación. Esta definición debe ser estudiada con detalle con base en las recomendaciones establecidas para el método de análisis de la señal que se vaya a emplear (ver [2], [3], [30]). En general, se recomienda que la frecuencia de muestreo sea de por lo menos el doble de la máxima frecuencia natural de vibración en la estructura dentro de un rango de modos de vibración seleccionados de interés para el estudio específico.

### ***Configuración del registro de datos***

Antes de adelantar una prueba de vibraciones se deben conocer y estudiar el sistema de adquisición de las señales, definiendo con anticipación todos los parámetros principales y secundarios para la configuración del registro de datos en el software o interfaz de control. La Figura 2-12 muestra la pantalla de configuración para registro de datos de un acelerómetro 6D en el software para adquisición Vibra-Scout 6D [31], el cual fue uno de los dos softwares de adquisición utilizados en la presente investigación.

En resumen, los parámetros generales de configuración para el registro de datos que deben definirse para una prueba de vibraciones son:

- **Unidad y carpeta de almacenamiento:** aunque suele parecer de menor importancia, este aspecto resulta en sin número de inconvenientes a la hora de realizar una prueba, por lo que se aconseja definir con anticipación este aspecto haciendo pruebas de almacenamiento. Debe conocerse con seguridad que la unidad de almacenamiento tenga la capacidad necesaria para recopilar la cantidad de información que será tomada durante las diferentes pruebas a realizar en la estructura. De otra parte, los nombres de los archivos de cada prueba pueden involucrar mucha información, por lo que suelen ser largos, esto condiciona a que las rutas de almacenamiento de la carpeta de prueba sean lo más cortas posibles.

- Nombre de cada registro: Los softwares de adquisición suelen dar nombres genéricos a los archivos de los registros basados en una raíz o formato definida por el usuario, por ejemplo, puede contener el nombre del proyecto, el nombre de la prueba, la ubicación del sensor, la orientación del sensor, la fecha, la hora. Basado en esto, se debe seleccionar la mejor convención para no tener problemas a la hora de diferenciar los registros en el análisis. Como se mencionó, tampoco conviene tener nombres de archivos muy largos dado que esto ocasionaría un error en el sistema que podría generar la pérdida de la información.
- Parámetros de muestreo: frecuencias de muestreo y tiempo de muestreo.
- Inicio de grabación de datos (trigger): Este puede ser manual, pero muchos sistemas de adquisición permiten la definición de un nivel o umbral de vibración al cual deben comenzar a almacenar los datos. Esta característica cobra mucha importancia en pruebas de monitoreo, donde se requiere detección precisa y registro de los eventos principales, a fin de evitar pérdida o almacenamiento excesivo de información.
- Acoplamiento de la señal: Se dirige a definir si se trabajará con una escala absoluta no acoplada (DC), o si se aplicara un acoplamiento de la señal (AC) para tener una escala que identifique los cambios relativos de la cantidad física, es decir una media de la señal en cero. En el caso de sensores de aceleración, el acoplamiento (AC) se relaciona con la lectura de datos eliminando la medición de la aceleración de la gravedad, la cual actúa de forma constante durante todo el registro. Con esto centra el rango de medición del acelerómetro en las amplitudes de la vibración en estudio.
- Ventanas y filtrado: se puede configurar el tipo de ventana y filtrado analógico de las señales antes del registro de datos, para lo cual se debe definir el tipo y características de la ventana y filtro, y los umbrales de frecuencias que deben ser filtradas.
- Unidades de registro de datos: Los sistemas de adquisición registran las señales haciendo una transformación de voltaje a unidades de la cantidad física medida por lo que debe definirse claramente las unidades en las que los datos serán más útiles.

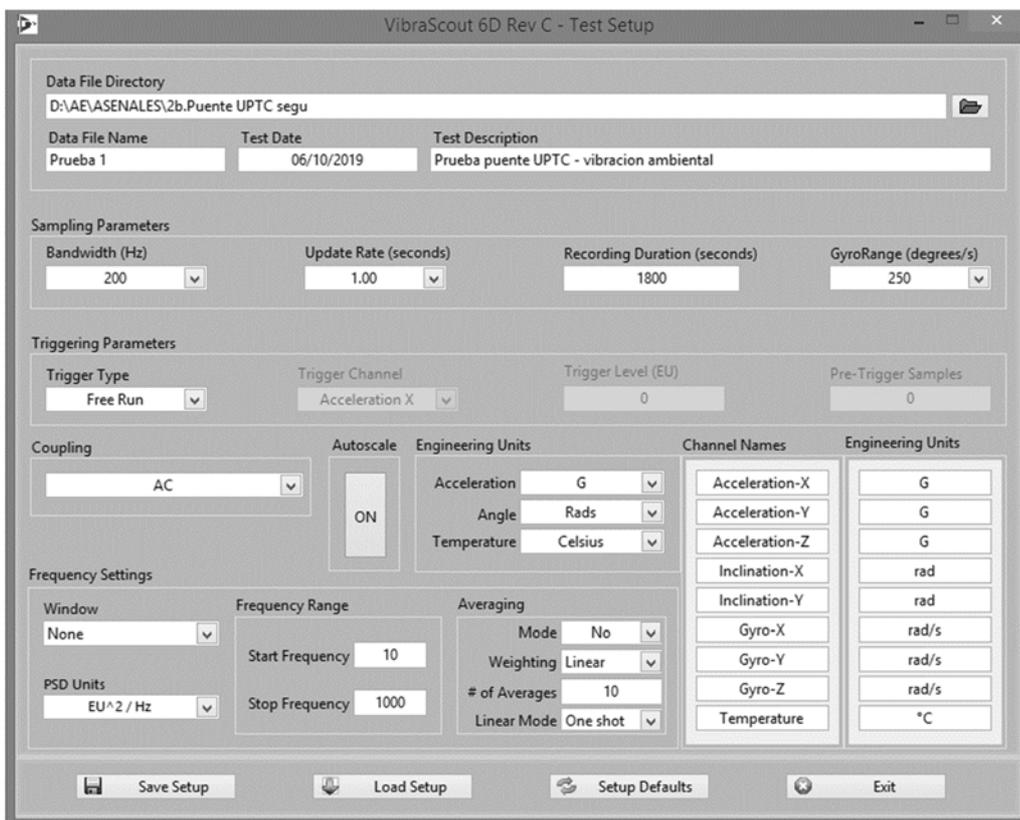


Figura 2-12 Ejemplo de parámetros de configuración para el registro de datos en un sistema de adquisición (VibraScout 6D [31])

## 2.4 Metodología para la medición

El éxito en la obtención de registros adecuados para extraer la información deseada de la estructura de forma confiable depende de un proceso apropiado de planeación y ejecución de la medición de vibración. A causa del costo, complejidad y limitado tiempo que una prueba de vibraciones suele presentar, es necesario establecer claramente los objetivos y alcance de las pruebas, así como una metodología de trabajo acorde con el tamaño y complejidad de la estructura. A continuación, se da una guía general de los pasos a seguir para desarrollar una prueba de vibraciones:

- Planeación de la prueba de vibración
  - Definir el propósito general de la medición de vibraciones
  - Definir el tipo de información se quiere buscar en la estructura
  - Definir la cantidad de información que se requiere
  - Definir los recursos adecuados para obtener ese tipo de información
  - Establecer las características principales de la estructura, si es posible un modelo por elementos finitos generará mejor información para la preparación de la prueba.
  - Establecer las características de la fuente de excitación
  - Definir los rangos de frecuencias y amplitudes de la excitación y la respuesta de la estructura
- Preparación de la prueba
  - Realizar una inspección preliminar de la estructura
  - Definir la cantidad y localización de sensores requeridos
  - Definir la forma de montaje de los sensores
  - Definir los parámetros de configuración de equipos para el registro de vibración
- Desarrollo de la prueba
  - Seleccione y marque las ubicaciones de medición.
  - Realizar el montaje de sensores disponibles.
  - Conectar los sensores a los sistemas de adquisición, configurar y verificar funcionamiento.
  - Realizar una prueba preliminar con registro de datos.
  - Visualice y verifique el registro correcto de datos y ajuste la configuración si es necesario.
  - Realizar la medición de vibraciones para las diferentes pruebas propuestas en la planeación.
  - Verifique el correcto almacenamiento de los datos.
  - Repita los pasos anteriores hasta cubrir todos los puntos de medición que se requieren para obtener la información completa de la estructura. Recuerde que en ciertos tipos de medición se requiere definir por lo menos dos sensores fijos (referencia) y los demás sensores pueden ser movidos a fin de cubrir todos los puntos de medición previstos.
  - Revise las señales registradas preliminarmente antes de empacar el equipo.
- Análisis y evaluación de las señales registradas: realizar un tratamiento de las señales basados en análisis simples para obtener los parámetros básicos que resultan de la lectura de cada señal.
- Reporte de la medición.

## 2.5 Reporte de la medición

El reporte de la medición debe contener todo lo necesario para describir y caracterizar la prueba realizada en la estructura. Aunque este depende del fin de la medición, se recomienda que el reporte tenga la siguiente información:

- Información general

- Descripción de la fuente de excitación (Ej: viento, tráfico, caminar de persona)
- Tipo y condiciones de la estructura
- Propósito de la medición
- Referencia de la normativa usada en la medición y estudio de vibraciones.
- Condiciones del terreno donde se implanta la estructura
- Descripción de la estructura y su estado acompañado de fotografías
- Fecha y hora de la prueba de vibraciones
- Condiciones atmosféricas

#### Medición

- Características del sensor, dispositivo de acondicionamiento de la señal y equipo de registro
- Certificados de calibración
- Posición, número y forma de acoplamiento de los sensores
- Frecuencia de muestreo
- Inicio y fin de cada registro
- Reporte descriptivo acompañado de fotografías del desarrollo de la prueba

#### Información complementaria

- Valores máximos registrados
- Resultados preliminares observados durante la prueba
- Anormalidades o posibles fuentes de error
- Estado de la estructura después de la medición

Para dar agilidad en el reporte de una prueba de medición de vibraciones se aconseja establecer un formato que contenga la información mínima necesaria para identificar claramente las especificidades de cada prueba. En el Apéndice B se muestra un tipo de formato para reporte de pruebas de vibración en estructuras, el cual ha sido creado y aplicado para todos los estudios descritos en el presente documento.

Dada la cantidad de trabajo para procesar y evaluar, es evidente la necesidad de una herramienta computacional de procesamiento para la emisión correcta y ágil del reporte de una prueba de vibraciones, que sirva para verificación del proceso y evaluación preliminar de los resultados. En este sentido, fue desarrollado un software de procesamiento y análisis preliminar de la señal de vibración con emisión de reporte de la prueba denominado VibraSeñales. Tanto el software como un ejemplo del reporte de una prueba de vibraciones se muestra en el Apéndice A.

## 2.6 Análisis de señales de vibración

El análisis de las señales de vibración es una gran área de conocimiento en el que los ingenieros civiles poco han incursionado. Sin embargo, con el auge de las técnicas no destructivas de inspección y monitoreo de estructuras, es ahora, muy importante que el ingeniero civil comience a profundizar en esta materia, por supuesto, ayudado de otros profesionales que dominan este campo. Aparentemente, en este documento, este punto parece ser un simple paso dentro del proceso de medición, no obstante, la medición de vibraciones se basa en el entendimiento de las señales registradas en los sensores, las cuales contienen una gran cantidad de información mezclada, proveniente no solamente de la respuesta de la estructura sino también de otras fuentes. Esta información adicional en las señales puede estar catalogada como ruido electrónico, mecánico y acústico. A fin de comprender muchos de los términos que se requieren para adelantar un proceso correcto de medición y análisis de vibraciones en estructuras, se debe iniciar con un estudio de los conceptos y técnicas de análisis de señales. Es importante mencionar que existe una inmensa utilidad de las técnicas de análisis de las señales de vibración, las

cuales son la base fundamental de los análisis experimentales avanzados que hoy en día se pueden realizar.

En general, se puede decir que el propósito del procesamiento y análisis de señales es clarificar algunos elementos de los datos medidos, creando así, una imagen más clara del problema físico que se está estudiando. Esto es extremadamente importante en las técnicas de análisis experimental de estructuras, porque toda la información física del problema, normalmente, está oculta en el caos creado por el ruido presente y la aleatoriedad de las señales medidas. Con técnicas adecuadas de procesamiento, las señales de vibración se hacen lo suficientemente claras como para poder extraer la información más importante. Algunos de los conceptos más usuales que se requieren para comprender el proceso de análisis básico de las señales de vibración y los cuales son necesarios en el proceso de planeación y configuración de la adquisición de la señal son mostrados a continuación.

### 2.6.1 Tipos de señales de vibración

Las señales dinámicas pueden ser de dos tipos principales: determinísticas y aleatorias. Las señales determinísticas se pueden describir por una relación matemática explícita y pueden ser clasificadas como periódicas o transitorias. Las periódicas son las señales que se repiten regularmente y están conformadas por una o un conjunto de frecuencias que no varían con el tiempo. Las transitorias son señales que comienzan y terminan en un valor constante (Ej.: un impacto). Las señales aleatorias solamente pueden ser caracterizadas por funciones de probabilidad en razón a que cada valor instantáneo de una señal aleatoria no puede ser predicho. Las señales aleatorias se dividen en estacionarias y no estacionarias. En las señales estacionarias, las distribuciones de probabilidad que caracterizan la señal son independientes del instante de tiempo en el que sean medidas.

### 2.6.2 Registro y corrección de la señal

La forma como se registran de las señales de vibración medidas en la estructura determina gran parte del análisis de la señal, así como de la calidad de la información que se pueda obtener.

Las señales que se quieren medir en un sistema vibratorio son **analógicas** dado que están definidas de forma continua en el tiempo. Sin embargo, estas señales solamente pueden ser almacenadas tomando datos discretos, es decir cada cierto intervalo de tiempo. La periodicidad en que se tome esa señal determinará la fidelidad de las señales guardadas con respecto a la señal física original, pero a cambio, se requerirá de mejores equipos de adquisición, una mayor capacidad de almacenamiento y una complejidad adicional en el procesamiento. Cuando las **señales analógicas** son almacenadas se convierten a **señales discretas** con una frecuencia de muestreo  $f_s = 1/\Delta_t$ .

El teorema de muestreo, planteado originalmente por Harry Nyquist en 1928, explica que una señal analógica puede ser representada por muestreos discretos solo si se muestrea usando una frecuencia de muestreo mayor a dos veces el ancho de banda. El ancho de banda hace referencia a el rango de frecuencias que contiene la señal de la cantidad física que se está estudiando. Así, la frecuencia crítica de Nyquist, o frecuencia máxima que teóricamente puede ser captada, es igual a la mitad de la frecuencia de muestreo. Si la señal analógica se muestrea cumpliendo el denominado teorema Nyquist, la señal original podrá ser recuperada adecuadamente a partir de las muestras utilizando alguna función de interpolación.

## Aliasing

El problema de aliasing está relacionado con el incumplimiento del teorema de Nyquist. Si la señal analógica se muestrea con una frecuencia menor a dos veces la frecuencia máxima que contiene la señal analógica, entonces en la señal muestreada no se podrá identificar las frecuencias mayores a la frecuencia de Nyquist. Pero lo que es más grave, estas frecuencias por encima de la frecuencia de Nyquist se mostrarán erróneamente como frecuencias por debajo de la frecuencia de Nyquist, como se ilustra en la Figura 2-13.

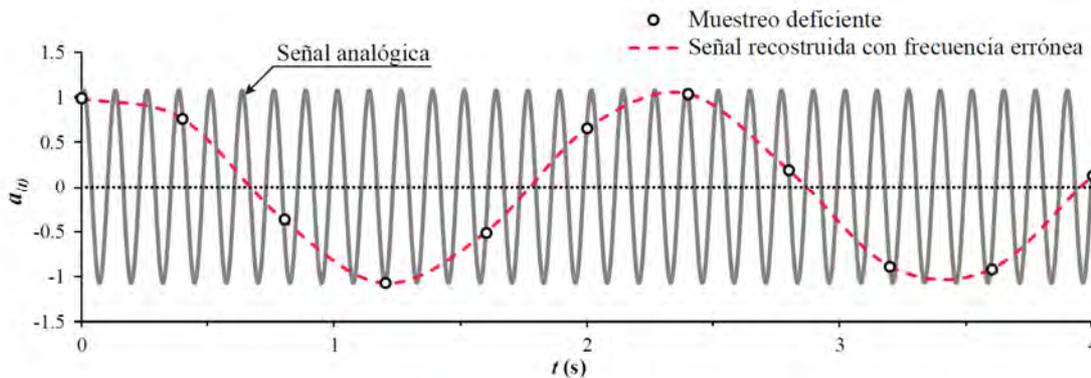


Figura 2-13 Digitalización de una señal analógica con problemas de aliasing

Por lo anterior, es imprescindible muestrear con una frecuencia superior a dos veces la máxima frecuencia presente en la señal. Por su puesto, esto no resulta tan sencillo de cumplir en todos los casos, dado que los equipos tienen limitaciones de muestreo y en otras ocasiones resulta difícil definir claramente la frecuencia máxima contenida en la señal. En esos casos, donde no se pueda cumplir con el criterio de muestreo de Nyquist, deberá filtrarse la señal analógica para eliminar todas las frecuencias superiores a la de Nyquist. Dicho filtrado deberá ser analógico, es decir, deberá hacerse antes de muestrear la señal, ya que el aliasing es un error de digitalización. Los filtros antialiasing deberán ser filtros “pasa-bajo”, que permitan el paso de las frecuencias de la señal por debajo de la frecuencia de Nyquist y eliminen todas las frecuencias que están por encima de dicho valor límite.

## Leakage y ventanas de digitalización

El leakage se presenta por efecto de tomar mediciones durante un periodo finito de observación. Si en el tiempo del registro de la señal, no se toma un número entero de ciclos de vibración para todas las frecuencias, se presentará **leakage** o **fuga** de la señal para las frecuencias con números incompletos de ciclos. El Leakage causa un cálculo impreciso de las frecuencias de la señal, que puede ser notado en una evidente disminución y ensanchamiento del pico de resonancia. Por supuesto, tomar un número entero de ciclos resulta imposible de cumplir para todas las frecuencias y es necesario tomar medidas para eliminar o disminuir dicho efecto. El efecto de leakage se evitaría fácilmente si se tomaran registros suficientemente largos, donde el número entero de ciclos de cada frecuencia sea suficientemente alto como para que el efecto de la fracción de ciclo adicional, no genere ningún efecto importante en el cálculo de las frecuencias. Sin embargo, en los procesos computacionales de digitalización de la señal, normalmente, se presenta un intervalo de digitalización limitado a un número de puntos finito, con lo cual se genera un efecto de leakage al reconformar la señal con la unión de los intervalos digitalizados (ver Figura 2-14). En ese caso, los sistemas de adquisición y procesamiento también traen incorporados las **funciones ventanas** (Ej. Hanning, Hamming, Kaiser-Bessel, Flat Top, etc), las cuales suavizan los extremos del intervalo de digitalización de la señal, por tanto, al juntar los intervalos, el efecto de ciclos incompletos se minimiza.



mediciones de aceleración. Este corrimiento, también puede ser debido a efectos de cambios de la temperatura de la electrónica de los dispositivos de medición. Esta corrección de la tendencia de la señal se puede realizar simplemente con un filtro paso-alto, lo que eliminara las frecuencias muy bajas de oscilaciones de la señal por debajo de las frecuencias de interés de nuestra estructura. Si el corrimiento es constante o casi constante, se puede corregir eliminando la media de la señal, la cual puede ser obtenida por medio de un procedimiento de línea de tendencia o calculando el promedio de segmentos de la señal. En el caso de utilizar segmentación, se requerirá algún tipo de ventana que evite el leakage.

### 2.6.3 Características de la señal de vibración

**La amplitud** de una señal de vibración es una característica importante en el control de vibraciones dado que es una indicación de la severidad de la vibración. Dado el carácter aleatorio de las señales de vibración, la amplitud o intensidad de la señal suele ser dada de varias maneras, así:

- Amplitud pico a pico: indica la distancia entre el máximo y el mínimo valor alcanzado por la señal.

Amplitud pico: es el máximo que alcanza la señal. Este valor no tiene en cuenta el resto de la señal, lo que resulta útil en el caso de medir acciones o respuestas instantáneas (Ej: un golpe).

Amplitud media: como se expresa en Ec. (2.1), tiene en cuenta el valor medio de toda la señal y su interés práctico es reducido dado que no tiene relación con alguna cantidad física de utilidad.

$$A_{media} = \frac{1}{T} \int_0^T |x(t)| dt \quad (2.1)$$

Valor RMS (*root mean square*): Es la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados es la medida relevante de la amplitud en algunas aplicaciones (Ej: vibraciones en entresijos) dado que tiene en cuenta la historia de la señal y proporciona un valor relacionado con el contenido energético de la vibración y por tanto con su capacidad destructiva. Este valor se obtiene de la siguiente manera:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt} \quad (2.2)$$

**Las unidades** para medir las vibraciones o sus parámetros están dadas en el sistema métrico internacional: El desplazamiento en m, mm o  $\mu\text{m}$ ; La velocidad en m/s o mm/s; La aceleración en  $\text{m/s}^2$ , pero normalmente se da en fracciones de la gravedad (g), que resulta una mejor medida del orden de magnitud para cualquier aplicación.

Es claro que **las cantidades físicas** desplazamiento, velocidad y aceleración que definen la vibración están relacionadas. Así, si se conoce la señal de desplazamientos se podría obtener una aproximación a las señales de velocidad y aceleración mediante técnicas de derivación de señales discretas. En el caso de tener la señal de aceleración, la velocidad y el desplazamiento pueden ser obtenidos por técnicas de integración discreta, que son más fáciles de incorporar incluso desde la electrónica de la adquisición.

En razón a que las señales de vibración están conformadas por muchas frecuencias, es más común trabajar las señales de vibración descomponiéndola en sus componentes individuales de frecuencias para comprender mejor la señal. Esto se conoce como trabajar en **el dominio de la frecuencia de la señal**. Para esta conversión existen algoritmos matemáticos muy eficaces que son incorporados en los sistemas de adquisición y prácticamente se pueden ver las señales en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia simultáneamente.

En la representación gráfica de las vibraciones se suele emplear algunas **escalas** diferentes a la lineal para observar de mejor manera algunas propiedades. La escala logarítmica en el eje de las frecuencias resulta útil para la observación de frecuencias en un amplio rango, especialmente si el contenido frecuencial contiene bajas y altas frecuencias que son de interés. En ese caso las bajas frecuencias aparecen

expandidas y las altas frecuencias comprimidas. Por otra parte, en una representación lineal es común que un valor elevado de amplitud de una frecuencia resonante genere que los picos de las demás frecuencias resonantes, que no fueron excitadas con la misma intensidad, no se alcancen a percibir. En este sentido, para representar las amplitudes en un espectro de frecuencias es conveniente la escala logarítmica en razón de poder identificar tanto los valores más altos como los más bajos de los picos resonantes. Un tipo conveniente de escala logarítmica es la **escala decibel (dB)**, la cual es una escala de proporción que relaciona el nivel medido de amplitud con un nivel de referencia. De esta manera se obtiene un nivel de la cantidad medida de vibración en decibelios,  $N$ , como se muestra en la siguiente expresión:

$$N(\text{dB}) = 20 \log_{10} \left( \frac{A}{A_{\text{ref}}} \right) \quad (2.3)$$

Aunque los valores de referencia no son completamente estándar, estos pueden ser tomados de los establecidos por las normas ISO [32], los cuales son:  $10^{-6} \text{ m/s}^2$  para aceleraciones;  $10^{-9} \text{ m/s}$  para velocidades y de  $10^{-6} \text{ N}$  para fuerza.

#### 2.6.4 Cambio al dominio de la frecuencia

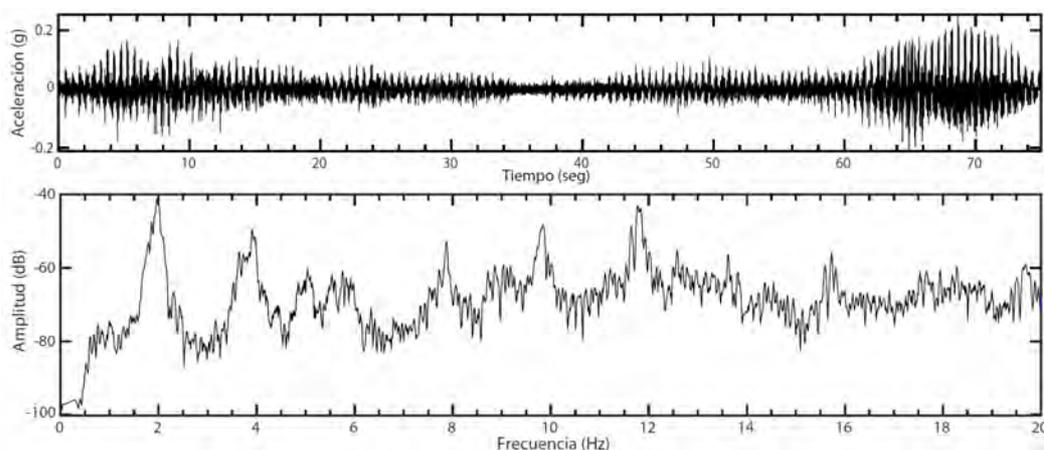


Figura 2-15 Registro de una señal en tiempo y en frecuencia en un puente peatonal

El dominio de la frecuencia es para la mayoría de aplicaciones la forma más adecuada de comprender un comportamiento o problema físico en la estructura, por lo cual la transformación de una señal de vibración en el tiempo al dominio de la frecuencia es una de las herramientas fundamentales para el análisis de vibraciones en estructuras. Como se vio en el Capítulo 1, el fenómeno de la resonancia es claramente identificable en un gráfico de respuesta vs frecuencia, de donde también es posible obtener propiedades de amortiguamiento (ver Figura 1-6).

La disponibilidad de la transformada de Fourier, la cual permite la obtención inmediata de la señal en el dominio de la frecuencia (además, es reversible), es el algoritmo esencial del análisis y evaluación de señales. Por tanto, debe ser estudiado en detalle antes de introducirse en el mundo de la medición de vibraciones. De la formulación inicial de series de Fourier en principios del siglo XIX, el ingeniero francés Jean Baptiste Fourier planteo también la denominada **Transformada de Fourier**, que con la llegada del análisis de señales digitales evoluciono a diferentes formas, así:

- Las series de Fourier: transforma una señal infinita periódica en un espectro de frecuencia infinito discreto.
- La transformada integral o continua de Fourier: transforma una señal continua de tiempo infinito en un espectro de frecuencias continuo infinito

- La transformada discreta de Fourier (Discrete Fourier transform - DFT): Transforma una señal discreta periódica de tiempo en un espectro de frecuencias discreto.
- La transformada rápida de Fourier (Fast Fourier Transform - FFT): es un algoritmo para calcular la DFT de forma más eficiente, que al ser aplicado en sistemas electrónicos y computacionales genera un gran ahorro sustancial de tiempo de cálculo.

En la Figura 2-15 se muestra una señal de aceleración registrada en un puente peatonal, la cual presenta varios de los tratamientos básicos que se deben conocer para poder comenzar en el tema de la medición y evaluación de vibraciones.

## 2.7 Análisis de señales con VibraSeñales

Con el acelerado avance en el desarrollo de instrumentación y la disminución de costos de adquisición, es común contar ahora en pruebas de vibración con dispositivos de medición de aceleración triaxial localizados a lo largo de la estructura. Esto ha traído mayor y mejor información de la estructura, pero también, un aumento en la complejidad de procesamiento y análisis de las señales registradas. Así, cada vez más son requeridos mejores y más eficientes sistemas de procesamiento de datos.

Resultado de la medición de vibraciones mediante instrumentación con acelerómetros triaxiales, un elevado número de registros son almacenados: tres registros de aceleración (x, y, z) por cada punto de medición en cada una de las pruebas programadas y efectuadas (Ej.: vibración a libre, caminar, correr en un puente peatonal). Estos registros de aceleración en las tres direcciones, almacenados en archivos con cientos de miles de datos, exigen contar con herramientas de procesamiento eficaz, con facilidad de uso y rapidez en la obtención del reporte de la prueba de vibración.

Actualmente, la mayoría de herramientas disponibles para la lectura y tratamiento de señales de aceleración presentan restricciones para su uso. Algunas limitan el tamaño del registro, otras efectúan el tratamiento de la señal para un registro a la vez (no triaxiales), otras son muy costosas o están dirigidas a otro tipo de fines (Ej.: vibración de maquinaria, ruido).

Por lo anterior, se desarrolló una primera versión de la aplicación VibraSeñales, una GUI (graphical user interface) sobre la plataforma Matlab [33], cuyo propósito es efectuar el procesamiento de los registros de vibración obtenidos en campo, indicando las principales características de cada señal, así como los parámetros más representativos asociados con la respuesta de una estructura en pruebas realizadas con los equipos de aceleración triaxial disponibles. Así mismo, la herramienta es útil para emitir un reporte adecuado de cada prueba en orden a efectuar una valoración preliminar de la estructura. En el Apéndice A, se presenta las características principales de la aplicación y su utilización para el análisis de señales de aceleración en pruebas de vibración de estructuras.

# Capítulo 3

## Análisis de vibraciones en el diagnóstico de estructuras

---

Se presenta a continuación una síntesis de los análisis y utilidades de las vibraciones como ayuda en el diagnóstico de una estructura en deterioro. Se presenta los planteamientos actuales de la identificación modal experimental como herramienta fundamental en muchos de los casos de diagnóstico que se apoye en pruebas de vibración, así como una síntesis de los principales parámetros de cuantificación del daño en una estructura.

### 3.1 Diagnóstico basado en vibraciones

La medición de vibración para la evaluación y el diagnóstico ha sido ampliamente usada en la práctica de la mecánica y otras ramas de la ingeniería relacionadas con la industria para el diagnóstico de máquinas y piezas. Sin embargo, en estructuras civiles hasta hace dos décadas se ha iniciado a aplicar técnicas de diagnóstico estructural con base en vibraciones. Actualmente, los proveedores de equipos de medición y adquisición de datos ya brindan herramientas para el preprocesado de las señales, así como se disponen en el mercado de diversas aplicaciones computacionales para el manejo de datos y obtención de parámetros, por lo que, las aplicaciones y formas de aprovechamiento de estas técnicas son diversas. Esta técnica de evaluación de estructuras puede definirse como **diagnóstico basado en vibraciones (DV)**. Actualmente, las técnicas para un DV están siendo potenciadas con nuevas investigaciones en el campo práctico.

#### 3.1.1 Metodología de un DV

Un proceso de diagnóstico basado en vibraciones (DV) debe considerar los siguientes aspectos fundamentales:

1. Definir claramente el objetivo del diagnóstico. Se debe estudiar el tipo de problema a afrontar, es decir tipo de comportamiento, fallas, nivel de daño, comportamiento inadecuado, etc. (Ej.: percepción de vibraciones laterales excesivas en un puente).

2. Definir el protocolo de las pruebas, definiendo el tipo y cantidad de la instrumentación requerida dependiendo del tamaño de la estructura, la duración de las pruebas requeridas, el tipo de acción, así como, del nivel esperado de vibración en la estructura (Ver Capítulo 2).
3. Definir si se requiere medir la fuente de la excitación o si es necesario introducir fuerzas excitadoras controladas conocidas.
4. Definir el tipo de procesamiento de datos que requiere las señales de vibración medidas. En algunos casos es suficiente con obtener el nivel de respuesta para ser comparado con unos límites o en otros se requerirá un análisis modal complejo, con análisis de las variables que lo modifican para un seguimiento en el tiempo de índices de evaluación o detección de daño.
5. Ejecución de las pruebas de medición de vibración. Estas pruebas pueden ser de dos tipos:
  - La medición de la respuesta ante una acción específica.
  - La medición de la respuesta ante una serie de escenarios previstos de carga. Esta requiere de una logística o equipos adicionales para generar las condiciones previstas de carga (Ej: paso de peatones o vehículos de diseño específicos y a velocidades específicas sobre un puente).
6. Análisis y emisión de informe diagnóstico. En algunos casos, se puede dar un diagnóstico preliminar inmediato, pero en otros un estudio completo en oficina será requerido. Actualmente, con el avance en sistemas y software para el procesamiento de datos, la entrega de un diagnóstico apropiado en un monitoreo de una estructura puede plantearse para que se de en tiempo real, pero por supuesto, esto requerirá de una logística especial preliminar.
7. Pronóstico y sugerencia de solución. Es posible que con los datos del diagnóstico se pueda indicar un pronóstico y dirija a plantear la acción a tomar (Ej.: cierre inmediato, mantenimiento, rehabilitación). Con el entendimiento claro del problema y con base en la experiencia, se pueden indicar la solución al problema estudiado que puede ser dado con cambios en la configuración estructural o en los parámetros de operación.

Si en el futuro estos procedimientos fueran estandarizados, el diagnóstico, pronóstico y la solución podrían ser realizados de forma rutinaria bajo protocolos específicos. Esto redundaría en la reducción de tiempos y costos de inspección, evaluación y mantenimiento, y por consecuencia, en una adecuada implementación para la prevención de fallas. En los siguientes numerales se analizan varios estudios de caso que muestran los objetivos y aspectos de un DV.

Un monitoreo continuo de las vibraciones de una estructura para un DV permanente y, por tanto, para la toma inmediata de decisiones es posible pero su implementación requiere altos costos. Aunque los aspectos esenciales del DV se conservan, en un monitoreo permanente de las vibraciones se debe prestar especial atención a la efectividad de la medición y tratamiento de datos en tiempo real. Las metodologías y variables específicas de un monitoreo en tiempo real son estudiadas en una nueva sub-área de la ingeniería de estructuras denominada *monitoreo de salud estructural basado en vibraciones (vibration-based structural health monitoring or Vibration-based SHM)*.

### 3.1.2 Propósitos de un DV

El diagnóstico por vibraciones (DV) puede ser empleado para afrontar diferentes problemas en el estudio de estructuras civiles, así:

- Evaluación de componentes y materiales
- Seguimiento del comportamiento estructural
- Optimización del diseño

- Calificación dinámica bajo cargas en condiciones de servicio
- Calificación del comportamiento sísmico
- Recibo y garantía de estabilidad de una estructura
- Inspección para mantenimiento o verificación cumplimiento del tiempo de vida útil
- Aislamiento o amortiguamiento para vibraciones
- Evaluación del estado de daño por efecto de eventos accidentales o cargas extremas
- Evaluación de daño por fatiga

### 3.1.3 Parámetros principales de evaluación en un DV

Los principales parámetros que son obtenidos en un diagnóstico basado en vibraciones se presentan a continuación. Producto de estos parámetros evaluados pueden determinarse otra serie de parámetros que, a su vez, pueden ser integrados en índices de evaluación.

- Características generales de la respuesta o nivel de la vibración: relacionada con la respuesta ante una acción específica (acciones ambientales, cargas de servicio normales o extraordinarias, eventos extremos (como terremotos o explosiones). Una evaluación y seguimiento en la respuesta indica características de buen o mal funcionamiento respecto de las condiciones previstas, niveles de aceptables de vibración, sobreesfuerzos en la estructura, o niveles de daño para una acción específica. Cuantificación del número de incursiones en el rango inelástico. Cantidad de ciclos en un lapso de tiempo para un determinado nivel de vibración o una acción específica.
- Frecuencias naturales de vibración de la estructura las cuales están asociadas principalmente a la rigidez y masa de la estructura. Un cambio en este parámetro puede indicar un cambio en la rigidez de la estructura, por lo que puede asociarse a daño.
- Formas modales de vibración de la estructura. Cambios en las formas modales son un buen indicador de cambios de otras propiedades en la estructura y pueden ser útiles en la localización del daño.
- Amortiguamiento de la estructura. Se ha encontrado que incrementos en el amortiguamiento están asociados daño, debido a efectos como no linealidades en el material, fricción en fisuras, entre otros.
- Interacción entre las acciones y la respuesta. Para la detección de problemas de amplificación o resonancia. También puede ser utilizado para determinar la energía impuesta y disipada. Se requiere en muchos casos la medición o parametrización de las acciones impuestas (Ej. cargas sincronizadas de grupos de peatones en puentes).
- Frecuencias adicionales respecto de una condición inicial. En el caso de daños localizados es posible que una frecuencia adicional a la de una condición inicial pueda aparecer e indicar un daño. Suelen aparecer frecuencias adicionales de partes sueltas o la interacción de las grietas o elementos averiados.

## 3.2 Caracterización modal experimental

### 3.2.1 Generalidades del análisis modal con base en vibraciones

A medida que las técnicas de análisis estructural evolucionan continuamente y se vuelven cada vez más sofisticadas, aumenta la conciencia de las limitaciones en la representación numérica del comportamiento estructural. Se hace prioritario verificar los modelos numéricos que fueron basados en propiedades puntuales y que no tienen en cuenta en la mayoría de los casos la interacción apropiada entre miembros estructurales o la incidencia de elementos no estructurales. En el caso de la dinámica estructural, es común encontrar que las suposiciones de propiedades como la rigidez, masa y amortiguamiento de una estructura difirieran significativamente con las de la estructura finalmente construida, varíen con el paso del tiempo o se alteren con la ocurrencia de un evento extraordinario. En este sentido, la ingeniería de estructuras busca herramientas experimentales más eficientes para determinar propiedades reales que alimenten o validen los modelos numéricos. En términos clásicos de mecánica, el **análisis modal experimental** es el área de la mecánica y la ingeniería que estudia la obtención de las propiedades modales de una estructura a partir de la medición de la respuesta vibratoria ante acciones controladas o de operación. Este tipo de análisis ha sido utilizado ampliamente en diferentes aplicaciones para la industria, sin embargo, en estructuras civiles su aplicación ha tardado en desarrollarse dado el gran tamaño y complejidad de materiales y elementos que las componen. Con el avance de la instrumentación dinámica y sistemas de adquisición, un análisis modal con base en medición de vibración es ahora una herramienta viable en la ingeniería civil, que está siendo utilizada en diversas aplicaciones en las etapas de diseño, construcción, mantenimiento, evaluación y rehabilitación de una estructura real. Actualmente, esta herramienta practica resulta de principal importancia en el diagnóstico puntual, periódico o continuo de una estructura civil.

Un análisis modal basado en mediciones de vibraciones en una estructura resulta en la determinación de la relación entre las señales de entrada (excitación) y de salida (respuesta de la estructura). Usualmente, esta relación está dada como una Función de Respuesta en Frecuencia (FRF), de donde se pueden obtener las propiedades dinámicas: frecuencias naturales de vibración, amortiguamiento y formas modales. A su vez, con base en el análisis de estas propiedades se puede definir el comportamiento dinámico real de la estructura, lo que resulta muy útil para la toma acertada de decisiones en procesos de diseño, construcción y seguimiento de una estructura nueva o para la evaluación, reforzamiento y control de una estructura existente. Entre los propósitos específicos de un análisis modal basado en medición de vibraciones, se encuentran:

- Conocer o verificar el comportamiento dinámico de una estructura.
- Calibración de modelos numéricos o verificación de teorías analíticas
- Establecer el nivel de daño en una estructura existente.
- Detectar de forma temprana el daño en una estructura.

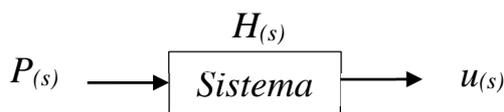


Figura 3-1 Parámetros de evaluación experimental de un sistema dinámico lineal

Los parámetros dinámicos o modales de un sistema estructural lineal pueden ser obtenidos de la relación entre la respuesta de un sistema estructural  $u(s)$  (salida) y la función de excitación del sistema  $P(s)$  (entrada), mediante la denominada función de transferencia  $H(s)$ , como se esquematiza en la Figura 3-1. La  $H(s)$  es una entidad matemática compleja que describe la transformación de la señal de

entrada a la respuesta, la cual puede ser dada experimentalmente mediante la denominada Función de Respuesta en Frecuencia, FRF, normalmente, representada en amplitud y fase. De forma general, la FRF se puede definir con la Ec.(3.1), donde  $H_{(\omega)}$  es un número complejo para cada frecuencia, cuya magnitud es la relación de la amplitud de salida y de entrada, mientras que la fase de  $H_{(\omega)}$  es la diferencia de fases entre las señal de salida y entrada.

$$H_{(\omega)} = \frac{u_{(\omega)}}{P_{(\omega)}} \quad (3.1)$$

### 3.2.2 Metodologías generales de identificación modal experimental

El método de análisis modal de estructuras con base en medición de vibraciones puede catalogarse de diversas maneras de acuerdo con la técnica usada y los parámetros objetivo que se busquen, sin embargo, se ha extendido con gran aceptación dos metodologías fundamentales en el ámbito de la ingeniería de vibraciones, el método clásico denominado propiamente Análisis Modal Experimental - EMA (*Experimental Modal Analysis*) y un método más reciente denominado Análisis Modal Operacional - OMA (*Operational Modal Analysis*), también conocido como análisis modal de solo salida (OMA - *Output-only Modal Analysis*). Las técnicas EMA requieren el registro de fuerzas de excitación controladas para ser comparadas con las señales de respuesta, por lo que se conocen también como métodos de datos de entrada y salida (*input-output data methods*). En contraste, las técnicas OMA utilizan solo datos de respuesta o salida (*output-only data methods*) dado que las fuerzas de entrada no son medidas, utilizando para la excitación de la estructura las fuerzas ambientales o de operación normal de la estructura.

El Análisis Modal Experimental (EMA) identifica los parámetros modales a partir de los registros que se obtienen de la fuerza aplicada conocida y la respuesta vibratoria de la estructura ante dicha fuerza. En la ingeniería civil, las técnicas EMA resultan un desafío debido al gran tamaño y complejidad de las estructuras. Por esta razón, la ingeniería civil se ha concentrado más recientemente en las oportunidades que ofrece el Análisis Modal Operacional (OMA). El OMA permite la estimación de los parámetros modales de una estructura a partir de únicamente de la medición de la respuesta vibratoria ante excitaciones naturales presentes en la estructura. Con ello, se toma ventaja de las excitaciones normales o de operación actuando sobre una estructura, como el viento, tráfico, peatones, en lugar de excitaciones artificiales.

Hasta hace algunos pocos años, la técnica comúnmente utilizada para la determinación de propiedades modales en un sistema mecánico era el EMA, el cual es muy útil siempre que se tenga un sistema adecuado para inducir vibraciones controladas. Esto normalmente es sencillo para sistemas mecánicos de tamaño reducido. En sistemas de mayor tamaño la implementación de vibraciones forzadas controladas resulta de mayor complejidad dada la necesidad de equipos de mayor potencia para excitar de manera adecuada los modos de baja frecuencia, además de existir la posibilidad de causar daño local en la estructura. Las pruebas de vibración con métodos EMA pueden ser significativamente más complejos que con métodos OMA, por lo que generalmente, una prueba EMA resulta más costosa, especialmente para estructuras grandes y masivas. La principal ventaja de los métodos EMA es que se puede controlar cuidadosamente el nivel de excitación y vibración inducida, por lo que se pueden encontrar mejores y más completos resultados en la identificación modal de la estructura. En los métodos OMA se debe confiar en las fuerzas de la naturaleza y las fuerzas artificiales no controladas para excitar la estructura, por lo que se pueden presentar niveles muy bajos de vibración que no permitan la identificación adecuada de los parámetros modales. Por esta razón, la sensibilidad de los sensores utilizados para las mediciones de vibración en el OMA es generalmente mucho mayor que la requerida para las pruebas EMA

[2]. En el OMA, el uso de fuerzas de operación indica que no se requiere una interrupción en el funcionamiento de la estructura, sin embargo, la cantidad de datos recopilados es significativa y puede ser una tarea compleja de analizar.

### 3.2.3 Particularidades del análisis modal experimental – EMA

Los métodos EMA o pruebas de vibración forzada generalmente se utilizan para determinar las características dinámicas de estructuras de tamaño pequeño y mediano. Estos provienen de la ingeniería mecánica y son bastante utilizados en ingeniería de máquinas, aeroespacial, de automóviles, entre otras. En raras ocasiones, estos métodos se usan en estructuras muy grandes debido a la complejidad asociada con proporcionar niveles significativos de excitación a una estructura grande y masiva. En las pruebas de vibración con técnicas EMA se aplican fuerzas controladas a una estructura para inducir vibraciones y medir la respuesta de la estructura a estas fuerzas conocidas. Los registros de la respuesta de la estructura y de la excitación se utilizan para calcular las funciones de respuesta en frecuencia (FRF) entre un punto excitado y el punto medido. Con estas FRFs se pueden determinar las frecuencias naturales, las formas de modales y los valores de amortiguamiento de la estructura utilizando métodos de análisis bien establecidos. Una buena ilustración del EMA puede ser encontrada en [34] donde se ha recopilado todo lo concerniente de esta metodología.

Las metodologías para ejecución y análisis de una prueba EMA dependen fundamentalmente del tipo de fuerza de excitación a aplicar. De este modo, los métodos EMA pueden ser clasificados de acuerdo a la clase de excitación aplicada a la estructura, como se describe a continuación.

#### *Pruebas de impacto*

Las pruebas de impacto son las pruebas más comunes del EMA para generar vibración controlada en una estructura. Los ingenieros mecánicos suelen utilizar pruebas de impacto para identificar las características dinámicas de los componentes de máquinas y pequeños ensambles. A la estructura estudiada se le adhieren acelerómetros para registro de la respuesta ante el golpe de un martillo equipado con un transductor de fuerza. Si bien las pruebas de impacto se usan comúnmente para evaluar estructuras pequeñas, pueden producirse varios problemas cuando se usa este método para probar estructuras más grandes. Para excitar suficientemente los modos de menor frecuencia de una estructura grande, la masa del martillo de impacto debe ser bastante grande. No solo es difícil construir y usar martillos de impacto grandes con transductores de fuerza, sino que el impacto producido por un martillo grande también podría causar daños locales considerables a la estructura de prueba.

#### *Pruebas con generador de vibraciones (shaker)*

Los generadores de vibraciones se utilizan para excitar la estructura aplicando vibraciones con frecuencia controlada. Estos pueden ser mecánicos, hidráulicos, neumáticos o eléctricos. Un agitador debe producir fuerzas suficientemente grandes para excitar efectivamente una estructura grande en un rango de frecuencia de interés. Para estructuras muy grandes, como puentes de gran envergadura o edificios altos, las frecuencias de interés suelen ser inferiores a 5 Hz. Si bien es posible producir fuerzas considerables con generadores de vibraciones relativamente pequeños a altas frecuencias, como las que se usan para probar sistemas mecánicos, es difícil producir fuerzas lo suficientemente grandes como para excitar una estructura grande a bajas frecuencias. Aunque es posible construir agitadores masivos de baja frecuencia, estos son caros de construir, transportar y montar. En tales casos, son deseables métodos alternativos para excitar la estructura.

### **Pruebas de liberación súbita**

Este método radica en inducir una deformación temporal prescrita a una estructura y liberarla súbitamente, haciendo que la estructura vibre libremente. Para producir el desplazamiento inicial estático de la estructura se pueden utilizar gatos hidráulicos, cables y poleas, excavadoras, remolcadores o camiones. El objetivo de esta técnica es liberar rápidamente la carga y registrar las vibraciones en movimiento libre. Para el caso de estructuras grandes esto podría resultar algo imposible o peligroso por lo que el diseño de este tipo de pruebas debe conocer de antemano el comportamiento de la estructura y su nivel de deformación permitida.

### **Otros métodos de excitación**

Los movimientos de tierra inducidos, como explosiones controladas subterráneas o sobre el suelo, pueden ser una manera de generar un movimiento de la estructura. Para esto es necesario instrumentar adecuadamente la base de la estructura y registrar la señal de fuerza de entrada.

Los movimientos generados por el hombre, como caminar, trotar o correr pueden ser medidos y controlada su frecuencia, por lo que, en cierto modo pueden ser utilizados como una fuerza de excitación controlada.

### **3.2.4 Particularidades del análisis modal operacional – OMA**

Como se mencionó, el análisis modal operacional OMA es una técnica de análisis experimental para determinar las propiedades dinámicas fundamentales de una estructura o sistema mecánico a partir de vibraciones ambientales o condiciones normales de funcionamiento. Esta forma de identificar las propiedades modales de una estructura se basa en una excitación que tenga una energía distribuida para un amplio rango de frecuencias propias del sistema a evaluar. A este tipo de excitaciones se le conoce como “**ruido blanco**”. La idea básica del OMA es que para el caso de excitaciones aleatorias de ruido blanco la respuesta del sistema se puede desacoplar en sistemas de un grado de libertad cada uno de los cuales describe la respuesta aleatoria de un modo. Así, lo ideal en este método es excitar todas las frecuencias de la estructura con una misma energía, sin embargo, dada la dificultad de conseguir esto, lo importante es que exista una captura apropiada de todas las frecuencias principales en una estructura. Las excitaciones para un OMA, pueden estar originadas por el viento, el tráfico, maquinaria propia o cercana a la estructura u otro tipo de excitación natural que genere un movimiento aleatorio en tiempo y espacio. Una buena introducción al OMA puede ser encontrada en [2], [35].

Para las estructuras civiles, ya sea un puente o una edificación, es preferible un análisis modal operacional en razón a que no interfiere con el funcionamiento normal de la estructura y representa menores costos de implementación. Concisamente, las principales ventajas de utilizar un análisis modal operacional son:

- Menor tiempo de preparación del ensayo.
- Costos reducidos de prueba (no son necesarios equipos excitadores).
- No se interrumpe el funcionamiento normal de la estructura.
- Respuesta representativa de las condiciones reales de utilización de la estructura.
- No se aplican cargas artificiales que pudieran causar la aparición de no linealidades en la respuesta o daño.

El OMA presenta los siguientes inconvenientes probables, que pueden ser reducidos en la medida que exista un mejor conocimiento de las técnicas actuales de evaluación de la respuesta:

- Respuestas pequeñas, normalmente mezcladas con ruido, lo que requiere mejores técnicas de interpretación y mayores tiempos de registro.
- Excitación desconocida, complica el análisis.
- Necesidad de equipos muy sensibles.
- Necesario un análisis de datos cuidadoso.

El proceso de adelantar un análisis modal operacional requiere de una serie de elementos para su buen aprovechamiento. Entre otros se requiere un conocimiento adecuado de las formulaciones base de la dinámica y el tratamiento de señales, así como el estudio de los diferentes métodos existentes para detectar de buena manera las características modales según sea el tipo de propósito y estructura que se está analizando. Sin embargo, con el avance de la tecnología en dispositivos de medición, así como de herramientas computacionales para el tratamiento de las señales que incluso pueden ser en tiempo real, los métodos OMA apuntan a ser uno de los métodos más importantes para ser utilizados en el diagnóstico y monitoreo de una estructura.

### 3.2.5 Técnicas de extracción de parámetros modales

Una gran clasificación de los métodos de identificación de parámetros dinámicos (frecuencias naturales, formas modales y amortiguamientos) es determinada por el dominio en el que se trabajan las señales, esto es, si el análisis se hace en el dominio del tiempo o si se hace transformando la señal al dominio de la frecuencia. Tradicionalmente, los **métodos en el dominio de la frecuencia** son los más utilizados, sin embargo, en los últimos años los **métodos en el dominio del tiempo** han evolucionado y tienen ventajas relacionadas con la menor influencia del ruido en la determinación de los parámetros modales.

Otra distinción entre los métodos de identificación es si estos se basan en sistemas de un grado de libertad (SDOF - *single degree-of-freedom*) o en sistemas de varios grados de libertad (MDOF - *Multiple Degree of Freedom*). Si solo un modo es dominante, es posible suponer que la respuesta estructural en ese rango de frecuencia depende solo de ese modo y sus parámetros pueden ser determinados por separado. Esta suposición de SDOF es una aproximación razonable solo si los modos de la estructura están bien separados. En presencia de modos poco espaciados o incluso coincidentes, se deben adoptar métodos MDOF para identificar correctamente los diferentes modos que contribuyen a la respuesta estructural general.

Las técnicas de identificación se pueden clasificar en dos grandes grupos: **métodos paramétricos** y **métodos no paramétricos**. Un modelo paramétrico es un modelo matemático con algunos parámetros que se pueden ajustar para cambiar la forma en que el modelo se ajusta a los datos. En general, se busca un conjunto de parámetros que minimicen la desviación entre la respuesta prevista del sistema del modelo y la respuesta medida del sistema (mediciones). Los procedimientos paramétricos son más complejos por lo que requieren gran trabajo computacional con respecto a los no paramétricos. Las técnicas no paramétricas son particularmente útiles durante las pruebas de campo para obtener una visión rápida sobre la eficacia de mediciones y resultados de identificación dinámica.

Entre los métodos no paramétricos más conocidos y usados se destaca el **Peak-picking (PP)**. Este es el método SDOF más simple usado para la verificación de datos obtenidos y para dar una primera visión de las propiedades modales de la estructura. Se basa en el procesamiento de la señal usando la transformada discreta de Fourier y los modos suficientemente separados pueden ser estimados directamente de los picos obtenidos de una matriz de densidad espectral (PSD) o matriz que contiene los espectros de potencia de las respuestas [36]. Dichos picos son las primeras estimaciones de las frecuencias y formas modales. La precisión depende de la resolución en la frecuencia utilizada.

Otro método no paramétrico que podría destacarse es la **Función compleja de indicación de modos (CMIF)**. El método CMIF (*Complex mode indication function*) está basado en la descomposición en valores singulares y descomposición en autovalores de la matriz que contiene los espectros de potencia de las respuestas [37]. Originalmente, fue una herramienta para contar el número de modos en un conjunto de mediciones. Es apropiado cuando hay frecuencias modales estrechamente espaciadas o repetidas.

Dentro de los métodos paramétricos se destaca el método de la frecuencia compleja de poli-mínimos cuadrados (p-LSCF - *Poly-least squares complex frequency*). El método p-LSCFD o comercialmente conocido como “**PolyMax**”. Fue desarrollado para identificación de parámetros modales a partir de las funciones de respuesta en frecuencia con base en un ajuste por mínimos cuadrados, lo que genera un proceso de optimización. Este genera estimaciones de polos globales y vectores de participación modal. Este método es adecuado para estimaciones más precisas de los parámetros modales de conjuntos de datos grandes y ruidosos.

Existe una gran variedad de métodos en el dominio del tiempo, pero todos suponen un manejo conceptual mayor de análisis de señales, por lo que se aconseja iniciar conociendo la practicidad de los métodos en el dominio de la frecuencia. Dentro de los métodos más conocidos de identificación en el dominio del tiempo, se encuentra el método **ERA** (*Eigensystem Realization Algorithm*), el cual fue desarrollado en el Centro de Investigación de la NASA. Este método se basa en la descripción de un sistema por medio de un conjunto de ecuaciones diferenciales o de diferencias de primer orden. Otros métodos en el dominio del tiempo que son bastante estudiados actualmente son los métodos de Modelos Autorregresivos (AR o ARMA). Estos métodos utilizan expresiones de las funciones de transferencia, pero en tiempo discreto. Estos añaden un término de error que ayuda a mejorar la detección.

Dado el reciente desarrollo del análisis modal operacional (OMA), la mayoría de sus técnicas para identificación de parámetros dinámicos se derivan de los procedimientos de identificación modal de entrada-salida del análisis modal experimental (EMA), sin embargo, para el OMA se asumen entradas múltiples de carácter aleatorio y se trabaja principalmente de los datos de respuesta (salida). Desarrollos en los métodos de identificación para OMA, condujeron al planteamiento de varios métodos importantes de identificación modal exclusivos del OMA, dentro de los que se destacan:

En el dominio de la frecuencia:

- **Descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD – Frequency Domain Decomposition):** El método FDD es ligeramente más sofisticado que el Peak-Picking el cual permite la separación de modos estrechamente espaciados y la identificación de amortiguamientos modales [38]–[40]. Este se basa en el cálculo de valores y vectores singulares obtenidos del análisis de la matriz de densidad espectral. Es uno de los más usados dada su mejor efectividad en la determinación apropiada de los parámetros modales con un esfuerzo computacional moderado.
- **Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD):** El método EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) es una extensión de la técnica FDD [41]. Comparado con el FDD, el EFDD ofrece una estimación más exacta tanto de las frecuencias naturales y los modos de vibración como del coeficiente de amortiguamiento.

En el dominio del tiempo:

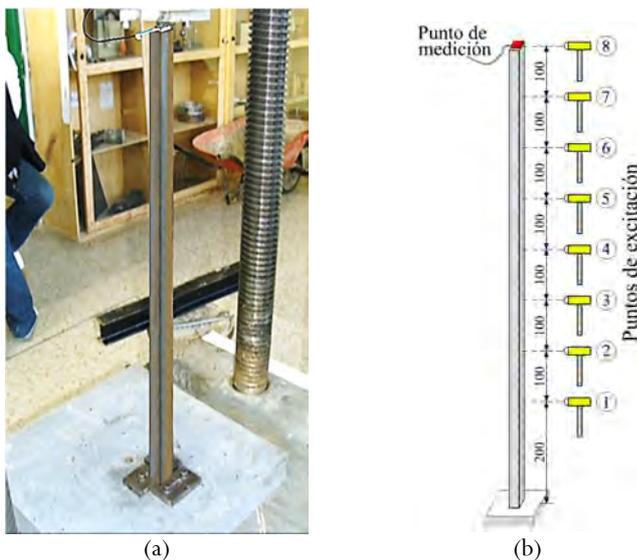
- **Identificación de subespacio estocástico (SSI – Stochastic Subspace Identification):** Es basado en un método de la ingeniería de control para la identificación del espacio de estados de sistemas, el cual utiliza directamente los datos medidos. Se plantea un modelo paramétrico que se ajusta directamente a los datos sin procesar de las series de tiempo [42]. Dentro de este método se destacan dos algoritmos generales:
  - *Data Driven Stochastic Subspace Identification (SSI-Data):* Trabaja con una historia de datos para dar predicciones de datos y compararlos con los siguientes [43].

- *Covariance Driven Stochastic Subspace Identification (SSI-COV)*: Extrae la información estadística de la respuesta del sistema permitiendo un modelado equivalente de covarianza, de modo que se encuentre la función de correlación correcta y la función de densidad espectral correcta [44].

Un detalle de las técnicas de identificación aplicables para el EMA pueden ser consultadas en [34] y para el OMA en [2], [35].

Las señales que son registradas en una estructura civil son complejas dado que involucran excitaciones ambientales, ruido de los equipos, vibración del terreno donde se implantan, complejidad de la estructura que contiene un sin número de modos tanto locales (de cada elemento) como globales (que involucran gran parte de la estructura). Por lo anterior, el análisis modal con cualquier técnica de identificación requiere un conocimiento avanzado de tratamiento de señales aleatorias, que incluye en su gran mayoría técnicas probabilísticas. Sin embargo, con el auge de los métodos experimentales de análisis modal, gran cantidad de software ha sido desarrollado, por lo que el análisis complejo de datos que requiere la identificación modal puede convertirse en una tarea de rutina.

### 3.2.6 Identificación modal experimental en un modelo simple



**Figura 3-2** Modelo experimental de viga metálica (a) y esquema del proceso de medición de la respuesta dinámica (b)

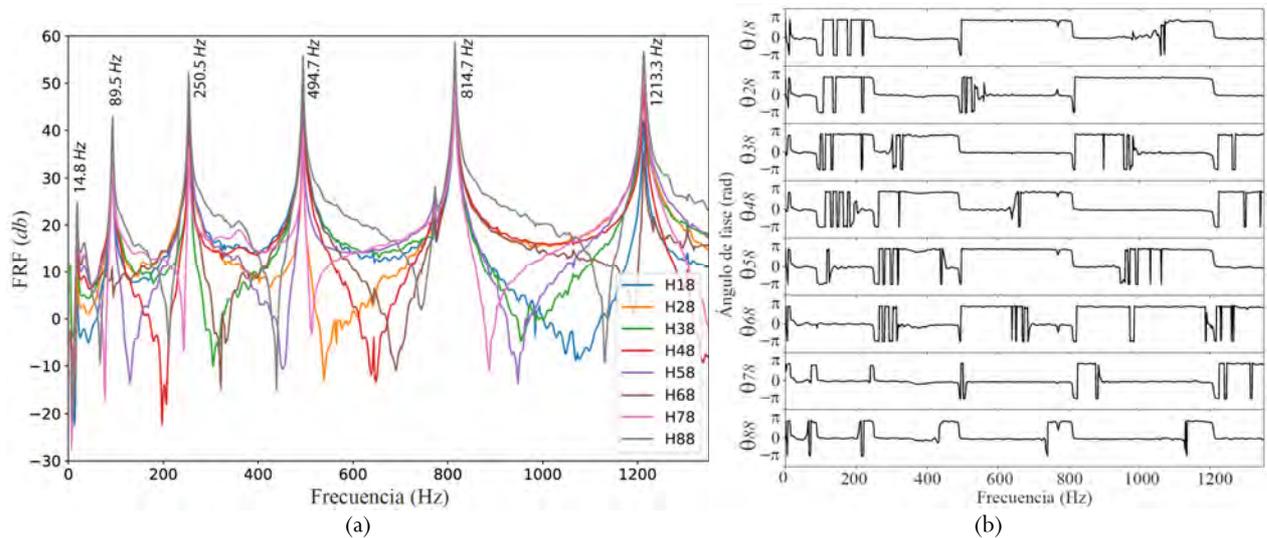
Una ilustración general del proceso de obtener experimentalmente las propiedades dinámicas de una estructura (frecuencias naturales, amortiguamiento y modos de vibración) a partir de la medición de vibraciones, se construyó un modelo experimental simple de una viga rectangular metálica en voladizo, el cual había sido resuelto en el Capítulo 1 por técnicas analíticas y numéricas. Así, utilizando una técnica del análisis modal experimental (EMA) se muestra el proceso de obtención de parámetros modales de la barra metálica, partiendo de la función de respuesta en frecuencia (FRF) obtenida de los datos experimentales y haciendo uso del método conocido como Peak-Picking.

El procedimiento experimental consiste en registrar la respuesta en aceleración mediante un acelerómetro localizado en el extremo libre de la viga al generar un impacto con un martillo en ocho puntos a lo largo de la viga. De este modo, se registran ocho señales de respuesta en aceleración en el extremo de la viga (punto 8). La señal de fuerza por el impacto es medida mediante el sensor de fuerza localizado en la punta del martillo. En la Figura 3-2 se muestra el modelo y el esquema de la prueba de vibraciones

realizada sobre la viga. La viga de 900 mm de longitud y de sección rectangular de 15x20 mm fue fabricada de acero A36 de densidad  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$  y módulo elástico  $E=200 \text{ GPa}$ .

Los resultados de las mediciones de respuesta en aceleración en el extremo libre ante la excitación generada por el impacto del martillo calibrado en otro punto a lo largo de la viga fueron analizados para obtener ocho funciones de respuesta en frecuencia (FRF). Estas se obtienen de la relación entre la señal de respuesta en frecuencia del punto 8 y la señal en frecuencia de fuerza en cada punto. Las FRF son una representación de la amplificación de la respuesta con respecto a la señal de entrada, por lo que tienen la forma de las curvas de amplificación de la respuesta dinámica de un sistema de un grado de libertad, explicadas en Capítulo 1 (ver Figura 1-5). Para el sistema de varios grados de libertad, las FRF indican una frecuencia amplificada para cada modo de vibración dominante, y por tanto, se puede extraer de estas las frecuencias fundamentales, así como, los amortiguamientos asociados con cada una de estas frecuencias, como se explicó en el capítulo 1 (ver Figura 1-6).

En la Figura 3-3a se presenta el valor absoluto de las funciones de respuesta en frecuencia en el punto 8 para cada excitación, las cuales están designadas como  $H_{ij}$ , donde  $i$  es punto de excitación y  $j$  el punto de medición. En esta se indican las primeras seis frecuencias de vibración dominantes de la viga, las cuales son claramente identificables en cada una de las pruebas realizadas. Con esto se da claridad que, para obtener las frecuencias fundamentales, bastaría con medir la respuesta ante una sola excitación y en cualquier punto. No obstante, resulta indispensable para la obtención de los modos de vibración, conocer la respuesta para la excitación en varios puntos. Es importante señalar que la prueba para obtener modos de vibración también podría realizarse teniendo ocho acelerómetros, midiendo simultáneamente la respuesta en cada punto de la viga ante el impacto en único punto. Por supuesto, esta estrategia de medición demandaría menos tiempo de ejecución en campo, pero requeriría mucha más instrumentación (acelerómetros y sistema de adquisición de más canales), lo que redundaría en un costo elevado.



**Figura 3-3** FRF y ángulo de fase entre las señales de fuerza y respuesta de la viga para cada excitación

Del análisis de las señales, es sencillo obtener el ángulo de fase ( $\theta$ ) entre la señal de entrada (señal de fuerza) y la señal de respuesta (señal de aceleración en el punto 8). Recordando lo mencionado en el Capítulo 1 (ver Figura 1-7), el ángulo de fase es muy útil para complementar la información de en los puntos de las frecuencias dominantes de las FRF, indicando el sentido de la respuesta en relación con la fuerza, lo que brinda información importante para la obtención de los modos de vibración. La Figura 3-3b muestra los ángulos de fase ( $\theta_{ij}$ ) para cada una de las funciones de respuesta en frecuencia asociadas.

Partiendo de los datos obtenidos experimentalmente se determinan las seis primeras frecuencias naturales del sistema, la relación de amortiguamiento y los modos de vibración correspondientes mediante el método más básico de un análisis modal experimental, denominado Peak-Picking [30], [45], [46]. Este se aplica a sistemas en que las frecuencias naturales estén claramente separadas, dado que se basa en que los valores de la FRF en la vecindad de un punto de resonancia son semejantes a los de un sistema de un solo grado de libertad. En la Figura 3-3a se pueden identificar fácilmente las coordenadas de los picos ( $\omega_r$ ,  $|H|_{pico}$ ) para cada una de las FRF. La frecuencia natural para el modo  $r$ ,  $\omega_r$ , puede definirse como la frecuencia a la cual se presenta un valor pico o máximo de la FRF,  $|H|_{pico}$ .

$$\omega_r = \omega_{pico} \quad (3.2)$$

Los resultados de frecuencias naturales de vibración  $\omega_r$  y respuestas máximas absolutas  $|H|_{pico}$  obtenidos para las ocho FRF (una por punto de excitación) y para los seis primeros picos encontrados como predominantes en el sistema se resumen en la Tabla 3.1. Es claro de estos resultados, que en cada una de las FRF puede identificarse las frecuencias de vibración, con lo que sería suficiente con realizar una sola FRF para determinar las frecuencias del sistema.

**Tabla 3.1** Frecuencias naturales y respuestas máximas obtenidas experimentalmente

FRF	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 4		Modo 5		Modo 6	
	$\omega_r$ (Hz)	$ H _{pico}$										
H18	14.75	14.70	89.75	205.36	250.50	1104.27	494.65	487.29	814.65	366.21	1213.30	126.84
H28	14.75	28.64	89.50	308.15	250.50	1069.94	494.65	80.11	814.65	578.21	1213.30	471.82
H38	14.75	41.91	89.50	352.17	250.50	385.89	494.65	445.49	814.65	408.20	1213.30	397.14
H48	14.75	58.49	89.50	318.15	250.50	513.94	494.65	397.29	814.65	547.61	1213.30	286.56
H58	14.75	74.79	89.50	192.03	250.50	916.19	494.65	151.42	814.65	459.21	1213.30	551.79
H68	14.75	100.67	89.50	7.17	250.50	590.95	494.65	477.71	814.65	482.07	1213.30	60.30
H78	14.75	105.63	89.50	239.28	250.25	269.86	494.65	102.26	814.65	367.68	1213.30	480.24
H88	14.75	118.75	89.50	435.75	250.25	1386.63	494.65	622.05	814.65	862.05	1213.30	682.68
<b>Prom.</b>	<b>14.75</b>		<b>89.53</b>		<b>250.44</b>		<b>494.65</b>		<b>814.65</b>		<b>1213.30</b>	

El amortiguamiento de un sistema de un grado de libertad está relacionado con el ancho de la campana formada alrededor del pico de resonancia de la respuesta de un sistema en una curva de amplificación de la respuesta vs frecuencia (ver Figura 1-6). El factor de pérdida de amortiguamiento ( $\eta_r$ ) y la relación de amortiguamiento ( $\xi_r$ ) pueden ser hallados a partir de la determinación de las frecuencias  $\omega_a$  y  $\omega_b$  localizadas a lado y lado de la respuesta pico, las cuales determinan un ancho de banda ( $\Delta\omega$ ) de la función para un nivel de respuesta  $|H|_{pico}/\sqrt{2}$ . Con estas frecuencias los parámetros de amortiguamiento pueden ser obtenidos de la siguiente manera:

$$\eta_r = \frac{\omega_b^2 - \omega_a^2}{2\omega_r^2} \cong \frac{\omega_b - \omega_a}{\omega_r} \quad (3.3)$$

$$\xi_r = \frac{\eta_r}{2} \quad (3.4)$$

En la Tabla 3.2 se presenta el resumen de frecuencias que establecen el ancho de banda para la amplitud de  $|H|_{pico}/\sqrt{2}$ , de acuerdo con el método Peak-Picking. Con base en las frecuencias  $\omega_r$ ,  $\omega_a$  y  $\omega_b$ , se determinan los parámetros de amortiguamiento: factor de pérdida de amortiguamiento  $\eta_r$  y relación de amortiguamiento  $\xi_r$ , los cuales son presentados en la Tabla 3.3.

Tabla 3.2 Frecuencias de ancho de banda para cada modo

FRF	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 4		Modo 5		Modo 6	
	$\omega_a$ (Hz)	$\omega_b$ (Hz)										
H18	14.62	15.05	89.28	89.97	250.19	250.81	493.31	495.35	813.77	815.54	1211.21	1214.52
H28	14.62	15.01	89.26	89.95	250.12	250.71	493.14	495.34	813.76	815.53	1211.02	1214.46
H38	14.63	15.02	89.27	89.97	250.17	250.75	493.49	495.35	813.78	815.60	1211.27	1214.53
H48	14.62	14.98	89.25	89.93	250.08	250.70	493.55	495.35	813.83	815.67	1211.34	1214.56
H58	14.62	14.97	89.21	89.89	250.05	250.72	493.56	495.38	813.80	815.64	1211.26	1214.57
H68	14.63	14.97	89.08	89.81	250.05	250.77	493.66	495.36	813.85	815.86	1211.04	1215.16
H78	14.63	14.92	89.22	89.86	249.94	250.56	493.69	495.36	813.83	816.36	1211.87	1215.12
H88	14.62	14.95	89.23	89.88	249.97	250.66	493.54	495.37	813.82	815.71	1211.37	1214.71

Tabla 3.3 – Factor de pérdida de amortiguamiento y relación de amortiguamiento

FRF	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 4		Modo 5		Modo 6	
	$\eta_r$	$\xi_r$										
H18	0.0293	1.47%	0.0077	0.38%	0.0025	0.12%	0.0041	0.21%	0.0022	0.11%	0.0027	0.14%
H28	0.0266	1.33%	0.0077	0.39%	0.0024	0.12%	0.0044	0.22%	0.0022	0.11%	0.0028	0.14%
H38	0.0266	1.33%	0.0078	0.39%	0.0023	0.12%	0.0038	0.19%	0.0022	0.11%	0.0027	0.13%
H48	0.0245	1.22%	0.0076	0.38%	0.0025	0.12%	0.0036	0.18%	0.0023	0.11%	0.0027	0.13%
H58	0.0238	1.19%	0.0076	0.38%	0.0027	0.13%	0.0037	0.18%	0.0023	0.11%	0.0027	0.14%
H68	0.0231	1.16%	0.0082	0.41%	0.0029	0.14%	0.0034	0.17%	0.0025	0.12%	0.0034	0.17%
H78	0.0197	0.98%	0.0072	0.36%	0.0025	0.12%	0.0034	0.17%	0.0031	0.16%	0.0027	0.13%
H88	0.0224	1.12%	0.0073	0.36%	0.0028	0.14%	0.0037	0.18%	0.0023	0.12%	0.0028	0.14%
<b>Prom.</b>	<b>0.0245</b>	<b>1.22%</b>	<b>0.0076</b>	<b>0.38%</b>	<b>0.0026</b>	<b>0.13%</b>	<b>0.0038</b>	<b>0.19%</b>	<b>0.0024</b>	<b>0.12%</b>	<b>0.0028</b>	<b>0.14%</b>

La proporción del movimiento de un punto respecto a otro está dado por la constante modal,  $A_r$ , la cual puede ser determinada, para un modelo de un solo grado de libertad, a partir de la siguiente relación:

$$|\hat{H}| = \frac{A_r}{\eta_r \omega_r^2} \quad (3.5)$$

$$A_r = |\hat{H}| \eta_r \omega_r^2 \quad (3.6)$$

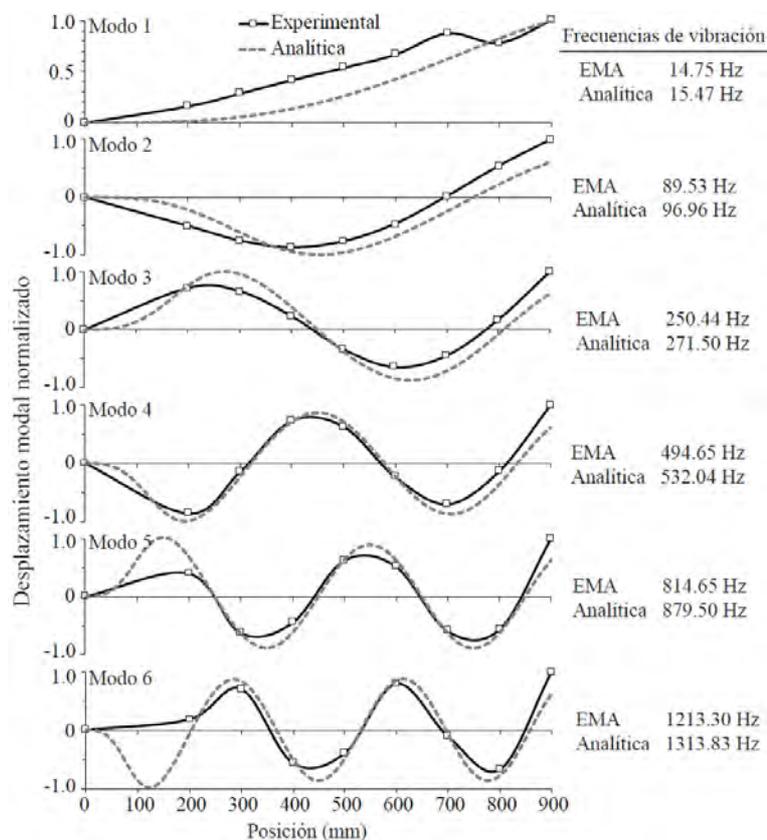
De lo anterior, se puede establecer que a partir de la respuesta máxima, el amortiguamiento y la frecuencia natural de cada modo, se puede determinar la constante modal  $A_r$  en cada punto de excitación y con esto determinar la forma del movimiento en cada modo. En la Tabla 3.4 se muestra los valores absolutos de las constantes modales halladas en cada modo de vibración. Para poder representar las formas modales experimentales halladas con el método de Peak-Picking se requiere saber el sentido del movimiento en cada forma modal, así que se determina la fase en la frecuencia natural específica de cada punto de excitación (ver Figura 3-3b). La representación de las formas modales se realiza normalizando las constantes modales (Tabla 3.4) y agregándoles el signo correspondiente en relación con la fase respectiva. De esta manera, se forma el vector de deformada modal para cada modo de vibración como se muestra en la Tabla 3.5. Finalmente, se dibujan los vectores de deformada modal vs la posición de los puntos de excitación para obtener las formas modales aproximadas de la viga metálica. De este manera, en la Figura 3-4 se presentan las formas modales y sus frecuencias naturales de vibración obtenidas mediante el análisis modal experimental (EMA) y se comparan con la solución analítica obtenida con la teoría de sistemas continuos en el Capítulo 1.

**Tabla 3.4** Constantes modales  $A_r$  para cada modo

FRF	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
H18	94	12700	171504	491399	528053	509210
H28	165	19052	158078	87106	833734	1968351
H38	242	22093	56057	409682	605253	1570313
H48	312	19382	79785	353592	820944	1119217
H58	387	11693	153698	136268	688395	2215298
H68	507	468	106545	401595	789562	301378
H78	453	13712	41870	84452	758226	1893999
H88	579	25365	239495	562864	1327476	2765915

**Tabla 3.5** Desplazamiento modal normalizado

Punto	Posición (mm)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	200	0.162	-0.501	0.716	-0.873	0.398	0.184
2	300	0.286	-0.751	0.660	-0.155	-0.628	0.712
3	400	0.418	-0.871	0.234	0.728	-0.456	-0.568
4	500	0.538	-0.764	-0.333	0.628	0.618	-0.405
5	600	0.668	-0.461	-0.642	-0.242	0.519	0.801
6	700	0.874	0.018	-0.445	-0.713	-0.595	-0.109
7	800	0.781	0.541	0.175	-0.150	-0.571	-0.685
8	900	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000



**Figura 3-4** Formas modales y frecuencias naturales de vibración experimentales vs analíticas

Se encuentra una gran similitud entre los resultados obtenidos experimentalmente con los dados por un análisis teórico. Con esto se puede establecer que el método de Peak-Picking es adecuado para

estimar de manera sencilla los parámetros básicos de respuesta dinámica de una estructura simple. Sin embargo, existen variaciones de las mediciones relacionadas con la participación de otros modos en el análisis de un modo específico, que hacen que algunas formas modales varíen de manera considerable con respecto a lo estimado teóricamente. Es de notar que para predecir de una manera más fiel las formas modales para modos de orden superior es necesario contar con más puntos de medición. Sin embargo, la utilización de gran cantidad de puntos de medición es ineficiente y aumenta el costo de las pruebas. Por tanto, es suficiente en la mayoría de los casos con comprobar puntos característicos de la forma de movimiento, a fin de verificar los procesos de modelamiento analítico o numérico. En los métodos experimentales se puede encontrar variaciones de las propiedades dinámicas de la estructura con respecto a los valores teóricos que pueden estar asociados a variaciones en la rigidez del material y del empotramiento. Para esto es conveniente realizar una actualización del modelo (*model updating*) que redunde en la determinación correcta de las propiedades de rigidez.

Es evidente la gran utilidad de los métodos experimentales en la determinación de los parámetros dinámicos de una estructura, ya que las mediciones directas representan la verdadera respuesta y, por tanto, pueden ser útiles para detectar cambios en la rigidez, en la forma de movimiento, en los valores de amortiguamiento. Esto es eficazmente útil en la detección y cuantificación del daño en una estructura, en razón a tratarse de pruebas no destructivas que apuntan a evaluar el daño global de manera acertada en tiempos reducidos en comparación con otros métodos de inspección.

### 3.3 Validación de resultados

Para validar los parámetros obtenidos mediante medición de vibración se puede optar por repetir las pruebas con condiciones similares y comparar los resultados. Este caso puede ser viable en elementos estructurales o estructuras pequeñas, sin embargo, repetir las pruebas en una estructura grande, como un puente o una edificación con gran cantidad de puntos de medición, puede resultar en grandes costos, y por tanto poco viable.

Una forma usual y recomendable de mejorar la confiabilidad de las estimaciones de los parámetros medidos es utilizar dos o más técnicas de identificación a fin de confirmar los resultados del proceso de análisis.

Los análisis experimentales normalmente requieren ser comparados y validados con los análisis numéricos realizados por medio de modelos de elementos finitos de la estructura. Esta fase es necesaria, no solo para calibrar el modelo numérico por computador (*model updating*), si no también, para retroalimentar el proceso de identificación e interpretación de parámetros del análisis experimental. Es evidente que, entre mayor información se tenga de ambos procesos, el experimental y el numérico, se llegará a mejores resultados. Esta mejora en la similitud entre un modelo numérico y los resultados de mediciones experimentales, puede ser validada mediante métodos de correlación que indicaran, no solo la fidelidad del modelo numérico, si no la coherencia de los resultados del proceso experimental con un comportamiento dinámico específico asociado a la geometría, materiales y estado de la estructura. Esta validación también resulta de gran utilidad para la detección de daño y nivel de avance del mismo.

#### 3.3.1 Métodos de correlación

Las diferentes estimaciones de los parámetros modales se pueden comparar utilizando índices de correlación para frecuencias, amortiguamientos y formas modales. Las frecuencias de vibración y el amortiguamiento se pueden comparar con índices sencillos comparando uno a uno cada parámetro y los resultados se validan si la diferencia entre pares de valores se encuentra dentro de un valor umbral

predefinido. Para comparar formas modales se utilizan índices más complejos que tengan en cuenta la cantidad de puntos de medición.

Algunos de los métodos usuales de correlación que pueden ser utilizados para la validación de resultados experimentales con diferentes técnicas de identificación, diferentes pruebas o lo más usual con las estimaciones de un modelo numérico, son:

- Comparación de las frecuencias de vibración: Es el método directo más simple de aplicar, en razón a que la frecuencia natural de vibración es el parámetro más sencillo y preciso de obtener, incluso con los métodos de análisis experimentales más básicos. Este método de validación, busca encontrar la diferencia más pequeña entre las frecuencias de resonancia obtenidas por dos estimaciones diferentes (Ej.: experimentalmente y las calculadas numéricamente). Aunque la precisión depende de la complejidad de la estructura, usualmente, porcentajes menores al 3% de dicha diferencia, se considera como una buena similitud.
- Comparación visual de las formas modales: un proceso manual no riguroso, que resulta adecuado para la verificación de los primeros modos en estructuras no tan complejas. Este método resulta efectivo si se cuenta con una buena cantidad de puntos de medición experimental.
- Criterio de certidumbre modal (MAC - *Modal Assurance Criterion*) [47]: Es el método más utilizado y simple para la correlación y validación de resultados. Se basa en un factor de correlación que compara cada modo identificado por dos estimaciones diferentes. Para el caso de una comparación de modos experimentales con los modos posibles determinados por un modelo numérico, la MAC está dada por:

$$MAC_{(\{\phi_{ex}\}_i, \{\phi_{num}\}_j)} = \frac{|\{\phi_{ex}\}_i^T \{\phi_{num}\}_j|^2}{(\{\phi_{ex}\}_i^T \{\phi_{ex}\}_i)(\{\phi_{num}\}_j^T \{\phi_{num}\}_j)} \quad (3.7)$$

donde  $\{\phi_{ex}\}_i$  y  $\{\phi_{num}\}_j$  representan los vectores de forma modal experimentales y numéricos, respectivamente. Esta comparación, crea una matriz de correlaciones entre los modos experimentales y los modos de la modelación numérica. Un factor de correlación de la unidad o cercano indicaría una completa o buena correlación entre los modos comparado, mientras que valores cercanos a iguales a cero indicarían una baja o nula correlación. La idea es que se compare el mismo número de modos experimentales frente a los modelados y se dispongan de forma ordenada de acuerdo a la frecuencia natural de vibración de cada modo. De esta forma, se encontrará que, si existe una buena correlación de los modos modelados y buscados en el análisis experimental, se observará valores de la unidad o cercanos en la diagonal principal de la matriz MAC mientras los demás valores tendrán una tendencia a cero.

- Criterio de certidumbre de coordenadas modales (COMAC - *Coordinate Modal Assurance Criteria*): factor que correlaciona el conjunto global de coordenadas modales obtenidas por dos estimaciones diferentes para cada grado de libertad. Valores cercanos a la unidad indican una buena correlación, mientras valores bajos, indican una mala correlación.
- Comparación de las funciones de respuesta en frecuencia (FRF): Estos métodos se basan en la comparación de las formas de las curvas FRF obtenidas por dos estimaciones diferentes. Las FRF a comparar deben estar a la misma escala y en el mismo rango de frecuencias.

### 3.3.2 Actualización de modelos (*model updating*)

La actualización de un modelo numérico implica el ajuste controlado de parámetros específicos con base en la comparación de los resultados analíticos o numéricos con la respuesta experimental observada. En un análisis modal el proceso de ajuste se efectúa comparando las frecuencias y formas modales

experimentales vs las numéricas, cuyas diferencias proporcionan la información sobre los tipos de cambios necesarios en el modelo numérico hasta alcanzar una gran coincidencia con los parámetros medidos. Este proceso puede hacerse evaluando la correlación entre las respuestas experimental y numérica y repetir el proceso con los cambios pertinentes en el modelo (actualización manual), o se pueden utilizar algoritmos de actualización automática con base en procesos de previos de identificación de parámetros del modelo que más afectan la respuesta o más sensibles (análisis de sensibilidad).

Dentro de los parámetros usuales de modificación que presentan mayor incertidumbre en una estructura civil se encuentran las propiedades de rigidez como: módulo de Young, rigidez de soportes o unión entre partes, relación de rigidez debida a la interacción de la cimentación y el suelo, rigidez geométrica de elementos controlada por cambio en espesores o momentos de inercia, entre otros. Las propiedades de densidad de los materiales en los modelos de estructuras grandes resultan ser también muy importantes. Otros parámetros más difíciles de incluir están asociados a puntos localizados de daño o a pérdida de sección por causa de corrosión o abrasión.

Aunque las técnicas de actualización de modelos no son nuevas [48], en recientes años se han incluido diferentes algoritmos avanzados que incluyen procesos inteligentes producto del gran reto que demanda la actualización de modelos de estructuras civiles complejas [49]. Un proceso de actualización de modelos puede resumirse en los siguientes pasos:

1. **Creación del modelo numéricos.** Se basa en las propiedades geométricas y de materiales del diseño o medidas en campo. En algunos casos de carencia de pruebas de materiales se debe suponer unas propiedades iniciales de acuerdo a criterios referidos al material.

En estructuras civiles los modelos numéricos van desde formulaciones analíticas simples para elementos sencillos, pasando por modelos de macro elementos con análisis matricial hasta elementos finitos con mallados sofisticados.

2. **Medición de propiedades modales.** Pruebas de vibración e identificación de propiedades modales experimentales. Es de preferencia que las pruebas se realicen previo conocimiento de los resultados de un modelo numérico preliminar, en razón a que esto facilita la definición de las especificidades propias de las pruebas, especialmente la selección de puntos y direcciones de medición.
3. **Emparejado numérico-experimental (*model matching*).** Para adelantar la correlación de formas modales se requiere coincidencia de los grados de libertad estudiados experimentalmente (grados de libertad instrumentados) con los grados de libertad a comparar sobre el modelo numérico. La incompatibilidad por carencia en grados de libertad experimentales es frecuente, por lo que, varios autores recomiendan, reducir los modelos numéricos para asegurar la comparación de modos equivalentes o expandir los resultados del análisis experimental mediante técnicas basadas principalmente en el modelo numérico. De cualquier modo, un conocimiento adecuado del comportamiento dinámico de la estructura con la ayuda de un proceso de modelación riguroso, asegura un mejor entendimiento de los datos experimentales y su adecuada comparación con los resultados del modelo numérico.

Se debe entonces seleccionar los puntos de comparación modal a fin de, en lo posible, comparar modos semejantes. En este paso se debe seleccionar un rango de frecuencia de comparación, un número semejante y limitado de modos a comparar. Es recomendable que esta verificación se haga en cada iteración, especialmente cuando el número de modos a comparar es elevado.

4. **Selección de parámetros de ajuste.** Análisis de sensibilidad de parámetros del modelo que representen un mayor cambio en las propiedades modales en coherencia con las propiedades observadas en la estructura y limitando su valor dentro de un rango probable.

5. **Correlación y función objetivo.** Se debe seleccionar la forma de validar el modelo en cada iteración. Una correlación de cada característica modal puede ser hecha, pero es necesario definir una función objetivo que tome en cuenta todas las propiedades modales a comparar en cada iteración, definiendo pesos para cada parámetro y los umbrales de error admisible. Así, las funciones objetivo se basan en resolver un problema de minimización de las diferencias entre los resultados experimentales y los numéricos.
6. **Ajuste y corrección de modelos.** Las propiedades deben ajustarse hasta encontrar una minimización del error del modelo respecto del experimental. Sin embargo, también se requiere revisar el modelo a fin de encontrar anomalías que eviten la convergencia. Esto es especialmente importante en modelos de estructuras con daño, donde un daño localizado pueda ser difícil de modelar con la modificación de parámetros de rigidez. Para esto se debe corregir el modelo empleando mejores maneras de representar el problema (ej. La modelación de un diafragma semirígido, con propiedades ortotrópicas y problemas de conexión).

### 3.4 Identificación de daño estructural

Existen muchas metodologías de detección de daños basado en vibraciones, sin embargo, no hay un acuerdo sobre la característica óptima para medir el daño. Muchas características de daño sufren de una sensibilidad excesiva a las condiciones externas (Ej: temperatura), mientras que otras son difíciles de extraer con precisión en condiciones ambientales. Un ideal del parámetro de daño adecuado debe poder extraerse de manera consistente, ser sensibles a los daños e insensibles a las condiciones externas. Un factor fundamental en la medición del daño por vibraciones son los recursos disponibles, ya que en algunos casos se podrá evaluar la vibración utilizando muchos sensores junto con avanzadas metodologías de procesamiento y análisis de detección de año. En la práctica, para la implementación generalizada de una técnica requiere una metodología simple y eficaz que sea rentable, dejando, por ahora, las metodologías especializadas para casos específicos de investigación.

Las metodologías de análisis para la detección del daño en una estructura dependen de la profundidad con que se quiera caracterizar dicho daño, por lo que, se han establecido diferentes niveles de identificación de daño, así:

- Nivel 1: Determinación de la existencia del daño.
- Nivel 2: Localización geométrica del daño.
- Nivel 3: Cuantificación de la severidad del daño.
- Nivel 4: Predicción de la vida en servicio restante de la estructura.

En concordancia con estos niveles de identificación y de la propiedad en que se base el estudio del daño, algunos de los métodos o técnicas para la detección del daño se describen a continuación. se hace una síntesis de los principales enfoques generales de detección de daños basados en vibraciones. Por supuesto, en el campo investigativo y poco aplicado se encuentran técnicas basadas en algoritmos probabilísticos y de inteligencia artificial que solo serán aplicables con el desarrollo futuro de metodologías prácticas aplicables a casos usuales.

#### 3.4.1 Métodos basados en las características de la respuesta (no modales)

En razón a que la respuesta de la estructura es modificada de acuerdo a la condición de daño o deterioro que tenga, los métodos basados en las características principales de la señal de respuesta medida (también conocidos como no modales) pueden ser una base adecuada para adelantar un análisis de daño en la estructura. El principal parámetro a analizar en estos métodos es la variación del nivel de

vibración, cuantificado de diversas maneras. Se ha encontrado que a un análisis y seguimiento del nivel de respuesta de la señal medida en puntos críticos de la estructura puede ser un indicador claro para la evaluación del estado y detección del daño de una estructura [50]–[53]. Se presenta a continuación una serie de parámetros que pueden ser obtenidos de forma simple de las historias de tiempo discretas de aceleración obtenidas en condiciones de excitación ambiental o inducida por cargas de servicio, las cuales son indicadores del deterioro o estado de daño de una estructura.

- La aceleración pico (o pico a pico) es simplemente el salto de aceleración máximo en el historial de respuesta que, según algunos estudios, se correlaciona con la condición estructural [50].
- La aceleración máxima sostenida: se usa comúnmente para medir rápidamente la intensidad de un sismo. Está determinado por el tercer valor absoluto más alto de aceleración en la historia del tiempo.
- El período medio,  $T_M$ : es un concepto desarrollado originalmente para evaluar los movimientos de tierra de un sismo. Utiliza valores de amplitud de Fourier  $\{F_{Ai}\}$  dentro de un rango de frecuencia asociado para producir un período promedio ponderado entre 0.25 y 20 Hz.
- La frecuencia media: se define como la inversa del valor del período medio determinado a partir del concepto de período medio. Esto es para permitir una matriz de covarianza adecuadamente escalada para su uso en la fase de detección de valores atípicos.
- La velocidad absoluta acumulada, CAV, es la integral acumulada de todos los valores absolutos de aceleración de la señal de respuesta:  $CAV = \int |a(t)| dt$ . Es relacionado con la energía para resistir una carga repetida.
- La intensidad de Arias,  $I_{Arias}$ : es un parámetro de vibración que generalmente se usa para describir la energía vibratoria de un sismo durante su duración total. Como el contenido de energía de un terremoto es proporcional al cuadrado de aceleración,  $I_{Arias}$  lo incorpora calculando la integral escalada de la respuesta de aceleración al cuadrado. La intensidad de Arias se usa comúnmente como un indicador del potencial de daño de un sismo tanto a partir de su valor acumulado total como a través de la pendiente máxima de su serie acumulada. Se puede aplicar para evaluar la energía de vibración de una estructura para varios estados de daño.
- El Factor de Potencial Destructivo, PD: es una adaptación de la intensidad de Arias, que contabiliza las características de frecuencia además de la energía de vibración, al incluir una variable que contabiliza el número de cruces por cero en una unidad de tiempo.
- La intensidad de vibración: fue utilizada para correlacionar el grado de daño en edificios con la intensidad de vibración medida en una escala empírica, conocida como escala Vibrar. El fundamento de esta conexión radica en el hecho de que la aceleración cuadrática media varía con la frecuencia  $a^2(f)$ , y que el potencial de daño de la vibración se reduce con la frecuencia, lo que da como resultado una suposición razonable de que el daño causado por las fuerzas de inercia es proporcional a  $a^2(f)/f = I(f)$ . Esta intensidad de vibración se da de forma adimensional (vibrar) como  $I_v = 10 \log_{10} (I/I_s)$ , donde  $I_s = 10 \text{ mm}^2/\text{s}^3$ .
- Área de envolvente de vibración (VEA) : es un parámetro de vibración novedoso propuesto por Moughty y Casas [54] que puede considerarse como un parámetro basado en pseudo energía. Se determina por el área encerrada por las líneas envolventes positiva y negativa, obtenidas de unir los picos. Se debe aplicar un filtro paso bajo a la señal de vibración para eliminar los errores de saltos o picos de alta frecuencia que pueden oscurecer el cálculo del área resultante.
- Intensidad de vibración acumulada media (MCVI): parámetro planteado por Moughty y Casas [54] que relaciona el concepto velocidad absoluta acumulada (CAV) y período medio ( $T_M$ ).
- Otros parámetros basados en la respuesta ante el paso de una carga específica: métodos que miden la variación de la respuesta medida ante una acción específica estándar (como el paso de un vehículo estándar sobre un puente o un impulso o golpe específico en una estructura). Se

pueden mencionar el método propuesto en [54] basado en el decremento exponencial de la respuesta luego del paso de un vehículo sobre un puente, denominado decremento de la energía de vibración.

### 3.4.2 Métodos basados en análisis modal

A partir de técnicas de análisis modal se puede identificar cambios en las propiedades modales ya sea respecto a un estado inicial o a un sistema referencia en buen estado. Esta rama de aplicación de los métodos experimentales de análisis modal ha generado una nueva área de estudio en la ingeniería dedicada a la detección del daño basada en la observación de las características dinámicas de una estructura.

a) Métodos basados en la frecuencia: Resulta el método más sencillo, dado que la frecuencia es el parámetro más evidente en un análisis modal. Pueden ser de dos formas:

- Problema previsto: Consiste en calcular cambios de frecuencias, a partir de un daño conocido. Se modela el daño matemáticamente y se comparan las frecuencias con las medidas experimentalmente para determinar el daño.
- Problema inverso: Consiste en el cálculo de los parámetros de daño a partir de cambios en la frecuencia.

Estos métodos tienen la desventaja que son poco sensibles a menos que haya ocurrido un daño severo o se haga una medición muy precisa en una estructura muy definida (laboratorio). El método inverso sigue siendo sólo investigado teóricamente [55].

b) Métodos basados en las formas modales: Se compara de manera directa las formas modales. Las técnicas de correlación más conocidas son:

- Modal Assurance Criterion (MAC): matriz de correlación donde se compara los índices de similitud entre modos. Los cambios en los índices o índices bajos indicarían daño.
- Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC): Mide punto a punto la diferencia entre dos grupos de formas modales.
- Método dimensión fractal: Método moderno de procesamiento de señales, donde se calcula la dimensión fractal localizada directamente de la forma modal para encontrar la localización y la extensión del daño.
- Método transformado de Wavelet: También es un método de procesamiento moderno de señales, donde se tratan los datos de las formas modales como una señal y se utiliza la transformada de Wavelet para detectar irregularidades en la señal por causa de daño.

Estos métodos tienen la desventaja de necesitar gran número de puntos de medición. Solo es sensible en el caso de que los puntos de medición sean suficientes para mostrar los cambios de cada modo en particular.

c) Métodos basados en la curvatura de las formas modales: Cambios en la curvatura de los modos indican una zona de daño. Se ha notado que esos cambios son más pronunciados que en los desplazamientos modales.

- Método tradicional del cambio de la curvatura modal: comparación directa de curvaturas.
- Métodos modernos procesamiento señal: Utiliza una técnica de aislamiento de huecos para localizar el daño por ajuste de una curva polinómica cúbica, en la curvatura de la forma modal.

d) Métodos basados en la energía de deformación modal: Utiliza el cambio en la energía de deformación modal para detectar daño. Esta energía de deformación está principalmente relacionada con la curvatura de las formas modales. No se pueden detectar daños en una estructura cuando el daño se encuentra en un elemento que no es sensible a los cambios de parámetros modales.

- e) Métodos basados en la flexibilidad modal: Detectan el daño a través del cambio en la flexibilidad modal. La curvatura de la superficie con carga uniforme, es sensible a la presencia de daños. Este método es adecuado incluso con mediciones incompletas o ruidosas.
- f) Algoritmos de optimización: Existen numerosos métodos que formulan las maneras de identificar el daño, como un problema de optimización, usando múltiples parámetros modales como función objetivo. Dentro de estos métodos se pueden distinguir dos grupos:
  - Métodos basados en redes neuronales
  - Métodos basados en algoritmos genéticosLa desventaja de estos métodos es que necesita una muestra de entrenamiento grande para una detección precisa.

### 3.4.3 Métodos de actualización de modelos

Estos métodos se basan en la correlación con modelos numéricos previamente bien correlacionados, los cuales proporcionan una fuente de algoritmos de identificación de daños. Se requiere seleccionar un número de parámetros para ser comparados entre los modelos de actualización. Dependen principalmente de la precisión del modelo inicial y por lo tanto del tamaño y complejidad de la estructura.

### 3.4.4 Métodos estadísticos

El daño se detecta por la desviación en los datos medidos en relación con los datos medidos en condiciones normales de funcionamiento. Una estructura no dañada posee una distribución con una media y una varianza asociada mientras en una estructura dañada se presentan cambios en la media y la varianza. Se pueden utilizar patrones estadísticos para detectar la ubicación y cuantificación de los daños. El inconveniente principal para la aplicación de este método, es que se requieren suficientes datos del estado adecuado de la estructura.



# Parte II

## ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS EN DETERIORO

---



# Capítulo 4

## Daño estructural para acciones dinámicas: Degradación de nudos viga-columna de CR

---

### 4.1 Introducción

Existen diferentes acciones dinámicas que pueden llevar a una estructura a entrar en el rango plástico de comportamiento, generar daño y llegar a causar su colapso. Dentro de estas se pueden mencionar: las acciones generadas por los terremotos en una estructura; la acción de fuerzas de viento elevadas o que entre en resonancia con algún modo de la estructura; el impacto súbito de alta intensidad causado por el choque o la caída de un objeto; las ondas dinámicas de una explosión en los alrededores de la estructura; las generadas por sobrecargas (paso de vehículos con sobrepeso por un puente); la acción de dinámica de un grupo de personas o multitudes sobre una estructura a la misma frecuencia generando resonancia (Ej: marchar o saltar sobre un puente o la gradería de un estadio). Así, existe un gran número de casos donde estas acciones no pueden ser evitadas, y por tanto sus consecuencias deben ser evaluadas. Dentro de las más estudiadas están las acciones sísmicas debido a la gran incertidumbre en su ocurrencia e intensidad, así como la alta probabilidad de graves consecuencias económicas y de vidas humanas.

En zonas de amenaza sísmica, la evaluación rápida y precisa del estado de daño y el desempeño de una estructura después de un sismo, ya sea leve o severo, es de suma importancia para propietarios, ocupantes, entidades gubernamentales y servicios de emergencia. Una inspección visual podría resultar en una subestimación del daño estructural, oculto por acabados y elementos no estructurales. Por el contrario, las incertidumbres en la profundidad y extensión del daño de un diagnóstico basado en un reconocimiento visual podrían llevar al evaluador a recomendar acciones conservadoras, que conlleven a recomendar evaluaciones patológicas profundas con procedimientos intrusivos, las cuales demandan de altos recursos en tiempo y costos elevados. Durante las últimas décadas, la mayoría de las evaluaciones de seguridad de estructuras posteriores al terremoto se han realizado utilizando proceso visuales similares a los dados por el ATC-20 [56], mientras que estudios detallados solo se dan en los casos de daño profundo evidente.

Desde el inicio del presente siglo, el amplio desarrollo en sensores, sistemas de adquisición y transmisión de datos, condujo a un creciente desarrollo en el diagnóstico basado en medición de la respuesta dinámica para la evaluación de estructuras durante y posterior a la ocurrencia de un evento sísmico.

Diversas investigaciones han sido ejecutadas relacionados con el diagnóstico de estructuras frente a sismo con base en medición de la respuesta vibratoria [57]–[59]. Muchas de estas investigaciones han sido realizadas posterior a la ocurrencia del evento, sin embargo, las más recientes se centran en determinar un rápido diagnóstico con base en instrumentación instalada previamente en la estructura. Así, se distinguen dos formas de hacer un diagnóstico basado en la medición de la respuesta vibratoria: 1) la evaluación basada en la respuesta medida del movimiento de la estructura durante un evento sísmico; y 2) la evaluación posterior del comportamiento dinámico de la estructura con daño basada en medición de la vibración de la edificación ante acciones ambientales. Dentro de las áreas de estudio relacionadas con el estudio del comportamiento estructural durante y después de un sismo basada en instrumentación permanente se ha hecho recientemente una distinción para acciones sísmicas denominada *seismic structural-health monitoring* ( $S^2HM$ ) [60]. Esta se ha centrado en establecer metodologías de monitoreo del comportamiento dinámico de las estructuras y la evaluación estructural para la toma inmediata de decisiones y la definición efectiva de medidas de intervención. En el caso de un diagnóstico con registro de los movimientos de la estructura durante el evento sísmico, las investigaciones se han centrado en las mejores estrategias para medir los movimientos de la estructura y en determinar las mejores metodologías para determinar las afectaciones en el comportamiento de la estructura utilizando los datos de la respuesta medida [61].

Se han planteado diversos parámetros para determinar la condición de la edificación con base en los registros de la respuesta medida durante el sismo, como la variación de la forma modal, variación del período o frecuencia natural. Sin embargo, en el caso de comportamiento inelástico de edificaciones el mejor parámetro para evaluar el estado de daño de la estructura es el nivel de deriva (desplazamiento relativo entre plantas) [61]. Es requerido entonces un conocimiento claro de los niveles de desplazamiento o de deriva que generan daño. Se debe determinar qué niveles de deriva son aceptables, para relacionar los datos de desplazamiento medidos con el comportamiento sísmico del edificio y su nivel de daño. El diagnóstico basado en medición de la respuesta vibratoria confluye con la evaluación sísmica de estructuras por desempeño basada en la capacidad fuerza–desplazamiento, cuya utilidad fue promovida en la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones desde finales del siglo XX [62]–[64].

Las zonas de unión o nudos viga–columna son los principales responsables de la integridad estructural en edificios con sistema estructural de pórticos resistente a momentos ante las respuestas inelásticas causadas por acciones sísmicas. Estos puntos de unión en un pórtico representan los puntos de disipación de energía, pero también son los puntos de concentración de daño estructural. Es así que, el estudio del comportamiento inelástico histerético de las conexiones es de principal interés para el diseño y evaluación de estructuras en zonas de amenaza sísmica [65]–[67]. En las estructuras de concreto reforzado (CR) tipo pórtico, la formación de articulaciones plásticas (puntos de concentración de la plastificación y daño) deberían aparecer en las vigas antes que en las columnas (concepto de “columna fuerte y viga débil”) evitando una falla anticipada frágil anticipada por cortante. Este principio de comportamiento en el diseño de edificios contra sismos se dirige a disipar energía en las secciones adyacentes a la unión entre viga y columna, sin que se presente antes algún mecanismo de colapso. Estos principios son la base del diseño sísmico basado en desempeño desarrollado en las décadas de 1960 y 1970.

Dada la importancia de definir el nivel de daño frente acciones dinámicas en un diagnóstico pos-evento que, a su vez, indique el desempeño de la estructura y la capacidad residual, se analiza de forma experimental el daño generado en los puntos críticos de una estructura tipo pórtico de concreto reforzado ante acciones inerciales causadas por movimientos sísmicos. Para esto se analiza el comportamiento experimental de tres especímenes de laboratorio de un nudo viga–columna de CR sometidos a pruebas de carga cíclica hasta la falla. El objetivo fundamental es describir el proceso de degradación de las principales propiedades que caracterizan una estructura sometida a la acción de fuerzas dinámicas y las formas de cuantificación del daño. Los especímenes fueron elaborados con concretos diferentes a fin de investigar, a su vez, las implicaciones en el comportamiento histerético al utilizar dos tipos de concretos

poliméricos. El primer espécimen fue elaborado de concreto tradicional (TC), el segundo espécimen fue elaborado utilizando un concreto modificado con resina epóxica (ERC), y el tercer espécimen fue elaborado de concreto con caucho triturado de llanta reciclada (GTRC). Se presenta a continuación el detalle de los especímenes y las pruebas ejecutadas, para luego hacer una descripción en detalle la degradación de los especímenes con base en el análisis de la respuesta histerética medida. Se cuantificó el daño mediante diferentes parámetros, incluyendo índices basados en el nivel de deriva, las condiciones de respuesta histerética e índices basados en cambios de las propiedades modales.

## 4.2 Descripción de pruebas experimentales

En este trabajo se desarrollaron pruebas cíclicas sobre tres especímenes de laboratorio de un nudo viga-columna de CR sometidos a pruebas de carga cíclica [68] (Figura 4-1). En concordancia con las líneas de investigación en materiales que está trabajando el grupo de investigación GIII-TEP-190, en el que se enmarca este trabajo, concretos modificados con polímeros [69] fueron utilizados en la construcción de dos de los especímenes. Un espécimen se elaboró con concreto de cemento portland común, mientras en los otros dos especímenes se utilizó concreto con incorporación de polímeros como sustitución de una parte del cemento. Así, se han considerado dos concretos de cemento polimérico (PCC), uno con incorporación de un tipo de epóxico comercial y otro con inclusión de polvo de caucho de llanta reciclado. Todos los especímenes fueron construidos con la misma dimensión y refuerzo de acero en concordancia con un nudo viga-columna real diseñado de acuerdo al Eurocódigo 8.

A continuación, se presenta los detalles de los especímenes y las pruebas realizadas en el Laboratorio de Ingeniería Estructural de la UGR.

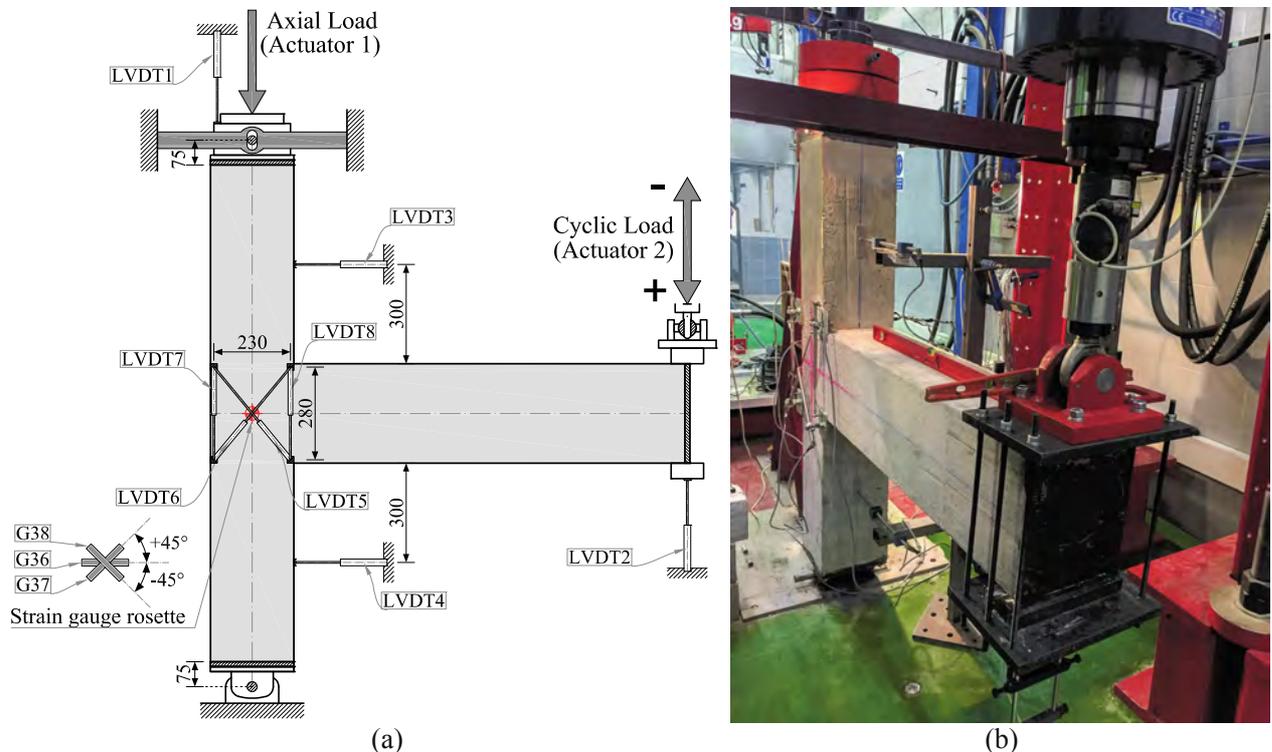


Figura 4-1 Montaje del ensayo cíclico realizado en un modelo experimental de un nudo viga-columna

#### 4.2.1 Materiales empleados

Para la producción del concreto empleado en este estudio se utilizó cemento Portland común tipo CEM I 32.5 R, arena triturada silíceo con un tamaño de grano de 0,6-4 mm y grava con tamaños de 4-16 mm (ver Tabla 4.3). Los polímeros (resina epóxica y polvo de caucho reciclado) adicionados en dos de las mezclas fueron seleccionados de acuerdo a las investigaciones de Fernández-Ruiz et al. [69]. Se utilizó una resina epóxica multipropósito de uso común, la cual es bicomponente por lo que consta de una matriz de resina (Parte A) y un endurecedor (Parte B). La Parte A está compuesta principalmente por bisfenoles (bisfenol-A y bisfenol-F) y cuarzo ( $\text{SiO}_2$ ), mientras que la Parte B genera la acción de catalizador y está compuesta esencialmente por poliaminoamidas (3-aminometil y m-fenilenbis y alcohol bencílico). La proporción de mezcla Parte A/Parte B fue de 2.5 en volumen de acuerdo con las instrucciones del fabricante [70]. Detalle de las características de la resina epóxica utilizada son dadas en la Tabla 4.1.

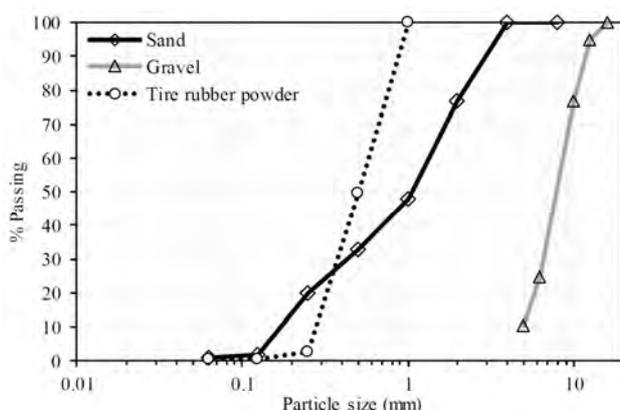


Figura 4-2 Distribución de tamaño de partícula de agregados y polvo de caucho reciclado utilizado en las mezclas

Tabla 4.1 Propiedades de la resina epóxica seleccionada [70]

Nombre comercial	Sikafloor® 161
Apariencia	Líquida
Color	Marrón claro
Densidad	1.4 g/cm <sup>3</sup> , 23°
Viscosidad cinemática	ca. > 20.5 mm <sup>2</sup> /s, 40°
Flash point	130 °C
Compuestos orgánicos volátiles	62 g/l
Dureza Shore D	~76 (7 días / +23°C)
Resistencia a la compresión en mortero de arena	~ 45 N/mm <sup>2</sup> (28 días / +23°C / 50% r.h.)
Resistencia a la flexión en mortero de arena	~ 15 N/mm <sup>2</sup> (28 días / +23°C / 50% r.h.)
Resistencia de adherencia a la tracción	> 1.5 N/mm <sup>2</sup> (falla en el concreto)

El polvo de caucho reciclado utilizado se obtuvo a partir de trituración mecánica de llantas. Las densidades aparente y relativa del caucho molido fueron de 0,4 kg/dm<sup>3</sup> y 0,5 kg/dm<sup>3</sup> respectivamente. Los detalles de la composición química y la selección de distribución del tamaño de grano se dan en [71]. El polvo de caucho se trató en la superficie con NaOH y luego se saturó en una solución acuosa durante 20 minutos para mejorar la hidrofiliía de la superficie del caucho y, en consecuencia, para mejorar la adhesión del caucho con la pasta de cemento. En Tabla 4.3 se muestra las distribuciones de tamaño de partículas del polvo de caucho de llanta utilizado en este estudio.

Se elaboraron tres tipos de mezclas: concreto de cemento ordinario, concreto modificado con resina epóxica y concreto con inclusión de polvo de caucho de llanta reciclada. El concreto tradicional de cemento portland (TC) fue diseñado para una resistencia a la compresión de 30 MPa. En el concreto modificado con resina epóxica (ERC), se sustituyó el cemento por resina epóxica con una relación en

masa de polímero/cemento del 15%. En el caso del concreto con caucho triturado de llanta reciclada (GTRC), el cemento se reemplazó por polvo de caucho con relación polímero/cemento del 5%. Los materiales y relaciones fueron seleccionadas de acuerdo a las investigaciones de Fernández-Ruiz et al. [69]. El volumen de agua-cemento-polímero, el contenido de agregados y la relación agua/cemento (a/c) fue el mismo en las tres mezclas. En la Tabla 4.2 se muestra el detalle de las proporciones de las mezclas de concreto utilizadas, mientras en la Tabla 4.3 se presenta los resultados de resistencia media de los concretos y acero de refuerzo empleados en la construcción de los especímenes.

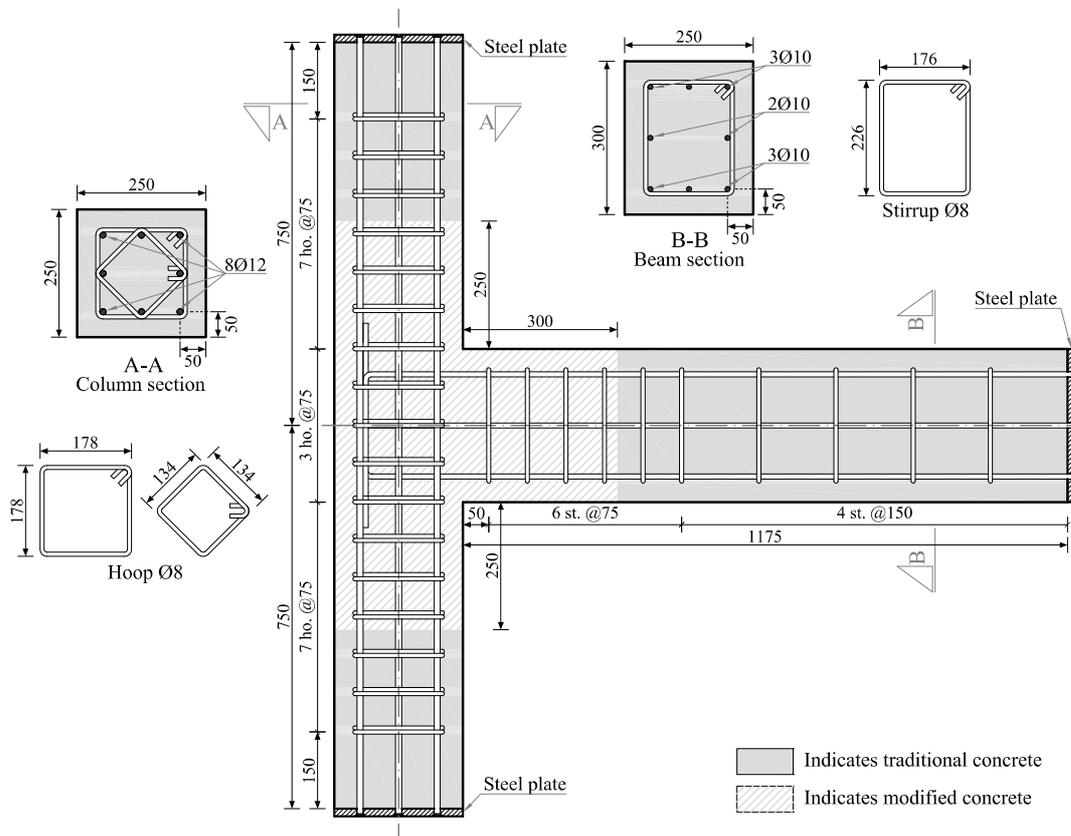
**Tabla 4.2** Proporciones de las mezclas utilizadas (por m<sup>3</sup> de concreto)

	TC	ERC	GTRC
Arena (kg)	1005	1005	1005
Grava (kg)	722	722	722
Cemento (kg)	350	314	316.1
Agua(l)	210	188.4	189.7
a/c	0.6	0.6	0.6
Resina epóxica (kg)	-	47.1	-
Polvo de caucho de llanta (kg)	-	-	15.81

**Tabla 4.3** Resistencia de concretos y refuerzo de los especímenes

Concreto		Acero de refuerzo		
Tipo	$f_{cm}$ (MPa)	$\varnothing$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
TC	30.4	8	554,1	642,2
ERC	24.6	10	515,6	614,9
GTRC	18.4	12	529,5	613,4

#### 4.2.2 Especímenes de prueba



**Figura 4-3** Detalles de construcción de los especímenes nudo viga-columna en concreto reforzado (dimensiones en mm)

Los tres modelos experimentales de un nudo viga-columna de CR, una por cada mezcla de hormi-gón (TC, ERC y GTRC), fueron construidos con la misma geometría y detalles de refuerzo, siguiendo las prescripciones del Eurocódigo 8 [72] correspondientes a un edificio con requerimiento de capacidad media-alta de disipación de energía. Las dimensiones y los detalles de refuerzo tanto de la viga como de la columna permiten niveles de esfuerzo cortante significativos en la unión antes de la formación de una articulación plástica en la viga. Las dimensiones de los especímenes fueron: vigas con una sección trans-ver-sal de 250x300 mm y una longitud de 1175 mm y columnas con una sección transversal de 250x250 mm y una altura total de 1500 mm. El refuerzo de la columna estaba formado por 8 $\phi$ 12 barras lon-gi-tudinales y flejes dobles  $\phi$ 8. Las vigas se reforzaron longitudinalmente con 8 $\phi$ 10 y transversalmente con flejes  $\phi$ 8. El concreto polimérico se colocó únicamente en las zonas críticas de plastificación como se muestra en la Figura 4-3. Las dimensiones y detalles del refuerzo de los especímenes se muestran en la Figura 4-3, mientras el detalle de la construcción de un espécimen es mostrado en la Figura 4-4.



Figura 4-4 Detalle de la construcción de especímenes antes (a) y después (b) de la colocación del concreto.

### 4.2.3 Montaje y programa de las pruebas

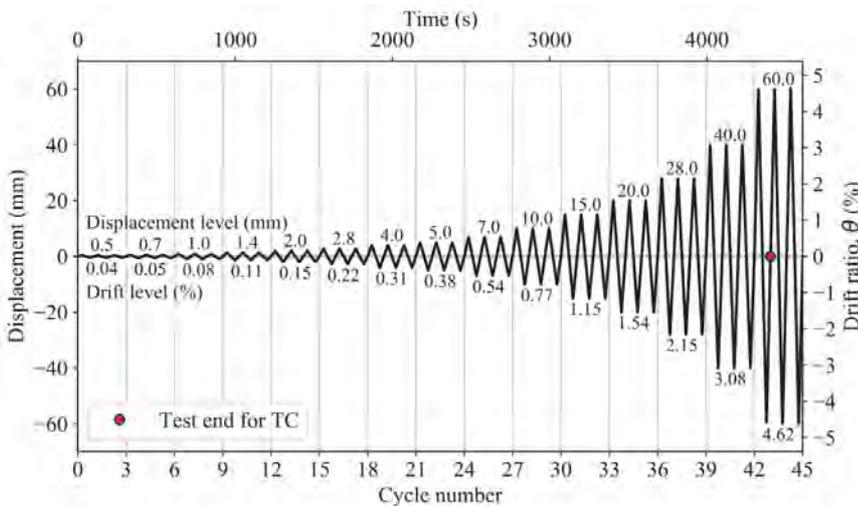
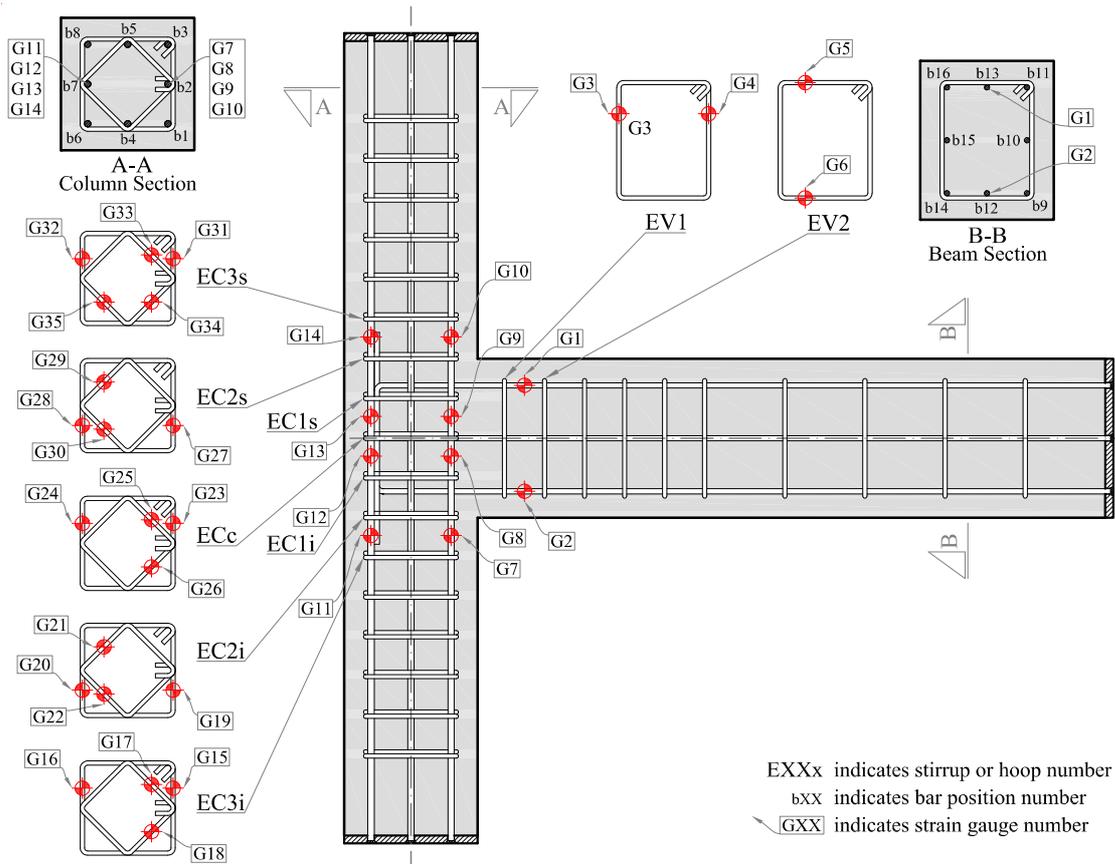


Figura 4-5 Secuencia de cargado cíclico de los especímenes nudo viga-columna

Como se muestra en la Figura 4-1, los especímenes fueron montados en un marco de pruebas simulando las condiciones de cargado de un nudo viga-columna de un edificio sometido a la acción sísmica. Para esto, los extremos de la columna fueron asegurados mediante apoyos articulados simulando los puntos de inflexión. La columna fue cargada con una fuerza vertical fija de 103 kN (correspondiente

al 10% de la capacidad de diseño de la columna), simulando la carga gravitacional. El extremo libre de la viga fue sometido a una fuerza cíclica vertical incremental controlada por desplazamientos siguiendo las recomendaciones del ACI 374.1-05 [73], para rangos de deriva ( $\theta$ ) desde 0.04% hasta 4.62% (desplazamientos desde 0.5 a 60 mm en ambas direcciones). La deriva  $\theta$  o rotación angular impuesta en la conexión se calcula como la relación entre el desplazamiento impuesto al final de la viga y la longitud de la viga desde el eje centroidal de la columna. La Figura 4-5 muestra la secuencia de cargado aplicada, la cual presenta incrementos graduales desde pequeñas deformaciones hasta niveles de deriva considerados inaceptables, donde la dirección de carga descendente se establece como positiva (ver esquema Figura 4-1a).



**Figura 4-6** Puntos de medición de deformación unitaria en el acero de refuerzo

La instrumentación utilizada consistió de: 1) dos celdas de carga para medir la fuerza en los actuadores hidráulicos sobre la columna y en el extremo de la viga; 2) ocho transductores de desplazamiento lineal LVDTs, cuatro para medir los desplazamientos en viga y columna y cuatro para medir la distorsión de la zona de unión; 3) un conjunto de 35 galgas extensométricas en el refuerzo longitudinal y transversal dentro y cercano a la zona de unión de viga y columna; y 4) una galga extensométrica tipo roseta sobre la superficie del concreto en el punto de intersección de los ejes axiales de viga y columna a fin de medir con detalle las deformaciones de corte en dicha zona. La Figura 4-1 muestra la posición de la instrumentación externa utilizada, mientras la Figura 4-6 muestra la ubicación de las galgas extensométricas adheridas al acero y embebidas dentro del concreto.

### 4.3 Resultados: comportamiento cíclico y degradación

Se presenta a continuación el análisis del comportamiento estructural y deterioro progresivo de los tres nudos viga-columna de concreto reforzado (CR) ensayados ante carga cíclica. Como detalle del proceso de las pruebas realizadas, en la Figura 4-7 se muestra el estado de los especímenes en un instante del ensayo (segundo ciclo del nivel de deriva de 3.08%). A fin de visualizar mejor los resultados experimentales, en el Anexo B se incluye una secuencia de la degradación de los tres especímenes, mostrando los puntos principales de comportamiento evidenciados durante las pruebas (extraídos de los videos de las pruebas). Se estudió con base en la respuesta histerética de los especímenes, entre otros: el deterioro de resistencia, el deterioro de rigidez, la energía disipada, la ductilidad, el amortiguamiento equivalente y el estrangulamiento de los aros de histéresis.

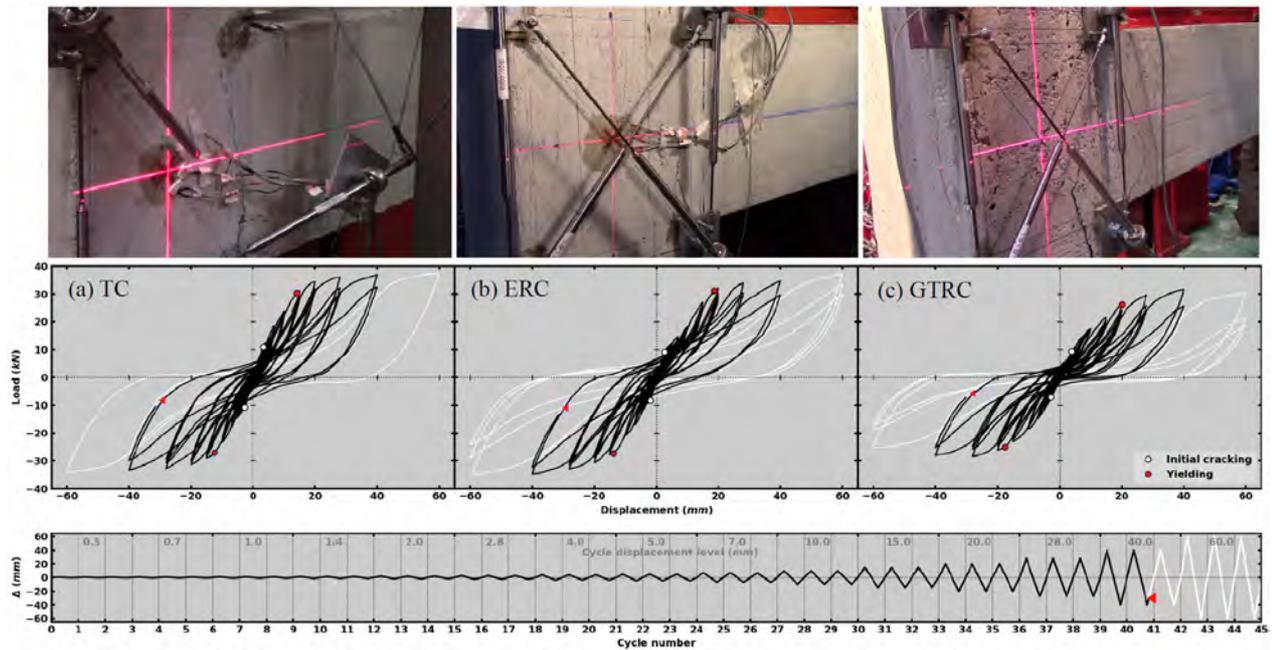


Figura 4-7 Detalle del proceso de prueba de los nudos viga-columna para el segundo ciclo de un nivel de deriva de 3.08%

#### 4.3.1 Descripción de comportamiento

Los tres especímenes presentaron formación temprana de grietas por flexión en secciones de la viga adyacentes a la zona de unión a niveles de deriva alrededor de 0.25%. La fluencia del refuerzo longitudinal de la viga se produjo para derivas de entre 1.0% y 1.5%, lo que provocó una disminución en la tasa de incremento de soporte de carga de los especímenes. La fluencia ocurrió antes que aparecieran fisuras por cortante en la zona de unión. Se dice entonces que el modo de falla es controlado por flexión dado que ocurre la fluencia en la viga antes que la fractura por cortante en la zona de unión. Las fisuras inducidas por cortante en la zona de unión ocurren para relaciones de deriva de entre 1.5% y 2.2%. Para derivas de 2.2 a 3.1%, el deterioro del concreto fue mayor en la zona de unión y en la porción de la viga próxima a la unión debido a la propagación de las fisuras por cortante, el ensanchamiento de las fisuras por flexión y el desprendimiento del recubrimiento de concreto. Finalmente, para derivas superiores al 3.1% el daño en la zona de unión y secciones adyacentes aumentó y se produjo el desprendimiento del recubrimiento en la cara de la columna opuesta a la viga. Las tres conexiones probadas exhibieron una alta degradación (Figura 4-8) por flexión y una pérdida de adherencia cuando se impuso el último nivel de deriva (4.62%).

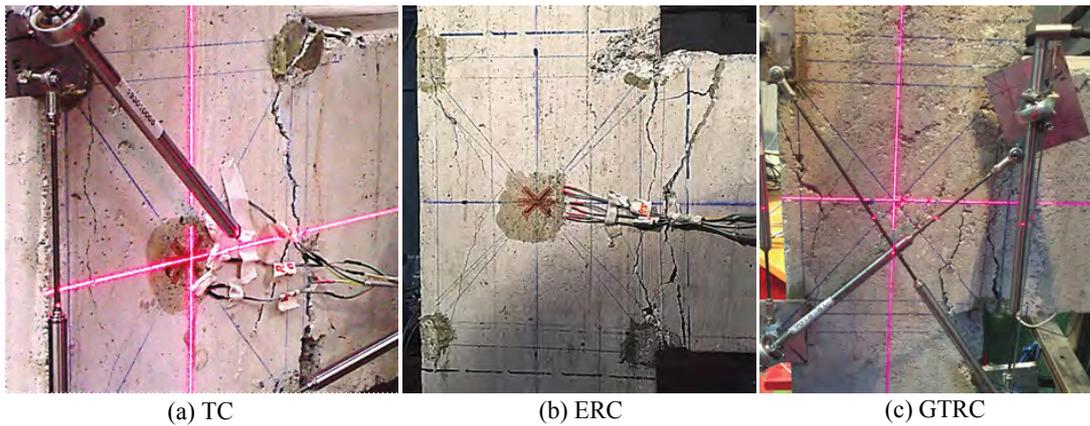


Figura 4-8 Degradación en nudos ensayados para el último nivel de deriva aplicado

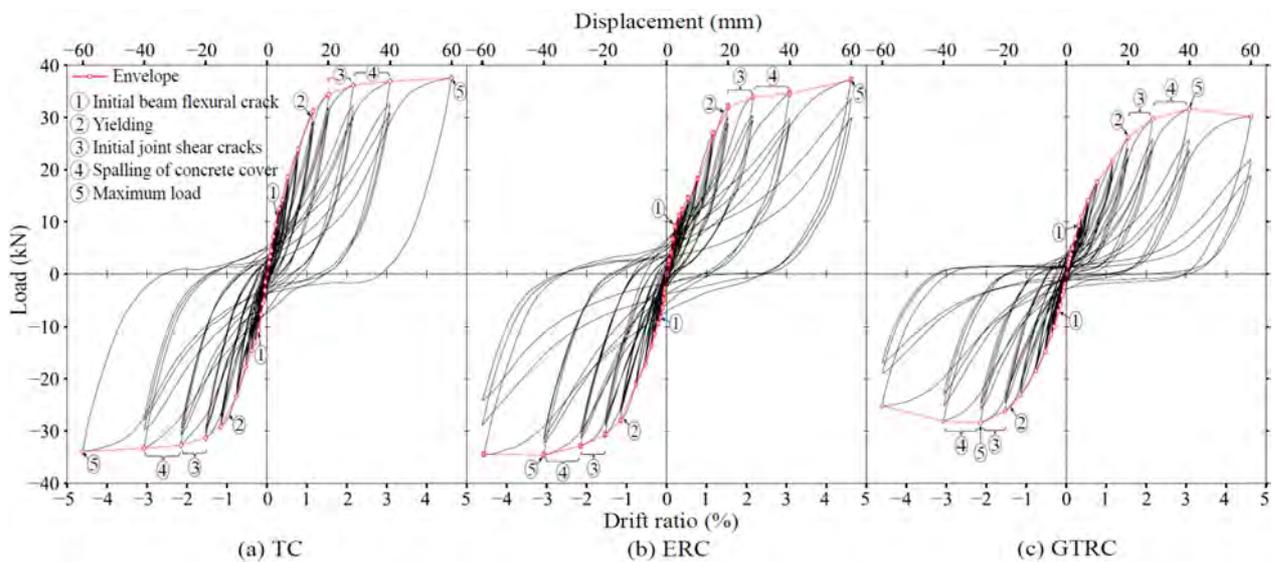


Figura 4-9 Curvas de histéresis carga-deriva para cada espécimen ensayado

La Figura 4-9 muestra la respuesta histerética en términos de carga cíclica versus deriva, identificando los principales puntos de comportamiento de cada espécimen ensayado, así: 1) aparición de fisuras iniciales por flexión de la viga (reducción de la rigidez); 2) fluencia del refuerzo longitudinal de la viga; 3) aparición de fisuras por cortante en la zona de unión; 4) la zona de la viga cercana a la unión mostró una gran cantidad de daño y es evidente el desprendimiento del recubrimiento; 5) se alcanza la carga máxima. En general, las curvas muestran comportamientos similares para ambos sentidos de cargado (positivo y negativo). El espécimen de GTRC mostró una notable reducción de la capacidad de carga para relaciones de deriva intermedias y altas en comparación con los especímenes de TC y ERC. Las respuestas histeréticas carga-desplazamiento muestran que, para el primer ciclo de cada nivel de deriva aplicado, los especímenes de TC y ERC exhibieron aros histeréticos similares con respuestas dúctiles. Sin embargo, el GTRC mostró una reducción considerable en la capacidad de carga para el primer ciclo, que es más pronunciada para relaciones de deriva superiores al 3%. Tanto en TC como en ERC no existe una disminución en la capacidad de carga. Se evidencia que, en el último nivel de deriva, el espécimen de ERC alcanzó la misma carga que el de TC, lo que podría atribuirse a una mejora de adherencia por la resina epóxica adicionada. Se observó que, para las dos repeticiones de cada nivel de deriva aplicado, el espécimen de GTRC mostró una reducción importante en la capacidad de carga, acentuada en cada incremento del nivel de deriva. Si bien una reducción notable de la resistencia para el espécimen de GTRC está asociada con la menor resistencia a la compresión del material frente al TC

y ERC, la degradación de resistencia durante ciclos repetidos de un nivel de deriva determinado podría estar asociado a una pérdida de adherencia concreto-refuerzo. Este efecto no se evidencia en los especímenes de TC y ERC, en las que la reducción de la capacidad de carga para el segundo y tercer ciclo se mantiene casi constante para todos los niveles de deriva aplicados.

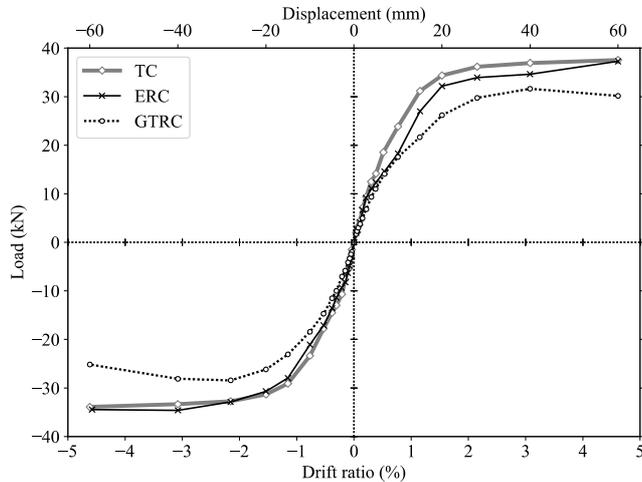


Figura 4-10 Comparación de curvas envolventes carga-deriva

Tabla 4.4 Principales valores de respuesta de los especímenes para cada sentido de cargado cíclico

	TC		ERC		GTRC	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
$P_{cr}$ (kN)	10.9	10.7	9.2	8.2	9.4	7.1
$\theta_{cr}$ (%)	0.25	0.21	0.21	0.15	0.30	0.21
$P_y$ (kN)	30.5	27.1	31.3	27.3	26.2	25.1
$\theta_y$ (%)	1.09	0.95	1.43	1.07	1.54	1.36
$P_{max}$ (kN)	37.5	33.9	37.3	34.6	31.6	28.4
$\theta_{Pmax}$ (%)	4.62	4.62	4.62	3.08	3.08	2.15
$P_{ult}$ (kN)	37.5	33.9	37.3	34.4	30.1	25.2
$\theta_{ult}$ (%)	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
$K_i$ (kN/mm)	2.15	2.19	1.68	1.96	1.31	1.42
$P_{peak42}$ (kN)	29.9	27.9	28.7	31.4	23.7	23.0
$\theta_{D25}$ (%)	4.62*	4.62*	4.62	4.24**	3.08	3.50**
$\mu\theta = \theta_{D25}/\theta_y$	4.2	4.9	3.2	4.0	2.0	2.6

\* Valores esperados con base en la tendencia de derivas precedentes. \*\* Valores obtenidos por interpolación.

La Figura 4-10 muestra las envolventes de las curvas de histéresis de los tres especímenes, que representan los picos de carga máxima para cada nivel de deriva impuesto. El GTRC después de la fluencia presenta una disminución significativa de resistencia y rigidez respecto del TC y el ERC, mientras estos últimos presentan comportamientos carga-deriva similares. La Tabla 4.4 resume los puntos más relevantes del comportamiento carga (P) – deriva ( $\theta$ ) de cada espécimen: primera fisuración ( $\theta_{cr}$ ,  $P_{cr}$ ), fluencia ( $\theta_y$ ,  $P_y$ ), carga máxima ( $\theta_{Pmax}$ ,  $P_{max}$ ) y los valores asociados con la falla de cada espécimen o carga última ( $\theta_{ult}$ ,  $P_{ult}$ ). De la comparación de estos puntos característicos de comportamiento, se puede resaltar que: los especímenes ERC y GTRC presentaron una carga de agrietamiento ligeramente menor que la del espécimen TC; TC y ERC presentaron aproximadamente los mismos valores de carga de fluencia, carga máxima y carga última; en el espécimen de GTRC se observó una reducción del 11% en la carga de fluencia, del 16% en la carga máxima y del 23% en la carga última con respecto al TC. La rigidez inicial de cada nudo  $K_i$ , correspondiente a la pendiente de la línea que conecta el origen con el punto de fluencia, se presenta en la Tabla 4.4. En promedio, la reducción de  $K_i$  para ERC y GTRC

en relación con TC fue del 16% y 37% respectivamente. Esta reducción en la rigidez inicial de ERC y GTRC es consistente con la diferencia entre las resistencias a la compresión de las mezclas de concreto.

### 4.3.2 Degradación de resistencia y ductilidad

Como sugiere ACI 374.1-05 [73], la degradación de la resistencia en cada sentido de cargado se determinó como la reducción en la capacidad de carga para el tercer ciclo de cada nivel de deriva en relación con la carga máxima alcanzada. De esta forma, se comparó la degradación de la resistencia de los tres especímenes a niveles de deriva de 3.08%, determinada como la relación entre la carga pico del ciclo 42,  $P_{peak42}$  (carga del tercer ciclo de una deriva de 3.08%, ver Tabla 4.4) y la carga máxima alcanzada en la prueba ( $P_{max}$ ). Así, los resultados promedio de los sentidos de cargado positivo y negativo, indican una degradación de la resistencia de los nudos de TC, ERC y GTRC del 19%, 16% y 22% respectivamente a una deriva del 3.08%. Para un nivel de deriva del 4.62%, los especímenes de ERC y GTRC alcanzaron una degradación de resistencia promedio de 25% y 40% respectivamente.

Para un nudo viga-columna de CR diseñado para satisfacer una capacidad alta de disipación de energía, es decir para regiones de alto riesgo sísmico, se especifica en el ACI 374.1-05 una degradación máxima de la resistencia del 25% para relaciones de deriva inferiores al 3,5%. De acuerdo a esta especificación, se ha calculado la deriva para la que se alcanza un 25% de degradación de resistencia ( $\theta_{D25\%}$ ), las cuales se presentan en la Tabla 4.4. Los valores de  $\theta_{D25\%}$  indican que TC y ERC cumplen la condición de degradación máxima de resistencia del ACI 374.1-05. La degradación de resistencia del espécimen de GTRC alcanza un 25% de degradación a una deriva de 3.08%, por lo que se considera que no cumple con los requisitos del ACI 374.1.

Con base en el límite de degradación de resistencia del 25% propuesto por ACI 374.1-05, se ha definido un indicador de la ductilidad de deriva o rotacional,  $\mu_{\theta}$ , determinado como la relación entre  $\theta_{D25\%}$  y la deriva de fluencia ( $\theta_y$ ) (ver Tabla 4.4). Los valores promedio de  $\mu_{\theta}$  para los especímenes fueron de 4.6, 3.6 y 2.3 para TC, ERC y GTRC, respectivamente. En consecuencia, la ductilidad del nudo de ERC fue un 21% menor que el de TC, lo que puede deberse a su menor rigidez inicial. El nudo de GTRC presenta una ductilidad de la mitad del valor dado para el nudo de TC, lo que puede ser atribuido a la baja capacidad de compresión del concreto y a una probable pérdida de adherencia concreto-refuerzo por efecto de la adición del polvo de caucho.

### 4.3.3 Patrón de agrietamiento

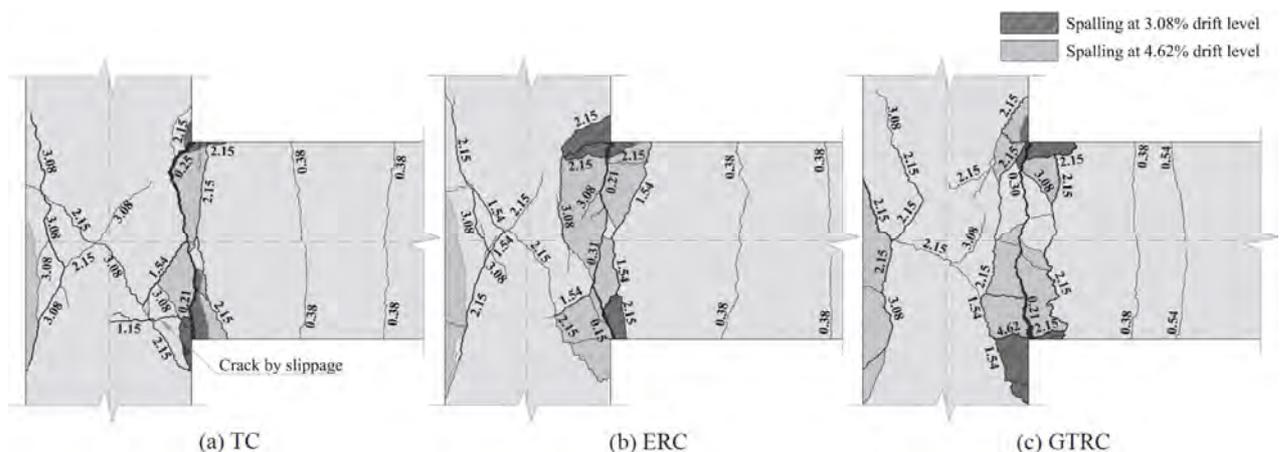


Figura 4-11 Patrón de agrietamiento en los especímenes, indicando el nivel de deriva al cual aparece cada fisura

Una descripción del patrón de agrietamiento obtenido del reconocimiento durante el proceso de prueba del espécimen es plasmado en la Figura 4-11, donde se indica el nivel de deriva en el que cada grieta se hizo evidente. Las primeras grietas en la viga aparecieron en la sección más cercana a la columna. A medida que aumentaba el nivel de deriva, estas grietas se extendían hacia el eje de la viga. Las primeras fisuras inclinadas de cortante en la zona del nudo se observaron para derivas de 1.54%, siendo más notorias para 2.15%. Para derivas de 1.5% a 3.1%, el agrietamiento vertical se inclinó ligeramente y apareció a lado y lado del núcleo confinado de la columna. TC y ERC mostraron un patrón de agrietamiento en la zona del nudo en forma de X, generado por los cambios cíclicos en el sentido de carga. GTRC exhibió algunas grietas inclinadas con algunas grietas casi horizontales. El modo de falla de GTRC fue asociado a una pérdida de adherencia y sobreesfuerzos de flexión relacionados con la baja resistencia a la compresión del concreto. En todos los especímenes, el desprendimiento del recubrimiento en zonas con mayor esfuerzo de compresión fue evidente a niveles de deriva de entre 2.2% y 3.1%. La degradación del concreto en la zona de la viga adyacente a la zona de unión fue mayor en relaciones de deriva superiores al 3.1% y el desprendimiento del concreto se extendió hacia el eje de la viga. Para derivas superiores a 3.1% se produjo el desprendimiento del recubrimiento de concreto de la columna en la cara opuesta a la viga.

Fue evidenciada una grieta horizontal anticipada en la zona de la unión del espécimen de TC, justo a la altura del refuerzo longitudinal inferior de la viga para un nivel de deriva alrededor del 1.0% (ver Figura 4-11a). Este tipo de grieta horizontal es conocida como una grieta por deslizamiento del refuerzo debida a la pérdida de adherencia entre el refuerzo longitudinal y el concreto. Esta grieta anticipada puede estar relacionada con una disminución de la capacidad de TC para carga negativa durante la prueba cíclica.

El patrón de agrietamiento en todos los especímenes indica que el deterioro de la conexión estuvo predominantemente asociado a la flexión de la viga, al cortante en el nudo y al deslizamiento final del refuerzo longitudinal de la viga. Este comportamiento es acorde con la relación de resistencia a flexión entre viga y columna, y la cantidad de refuerzo transversal dentro de la zona de unión.

#### 4.3.4 Degradación de rigidez

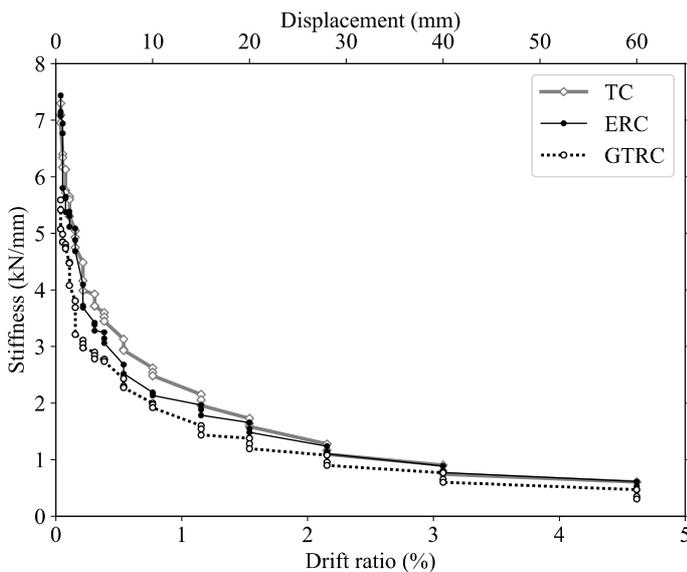


Figura 4-12 Degradación de la rigidez pico a pico

La rigidez de pico a pico para cada ciclo de carga se calculó como la pendiente de la línea que conecta los puntos de carga máxima desde el sentido de cargado negativo al positivo. La Figura 4-12 muestra la rigidez pico a pico para cada ciclo de carga versus la relación de deriva impuesta. Para derivas de hasta 0.15% (inicio del agrietamiento de la viga), la rigidez del nudo de ERC fue similar al de TC mientras que, para derivas más altas, ERC presentó una mayor degradación de la rigidez. A una relación de deriva del 0.77%, la rigidez de ERC es de alrededor del 84% de la rigidez de TC. A partir de una deriva del 0.77%, la tasa de degradación de la rigidez disminuye gradualmente hasta igualar los valores de rigidez de TC, por lo que para derivas superiores a 2.15%, ERC y TC presentan una rigidez similar. En vista de lo anterior, se puede establecer que el nudo de ERC mostró una menor degradación de la rigidez para relaciones de deriva superiores al 0.77%, lo que indica un mejor comportamiento para altos niveles de deformación cíclica que el TC. El espécimen de GTRC presentó la menor rigidez, en promedio un 77% de la rigidez de TC para todo el rango de derivas, por lo que puede ser asociada a la menor resistencia a la compresión del concreto.

### 4.3.5 Capacidad de disipación de energía

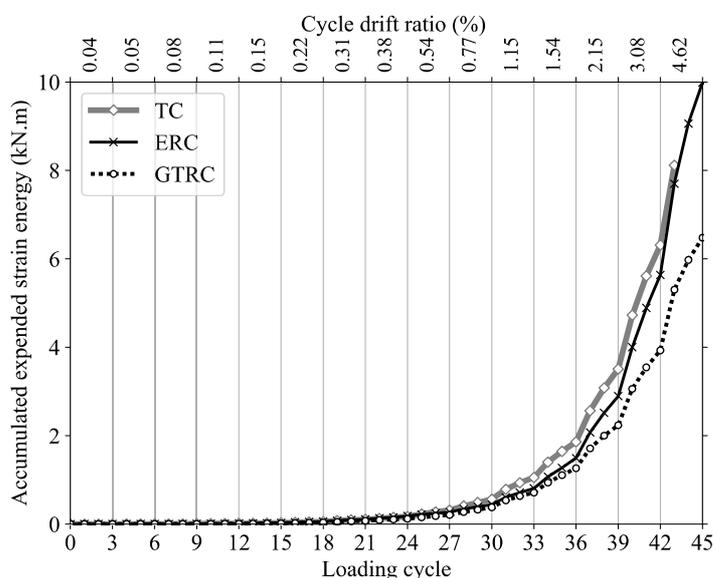


Figura 4-13 Energía disipada acumulada para cada ciclo de carga

La capacidad de disipación de energía en los nudos de una estructura de CR es una medida para la valoración del comportamiento frente ante acciones sísmicas. La energía disipada es la suma de la energía disipada por amortiguación (energía de amortiguación) más la energía disipada por deformación o energía consumida de deformación (*expended strain energy*) [74]. La energía consumida de deformación es la relacionada con la generación de deformaciones permanentes y daño en la estructura, determinada por el área encerrada por los aros de histéresis generados por el cargado cíclico. En la Figura 4-13 se muestra la energía disipada acumulada para cada ciclo de carga, indicando el nivel de deriva correspondiente. Para relaciones de deriva superiores al 0.38%, ERC presentó una menor capacidad de disipación de energía en comparación con TC, siendo la diferencia máxima del 24% a una deriva de 1.54%. Sin embargo, para derivas superiores a 1.54%, ERC mejoró su capacidad para disipar energía, igualando la energía disipada acumulada del TC al final del ensayo. Teniendo en cuenta el hecho de que a medida que avanzan los ciclos de carga, la degradación del concreto aumenta y el refuerzo tiende a sufrir un mayor deslizamiento, el mejoramiento en la capacidad de disipación de energía de ERC en la etapa final del ensayo podría atribuirse a una mejora de la adherencia concreto-refuerzo debida a la adición de la resina epóxica. GTRC mostró una energía disipada acumulada de un 45% más baja que la mostrada por

TC para todos los niveles de deriva. Las principales razones de esta menor disipación de energía del GTRC están asociadas con la baja resistencia a la compresión del concreto, lo que genere una menor capacidad de flexión y cortante. Sin embargo, una pérdida de adherencia refuerzo longitudinal-concreto también fue asociado con la menor capacidad de disipación del GTRC, lo que se evidencia en un mayor efecto de estrangulamiento de los aros de histéresis en los últimos ciclos de carga.

#### 4.3.6 Amortiguamiento viscoso equivalente

La energía disipada en cada ciclo de histéresis fue comparada por medio del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  [75], el cual es expresado de la siguiente manera:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_{SE}}{E_{el}} \quad (4.1)$$

donde  $E_{SE}$  es la energía disipada por deformación obtenida como el área de la superficie encerrada dentro de un aro de histéresis y  $E_{el}$  es la energía de deformación elástica almacenada en un sistema elástico lineal equivalente. El valor de  $E_{el}$  se obtiene para cada ciclo de histéresis como el área del triángulo definida por el origen, el punto de carga máxima y el eje horizontal en la gráfica carga-desplazamiento para los sentidos de cargado positivo y negativo.

La Figura 4-14 permite la comparación de las tres probetas ensayadas en términos del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente versus deriva mostrando separadamente los resultados para el primer, segundo y tercer ciclo de cargado de cada nivel de deriva. La comparación de los resultados para el primer ciclo de cada nivel de deriva muestra que el amortiguamiento equivalente correspondiente al espécimen de ERC fue alrededor de un 15% más bajo que el de TC para relaciones de deriva hasta 3.08%. Sin embargo, el espécimen de ERC presentó el mayor  $\xi_{eq}$  (15.3%) para el nivel de deriva final (4.62%). Para el segundo ciclo de cada nivel de deriva, la diferencia del amortiguamiento equivalente entre TC y ERC disminuye considerablemente, mientras que para el tercer ciclo de carga TC y ERC presentan valores de  $\xi_{eq}$  casi iguales. Para los tres ciclos de cargado y principalmente para derivas superiores a la fluencia, el espécimen de GTRC exhibió una capacidad de amortiguación histerética considerablemente menor con valores de  $\xi_{eq}$  entre 68% y 80% respecto de TC.

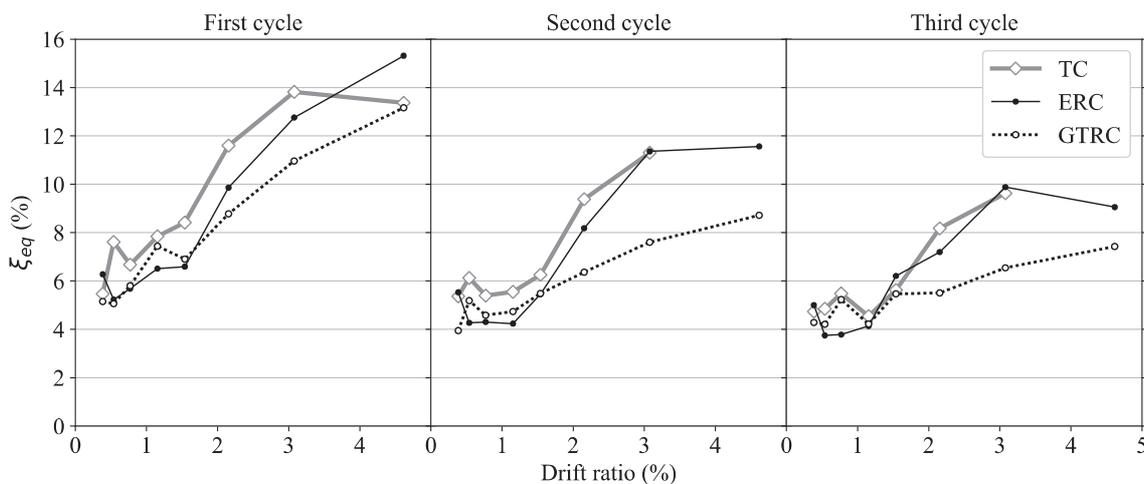


Figura 4-14 Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente para 1er, 2do y 3er ciclo de histéresis de cada nivel de deriva

En general, la comparación del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de los tres especímenes indica que la capacidad de disipación de energía es similar en ERC y TC, y considerablemente

inferior en GTRC. Sin embargo, en ERC es evidente incrementos de la capacidad de disipación en niveles de deriva elevados, lo que evidencia una mejor conservación de las características de resistencia luego de sufrir daño. Este mejor comportamiento histerético del ERC puede estar asociado a una conservación de la unión entre el concreto y el acero de refuerzo a altos niveles de deriva, lo que puede atribuirse a una mejora de la adherencia por el uso de la resina epóxica en el concreto.

#### 4.3.7 Índice de estrangulamiento de aros de histéresis

El daño de los nudos viga-columna y por consiguiente la pérdida de capacidad para disipar energía en el rango inelástico está directamente relacionado con el estrangulamiento de los aros histeréticos de la respuesta cíclica carga-desplazamiento. Los patrones de estrangulamiento que exhiben los especímenes están asociados a la pérdida de capacidad de carga del concreto en la zona de compresión debido al daño ocasionado por las repeticiones de carga cíclica, así como al deslizamiento debido a la pérdida de adherencia entre el refuerzo longitudinal y el concreto. Para la evaluación de este aspecto, Mostofinejad y Akhlaghi [76] introdujeron el concepto de relación de ancho de estrangulamiento PWR (*pinching width ratio*), definido como el ancho del aro de histéresis de la curva fuerza-deriva ( $P_a$ ) dividido por el ancho del aro de una curva idealizada sin estrangulamiento ( $P_i$ ). La Figura 4-15 muestra la curva idealizada propuesta por [76], que corresponde al paralelogramo ABCD definido por los picos carga-deriva (A y C) durante el ciclo considerado y las líneas AB y CD, cuyas pendientes son iguales a la rigidez no fisurada en el sentido positivo  $K_1$  y en el sentido negativo  $K_2$ , respectivamente. La Figura 4-15 ilustra los parámetros mencionados en el caso del tercer ciclo de una deriva de 3.08% para la obtención del PWR en el TC.

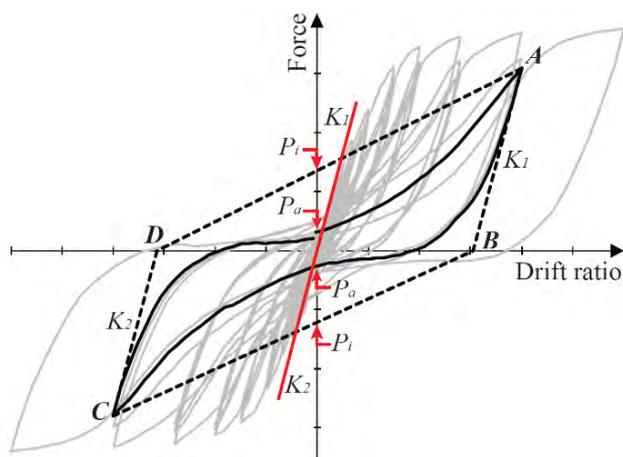


Figura 4-15 Parámetros del índice de estrangulamiento para un ciclo de histéresis. Adaptado de [76]

Con base en la definición de  $PWR$  y a fin de proporcionar una medida directa del nivel de estrangulamiento en cada ciclo histerético, se ha planteado un índice de estrangulamiento  $I_p$  (*Pinching index*), así:

$$I_p = 1 - PWR = 1 - \frac{P_a}{P_i} \quad (4.2)$$

Un valor de  $I_p$  igual a uno indica la constricción total del aro de histéresis, mientras que valores cercanos a cero corresponden a un efecto de estrangulamiento mínimo. En la Figura 4-16 se presentan los valores de  $I_p$  en función de la relación de deriva, discriminados para el primer, segundo y tercer ciclo de cargado. Para derivas superiores a 1.54% (después de fluencia), TC presentó valores promedio de  $I_p$  de 0.64, 0.76 y 0.81 para el 1°, 2° y 3° ciclo de carga, respectivamente. ERC muestra un comportamiento similar al de TC, sin embargo, fue notado que ERC mejora su comportamiento para el final

de la prueba, dado que para derivas por encima de 3.0% los valores de  $I_p$  son más bajos que los de TC. Este mejor comportamiento del espécimen fabricado con adición de resina epóxica puede ser atribuido a menor pérdida de la adherencia concreto-refuerzo a altos niveles de agrietamiento. Por el contrario, GTRC muestra los mayores valores de  $I_p$  (alrededor de 0.80 y 0.90), los cuales son entre 10% y 22% superiores a los de TC.

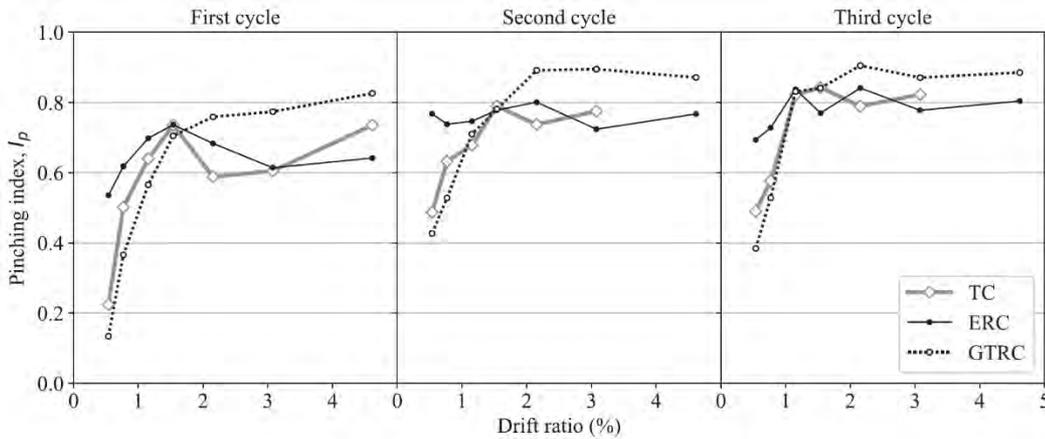


Figura 4-16 Índice de estrangulamiento para el primer, segundo y tercer ciclo de cada nivel de deriva

#### 4.3.8 Comportamiento a cortante en el nudo

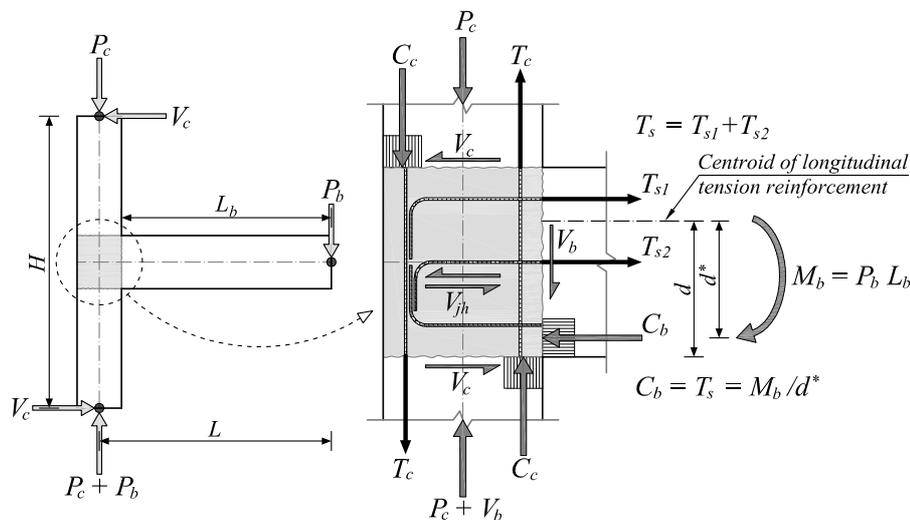


Figura 4-17 Fuerzas de viga y columna actuando en la zona de unión (sentido positivo de cargado)

En la literatura, se han definido dos tipos de modos de falla en nudos viga columna de CR: a) la falla J (*joint failure*) que se refiere a una falla por cortante en la zona del nudo antes que aparezca una articulación plástica en la viga; y b) la falla BJ (*beam plastic hinge before joint failure*) se refiere a la formación de una articulación plástica en la viga (fluencia del refuerzo longitudinal) antes de que se genere la falla de cortante en la zona nudo. Para disipar una alta energía ante acciones sísmicas sin colapso, se requiere la falla BJ y, por lo tanto, la resistencia última a cortante del nudo debe ser mayor que el cortante correspondiente a la resistencia a la flexión de la viga adyacente. Además de esto, la resistencia a cortante del nudo no debe presentar degradación antes de que la viga alcance la ductilidad requerida.

Como era de esperar en razón al diseño sísmico empleado, los especímenes ensayados presentaron un modo de falla BJ. Se observó también una conservación de la capacidad a cortante de nudo hasta altos

niveles de deriva a pesar de la degradación del concreto dentro de la zona del nudo. La relación cortante-deformación de los nudos viga-columna de CR es inicialmente más dependiente de las características de resistencia del concreto [77], sin embargo, para cargas cíclicas el refuerzo de confinamiento en el nudo juega un papel fundamental, por lo que al final este refuerzo brinda la ductilidad necesaria para mantener la capacidad a cortante cuando el concreto del nudo presenta alta degradación. Un análisis de la relación cortante-deformación para los tres especímenes ensayados es presentado a continuación.

Partiendo de las mediciones de la galga extensométrica de roseta y los transductores de desplazamiento colocados en la zona de unión (ver Figura 4-1), la deformación de cortante  $\gamma_{joint}$  puede ser determinada mediante:

$$\gamma_{joint} = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_b}{2\text{Sin}(\alpha)\text{Cos}(\alpha)} \quad (4.3)$$

En Eq. (4.3),  $\varepsilon_a$  y  $\varepsilon_b$  son las deformaciones unitarias medidas en la zona del nudo a dos ángulos diferentes, las cuales pueden ser calculadas utilizando los transductores diagonales LVDT6 y LVDT5 o la galga extensométrica de roseta, galgas G37 y G38.  $\alpha$  es el ángulo de medición con respecto al eje horizontal, igual a 50,60° para los dos transductores diagonales y de 45° en el caso de la galga de roseta. Para relaciones de deriva bajas, los valores de deformación registrados tanto por los LVDTs como por la roseta de deformación fueron similares. Las deformaciones cortantes obtenidas mediante la roseta proporcionaron información precisa sobre el comportamiento del hormigón en el centro de la junta antes del agrietamiento, pero después de la ruptura, los valores de deformación se obtuvieron de los registros de los LVDTs. Para las relaciones de deriva más altas (por encima de 2.15%), las mediciones de los LVDTs se vieron influenciadas por el agrietamiento principalmente debido al desplazamiento de los puntos de apoyo del dispositivo, por lo que, no se pudieron obtener registros para el último nivel de deriva.

La Figura 4-17 muestra el esquema de fuerzas que actúan sobre la zona de unión durante las pruebas de carga cíclica y que son representativas de las fuerzas reales de un nudo de CR en edificios sometidos a acciones sísmicas. Bajo este esquema, el esfuerzo cortante en el nudo  $\tau_{joint}$  se calcula como la relación entre la fuerza cortante actuante horizontal  $V_{jh}$  y el área horizontal del nudo  $A_{jh}$  (igual al área de la sección transversal de la columna), así:

$$\tau_{joint} = \frac{V_{jh}}{A_{jh}} = \frac{T_s - V_c}{A_{jh}} = \frac{P_b(L_b/d^* - L/H)}{A_{jh}} \quad (4.4)$$

siendo  $T_s$  es la fuerza de tracción que actúa en el refuerzo longitudinal de la viga y  $V_c$  es la fuerza de corte sobre la columna. La fuerza  $T_s$  se calculó a partir del momento flector que actúa sobre la sección crítica de la viga y la distancia  $d^*$  (distancia entre el centroide del refuerzo longitudinal a tracción y la fuerza de compresión del hormigón  $C_b$ ). Como en [78]–[80], se puede suponer un valor constante de  $d^* = \beta d$  para los tres especímenes sin errores significativos, donde  $d$  es la distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo longitudinal a tracción y  $\beta$  es un coeficiente que depende de la posición de  $C_b$ . A partir de un análisis de la sección de la viga, incluyendo el refuerzo adicional en el eje de la viga ( $T_{s2}$ ) y para valores de momento flector mayores que el momento de agrietamiento de la viga, se obtuvo un valor promedio de  $\beta = 0.88$ .

La Figura 4-18 muestra las curvas de envolventes esfuerzo-deformación de cortante en la zona de unión de cada espécimen ensayado. Estas curvas representan los puntos de esfuerzo cortante máximo para cada nivel de deriva. Antes del agrietamiento por cortante en la zona de unión, el comportamiento a cortante de los nudos es casi lineal. Después del agrietamiento, se observó un aumento elevado en la

deformación de cortante causado por la rápida propagación del agrietamiento diagonal. Es de señalar que la zona de unión más adyacente a la viga tuvo un mayor deterioro debido a la alta concentración de esfuerzos de compresión-tracción. La fluencia de la viga limitó el valor de la fuerza cortante aplicada a al nudo, por lo que no se alcanzaron los valores máximos de capacidad a cortante de los nudos.

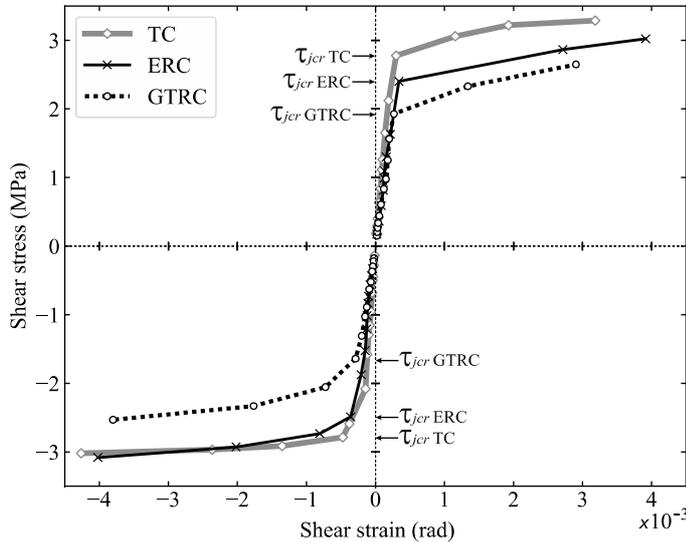


Figura 4-18 Envolventes esfuerzo-deformación de cortante en la zona de nudo

Para valores bajos de deformación, se calculó la rigidez a cortante de los nudos  $G_j$ , la cual puede considerarse como una aproximación del módulo de cortante del concreto.  $G_j$  se obtuvo como la pendiente de la región lineal inicial de la relación esfuerzo-deformación de cortante (Figura 4-18). En la Tabla 4.5 se presentan los valores de  $G_j$  para cada sentido de cargado cíclico. El espécimen ERC tuvo una rigidez a cortante promedio 19% menor que la correspondiente a TC, mientras que para GTRC la reducción es de un 35% respecto de TC.

Tabla 4.5 Rigidez de cortante y esfuerzos de agrietamiento de cortante en la zona de nudo (en MPa)

	TC		ERC		GTRC	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
$G_j$	12091	12329	9511	10172	7880	7920
$\tau_{jcr} - experimental$	2.78	2.79	2.40	2.49	1.93	1.64
$\tau_{jcr} - teórico^*$	2.28 to 3.03		2.10 to 2.78		1.90 to 2.49	

\* Límites inferior y superior de los valores esperados [81]

El nivel de esfuerzo correspondiente al agrietamiento por cortante del concreto ( $\tau_{jcr}$ ) para cada probeta se indica en la Figura 4-18 y los valores correspondientes se listan en la Tabla 4.5. ERC y GTRC presentaron, en promedio, una reducción en  $\tau_{jcr}$  del 12% y 36% respectivamente, en relación con el valor correspondiente al TC. Según Priestley [81], el agrietamiento por cortante en los nudos exteriores viga-columna está asociado especialmente a los esfuerzos principales de tracción, ocurriendo el agrietamiento del nudo cuando el esfuerzo de tracción principal,  $\sigma_t$ , varía entre  $0.29\sqrt{f_{cm}}$  MPa (límite inferior) y  $0.42\sqrt{f_{cm}}$  MPa (límite superior). Con estos valores puede obtenerse el rango esperado de esfuerzo de agrietamiento teórico por cortante mediante  $\tau_{cr} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_c / \sigma_t}$ , a fin de ser comparado con los valores experimentales. El esfuerzo de compresión principal ( $\sigma_c$ ) en la zona del nudo depende de: la fuerza axial de compresión a la que está sometida la columna; las fuerzas de compresión en las esquinas

diagonalmente opuestas debidas a los momentos flectores inducidos por la viga y la columna; y las fuerzas transferidas por el esfuerzo de adherencia a lo largo del refuerzo longitudinal de viga y columna. Dada la variación de las fuerzas cíclicas inducidas, un esfuerzo de compresión medio  $\sigma_c = P_c/A_{jh}$  fue utilizado para el cálculo del rango teórico de  $\tau_{cr}$ . En la Tabla 4.5 se muestra el rango teórico de  $\tau_{cr}$ , indicando una gran coherencia de los valores experimentales con los valores teóricos esperados. Los resultados experimentales confirman la proporcionalidad directa de  $\tau_{cr}$  con la resistencia a la compresión de los concretos utilizados.

La resistencia a cortante del nudo puede ser descrita por un mecanismo de puntal diagonal de concreto actuando con la fuerza de tracción del refuerzo longitudinal de viga y columna, siendo la capacidad máxima de cortante en la zona de nudo asociada a la resistencia de compresión del concreto del puntal o a la degradación del mecanismo puntal-tensor. De esta manera, la resistencia a cortante del nudo depende principalmente de la resistencia a compresión del concreto, pero para cargas cíclicas existen muchos otros factores que limitan la capacidad de cortante y determinan la degradación del nudo [82]. Uno de los principales factores que influyen la resistencia a cortante de los nudos es la presencia de refuerzo transversal. En la literatura, se expresan diferentes opiniones sobre el efecto preciso de la cantidad de refuerzo transversal en el nudo, sin embargo, se coincide en que los flejes en los nudos contribuyen a la conservación de la capacidad de cortante para cargas cíclicas a altos niveles de deriva. De los ensayos realizados se identifica un importante trabajo del refuerzo transversal en la zona del nudo, después del agrietamiento por cortante en el nudo, así: reduce el ensanchamiento de las grietas por cortante en la zona del nudo; retrasa el desprendimiento del recubrimiento de concreto; evita el pandeo del refuerzo longitudinal; evita la apertura de los ganchos del refuerzo longitudinal de la viga; confina el concreto en la zona del nudo para mantener la integridad del nudo hasta niveles elevados de deformación cíclica.

#### 4.3.9 Comportamiento de refuerzo

La información obtenida de las galgas extensométricas en el refuerzo se ha utilizado para analizar el comportamiento local de los nudos de CR ensayados. Las deformaciones unitarias medidas en el refuerzo indican el nivel de esfuerzo actuante en el mismo, por lo son un claro indicador del comportamiento del refuerzo especialmente a niveles elevados de deriva. Se ha prestado especial atención a la deformación del refuerzo longitudinal de la viga y a la deformación del refuerzo transversal tanto en la zona crítica de la viga como en la zona de unión.

La Figura 4-19 muestra los valores máximos de deformación unitaria del refuerzo longitudinal de la viga registrados por las galgas extensométricas G1 y G2 para cada nivel de deriva en ambos sentidos de cargado. Las galgas extensométricas G1 y G2 adheridas al refuerzo longitudinal superior e inferior de la viga respectivamente se ubican entre el primer y segundo estribo más cercano a la zona del nudo (Figura 4-6), en una sección diferente a la sección de la primera fluencia (sección justo adyacente a la zona del nudo). Los resultados indican que, para derivas superiores a la fluencia de la viga, G1 y G2 en el espécimen ERC presenta valores de deformación más altos en comparación con los otros dos especímenes. Se observa también que, a derivas superiores al 3.08%, GTRC experimentó una notable disminución de la deformación G1 y G2. Para TC, la galga G2 en tensión para relaciones de deriva negativas (sentido de cargado hacia arriba) presenta valores de deformación más bajos, que coincide con la grieta anticipada por deslizamiento del refuerzo identificada en el patrón de agrietamiento (Figura 4-11). Un nivel de deformación (o esfuerzo) mayor en las barras de refuerzo longitudinal del ERC es un indicador de un mejor trabajo de este refuerzo con el concreto, lo que puede estar relacionado con una mejor adherencia concreto-refuerzo debida a la adición de la resina epóxica.

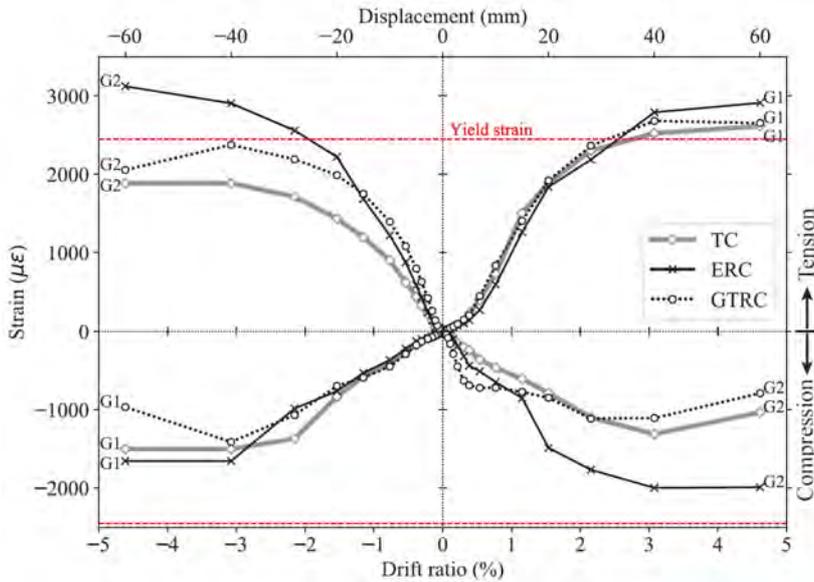


Figura 4-19 Deformación unitaria máxima del refuerzo longitudinal de la viga en relación al nivel de deriva

La Figura 4-20 muestra la deformación unitaria máxima alcanzada en el refuerzo transversal con mayores solicitaciones de viga y zona del nudo, que fueron el segundo fleje de la viga y en el estribo central en la zona del nudo, galgas G5 y G24 respectivamente (ver Figura 4-6). Los resultados muestran que para relaciones de deriva de alrededor del 1.5%, las deformaciones medidas en G24 presentan un gran aumento, que confirma el mayor trabajo de los estribos en el nudo cuando el concreto de la zona del nudo alcanza el agrietamiento por cortante. Así, los estribos en el nudo limitan la expansión de las grietas en el nudo y aumentan considerablemente la capacidad de deformación del nudo. La comparación entre las deformaciones registradas en el refuerzo transversal de viga y nudo, indican esfuerzos de entre cuatro y seis veces mayores en los estribos del nudo respecto de los presentes en los flejes de viga. Esto demuestra un trabajo mucho mayor de los estribos de la zona del nudo y por tanto confirma la gran importancia de estos estribos en el comportamiento histerético de la unión.

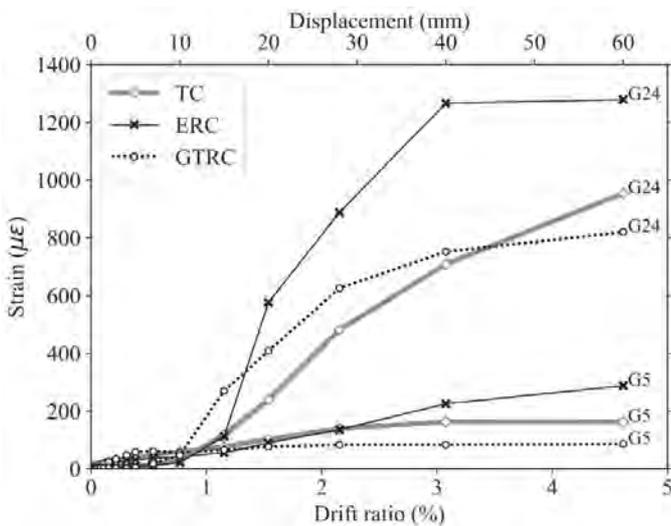


Figura 4-20 Deformación unitaria máxima en el refuerzo transversal crítico del nudo en la relación al nivel de deriva

De acuerdo con los registros de las galgas extensométricas G1, G2, G5 y G24, no existen diferencias significativas entre las deformaciones de refuerzo en las probetas TC y GTRC. Para derivas por encima de la fluencia de la viga, en todos los puntos de medición se registraron deformaciones más altas en el

refuerzo del espécimen ERC en comparación con los otros dos especímenes. Es claro entonces que existe una diferencia de comportamiento del espécimen ERC para derivas superiores a la fluencia de la viga, lo que es atribuible a la utilización de la resina epóxica.

Como se mencionó anteriormente, el cortante en la zona del nudo fue adecuadamente controlado por el refuerzo transversal dispuesto. Sin embargo, en las pruebas realizadas fue notado que el refuerzo longitudinal colocado en el eje de la viga provee un aporte en el comportamiento a cortante de la zona de unión, así como en la capacidad por flexión para niveles de deriva elevados. Esto es atribuido a la capacidad de dicho refuerzo longitudinal para amarrar el agrietamiento dentro de la zona de unión. Fue también notado que este refuerzo longitudinal central preserva mejor su adherencia con el concreto por encontrarse en una zona de menor daño del concreto ante la tracción-compresión producida por los cambios cíclicos de carga. De esta forma, este refuerzo central contribuye a mantener la capacidad a flexión de la viga en niveles elevados de deriva.

## 4.4 Cuantificación del daño basado en la respuesta medida

El daño progresivo de los especímenes a medida que incursionan en el rango inelástico de comportamiento se puede cuantificar con base el análisis del comportamiento histerético medido, utilizando índices de daño que intentan establecer los diferentes niveles de daño de la estructura. Diversos índices de daño han sido propuestos en relación con alguna propiedad de comportamiento que pueda representar daño. A continuación, se evalúa el deterioro de los tres nudos viga-columna ensayado utilizando los índices de daño más comúnmente utilizados como indicación de daño en estructuras solicitadas por la acción de cargas dinámicas de alta intensidad.

### 4.4.1 Índice de daño de Park y Ang

El modelo de índice de daño más aceptado y utilizado es el dado por Park y Ang [83]. Este tiene en cuenta dos componentes principales: 1) la relación de deformación alcanzada respecto de la deformación última prevista; y 2) la energía histerética disipada hasta el nivel de deriva alcanzada en proporción a la capacidad total de energía disponible hasta el punto de deformación última prevista. El índice de daño de Park and Ang es calculado a partir de la siguiente ecuación:

$$DI_{PA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE \quad (4.5)$$

en donde:  $\delta_M$  es el desplazamiento máximo del ciclo considerado;  $\delta_u$  es el desplazamiento final bajo carga monótonica y la parte integral es la cantidad de energía disipada de deformación hasta el ciclo considerado; y  $P_y$  es la carga de fluencia de los especímenes. El coeficiente  $\beta$  está relacionado con la degradación de la estructura y su valor se ha obtenido de la expresión propuesta por Park y Ang [83], así:

$$\beta = \left( 0.447 + 0.073 \frac{l_v}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_l \right) 0.7^{\rho_w} \quad (4.6)$$

siendo:  $l_v$  la relación Momento/Cortante;  $d$  es la altura efectiva de la sección;  $n_0$  es el esfuerzo axial normalizado, definido como:  $n_0 = N/(f_{ck}bd)$ , con  $N$  la fuerza axial impuesta y  $b$  es el ancho de la sección;  $\rho_l$  es la cuantía de refuerzo longitudinal (en porcentaje); y  $\rho_w$  la cuantía volumétrica de refuerzo transversal respecto del concreto confinado (en porcentaje). Así, el valor del parámetro  $\beta$  para los especímenes estudiados es de 0.11, el cual está en concordancia con el valor de 0.1 propuesto por Villmure and Ventura [84] y que ha sido usado en estudios similares de nudos viga-columna [85], [86].

Los valores de  $\delta_u$  han sido estimados usando la expresión propuesta por Biskinis and Fardis [87] y la cual es aceptada por el Eurocódigo 8 [88] para determinar la deriva última  $\theta_{um}$ , así:

$$\theta_{um} = 0.016(0.3^v) \left( \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right)^{0.225} \left( \frac{l_v}{h} \right)^{0.35} (25)^{\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_{cm}}} \quad (4.7)$$

en donde:  $v = N/(f_{ck}bd)$ ;  $h$  es la altura de la sección;  $\omega$  y  $\omega'$  son las cuantías de refuerzo en tracción y compresión y compresión;  $\rho_s$  es la cuantía de refuerzo transversal, determinada como  $A_s/(bs)$ , con  $s$  la separación de fleje;  $f_{yw}$  y  $f_{cm}$  las resistencias del acero transversal y del concreto, respectivamente (en MPa). El parámetro  $\alpha$  es el factor de efectividad del confinamiento [87], dado por:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0h_0} \right) \quad (4.8)$$

donde  $b_0$  y  $h_0$  son las dimensiones de la sección confinada de concreto, medida a centro de barra del fleje; y  $b_i$  es la separación de las barras de refuerzo longitudinal restringidas lateralmente por flejes. Los valores de  $\delta_u$  han sido calculados para la conexión típica de TC, mientras valores ponderados basados en el parámetro  $\theta_{D25\%}$  fueron asumidos para los especímenes modificados de ERC y GTRC. Así,  $\delta_u$  iguales a 87.1, 83.5 y 62.0 fueron obtenidos finalmente para TC, ERC y GTRC respectivamente.

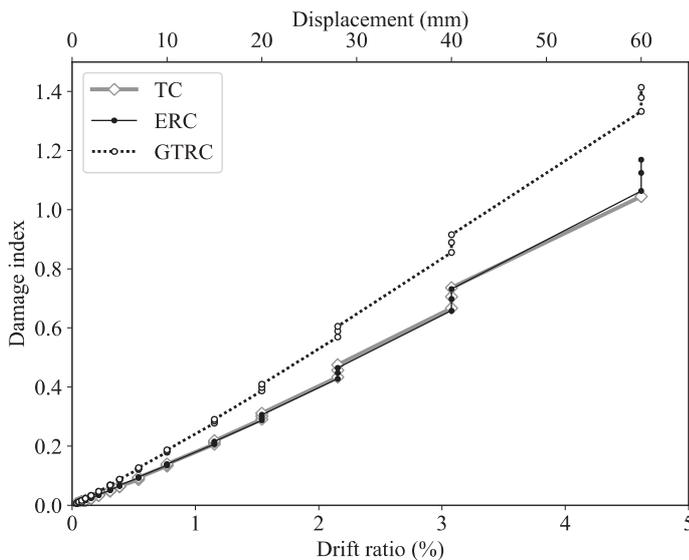


Figura 4-21 Índice de daño de Park y Ang en relación a la deriva de piso

Los valores de  $DI$  calculados a partir de la Eq. (4.5) se representan en la Figura 4-21 en función del nivel de deriva impuesto, donde se puede observar la evolución del daño durante la historia de carga cíclica. Ang et al. [89] consideran que un índice de daño igual a 0.8 representa un límite aceptable para prevenir el colapso y Saghafi y Shariatmadar [85] consideran el daño completo del espécimen si  $DI \geq 0.8$ . La comparación del nivel de daño de los nudos viga-columna muestra que los niveles de daño exhibidos por TC y ERC son casi idénticos y alcanzan el 80% de daño a una relación de deriva de alrededor del 3.5%. GTRC presenta un índice de daño más elevado para todos los niveles de deriva comparada con TC y ERC. En promedio, la articulación GTRC exhibió un daño un 33% mayor que el de la muestra TC, alcanzando un daño del 80% para una relación de deriva del 2.9%. Por lo anterior, el daño medido en los especímenes es consistente con los resultados presentados en las secciones anteriores y confirma un comportamiento aceptable de los nudos TC y ERC. Por el contrario, el comportamiento exhibido por la junta GTRC desalienta su uso en zonas de alto riesgo sísmico.

#### 4.4.2 Índice de daño de Jaing et al. (Park y Ang modificado)

Una modificación al índice de daño de Park y Ang, que adiciona la normalización del índice y propone daño nulo para valores menores a la fisuración es el índice propuesto por Jaing et al. [90], el cual está dado por la siguiente expresión:

$$DI_J = (1 - \beta) \frac{\delta_M - \delta_c}{\delta_u - \delta_c} + \frac{\beta}{P_y(\delta_u - \delta_y)} \int dE \quad (4.9)$$

Donde  $\delta_c$  es el desplazamiento de agrietamiento (primer agrietamiento);  $\delta_y$  es el desplazamiento de fluencia. Para desplazamientos inferiores al agrietamiento,  $\delta_M$  toma valores iguales a  $\delta_c$ . El coeficiente  $\beta$  es diferente que el dado por Park y Ang, a fin de normalizar el índice de daño a la unidad en los valores de desplazamiento último, con base en el desplazamiento ultimo alcanzado ante carga cíclica  $\delta_{u,c}$  (ver Eq. (4-10)). Los demás parámetros son los mismos definidos para el índice de Park y Ang.

$$\beta = \frac{P_y(\delta_u - \delta_{u,c})(\delta_u - \delta_y)}{\delta_u \int dE - \delta_{u,c} P_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (4.10)$$

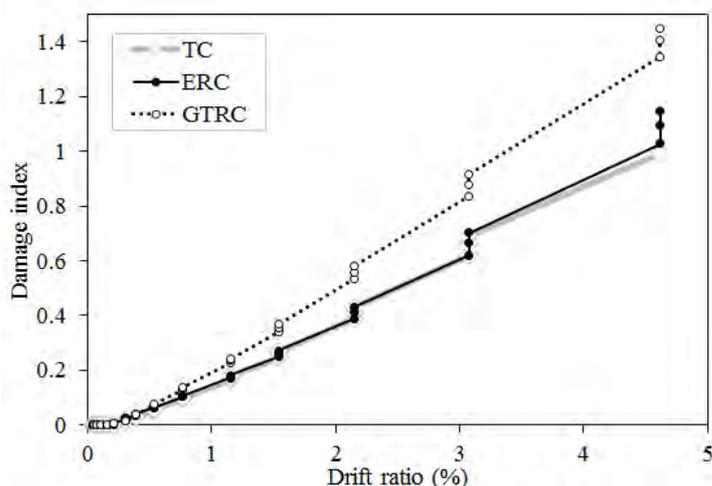


Figura 4-22 Índice de daño de Jaing et al. en relación a la deriva de piso

En la Figura 4-22 se muestra el índice de daño de Jaing et al. para los tres especímenes. En este se aprecia resultados similares a los dados por el índice de Park y Ang. Sin embargo, es de notar que el índice de Jaing et al. considera que el daño debajo del agrietamiento como nulo.

#### 4.4.3 Índices de daño basado en cambio de propiedades modales

La cuantificación del daño basado en el cambio de las propiedades modales normalmente es relacionada a la pérdida de rigidez de la estructura, o también definida como ablandamiento de la estructura [91]. El índice de daño más directo y simple está dado por el cambio de la frecuencia o período de vibración de los modos fundamentales de la estructura, de la condición inicial ( $\omega_0, T_0$ ) a la condición deteriorada ( $\omega_d, T_d$ ), así:

$$DI_\omega = 1 - \frac{\omega_d}{\omega_0} \quad \text{o} \quad DI_T = 1 - \frac{T_0}{T_d} \quad (4.11)$$

Sin embargo, la relación de daño está relacionada directamente con la rigidez (K) la cual es expresada en función de la frecuencia, por lo que se sugiere teóricamente que el índice relacionado con la pérdida de rigidez o el ablandamiento de la estructura este dado por:

$$DI_K = DI_{\omega^2} = 1 - \left(\frac{\omega_d}{\omega_0}\right)^2 \quad \text{o} \quad DI_{T^2} = 1 - \left(\frac{T_0}{T_d}\right)^2 \quad (4.12)$$

Se emplea también modificaciones a los valores de referencia para la comparación diferentes a las propiedades de rigidez inicial, como la frecuencia o período último esperado el cual puede ser obtenido del análisis de la estructura para la condición última ( $\omega_u$ ), lo cual puede ser expresado de la siguiente manera:

$$DI_{Ku} = DI_{\omega u^2} = 1 - \frac{\omega_d^2 - \omega_u^2}{\omega_0^2 - \omega_u^2} \quad (4.13)$$

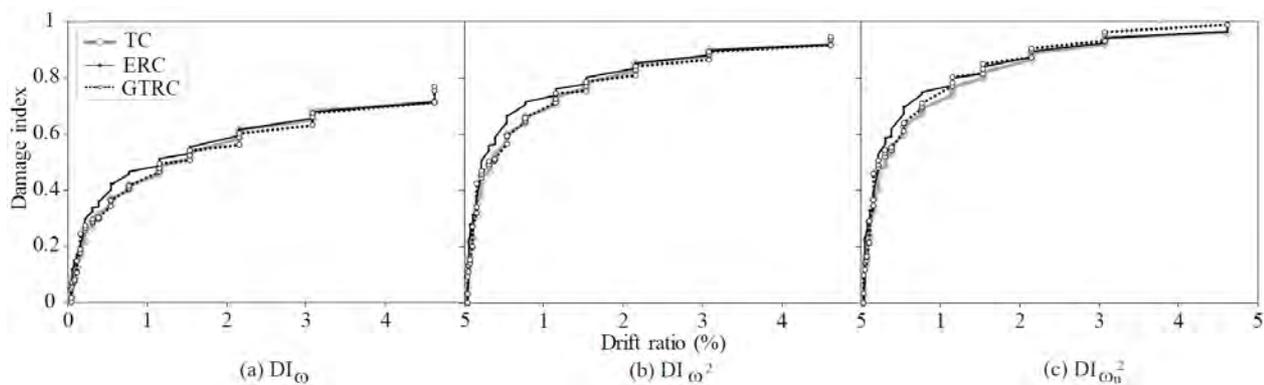


Figura 4-23 Índices de daño basados en el cambio de frecuencia de vibración

Para los especímenes ensayados, en la Figura 4-23 se muestra la variación del índice de daño con base en el cambio de frecuencia estructural para las diferentes relaciones mencionadas. Se puede observar que la variación del daño con base en frecuencia tiende a ser alto para valores iniciales de deriva. Esto se da por la pérdida de rigidez de las secciones en las primeras etapas de cargado debido a la fisuración en el concreto y la expansión rápida a niveles bajos de deformación. Estos resultados son coherentes con evaluaciones realizadas en edificios como en [91]. En estos casos muchos autores indican que las frecuencias no indican directamente la proporción de daño, por lo que se sugiere transformar estos índices basados en frecuencia en indicadores para relacionarlos con el daño mediante curvas de fragilidad evaluadas de acuerdo a la condición de daño presente a cada nivel de pérdida de rigidez estructural de la estructura. Es visible del análisis realizado que la rigidez es un parámetro sensible desde niveles bajos de deformación, especialmente después del agrietamiento.

De la comparación entre especímenes de la Figura 4-23, se observa que no existe una marcada diferencia de daño entre los especímenes, siendo el ERC el espécimen que alcanza más rápido un daño mayor o ablandamiento mayor.

Una ampliación de estos índices considerando los diferentes grados de libertad de una estructura puede incluir sumatorias de la relación de propiedades modales como los planteados en [92]. Un ejemplo de estos índices es planteado por comparación de las matrices de flexibilidad de los estados inicial y deteriorado, que es expresado en términos de las frecuencias para cada modo ( $\omega_{0i}$ ,  $\omega_{di}$ ) y los vectores modales ( $\phi_{0i}$ ,  $\phi_{di}$ ), como se presenta a continuación:

$$DI_{\omega i} = 1 - \frac{\sum_{j=1}^N \frac{\phi_{0ij}^2}{\omega_{0i}^2}}{\sum_{j=1}^N \frac{\phi_{dij}^2}{\omega_{di}^2}} \quad (4.14)$$

El efecto de las formas modales para cuantificar el daño puede ser poco notorio en razón a que después de que ocurre una plastificación el daño se concentra en un punto o puntos específicos de la estructura por lo que la descripción del daño hasta que no suceda otra plastificación es imperceptible. Por otro lado, el generar formas modales apreciables requiere tener varios sensores distribuidos en la altura del edificio.

#### 4.4.4 Índice de daño propuesto basado en frecuencia y desplazamiento alcanzado

Del análisis de diferentes índices propuestos para la cuantificación del daño, se puede observar que una medida coincidente en el daño es la relación con la capacidad de ductilidad, es decir la relación de la deformación demandada con la máxima deformación o en el estado último. De la misma, manera la inclusión de la pérdida de rigidez luego de cada ciclo de carga puede ser un indicador de la pérdida de capacidad de disipación tras cada ciclo de cargado. Así, un índice basado el desplazamiento alcanzado en cada ciclo y en la degradación de la rigidez dada en términos de frecuencia estructural es planteado, como se presenta en la siguiente expresión:

$$DI_R = \frac{\delta_M}{\delta_u} \left( 1 - \frac{\omega_d^2}{\omega_0^2} \right) \quad (4.15)$$

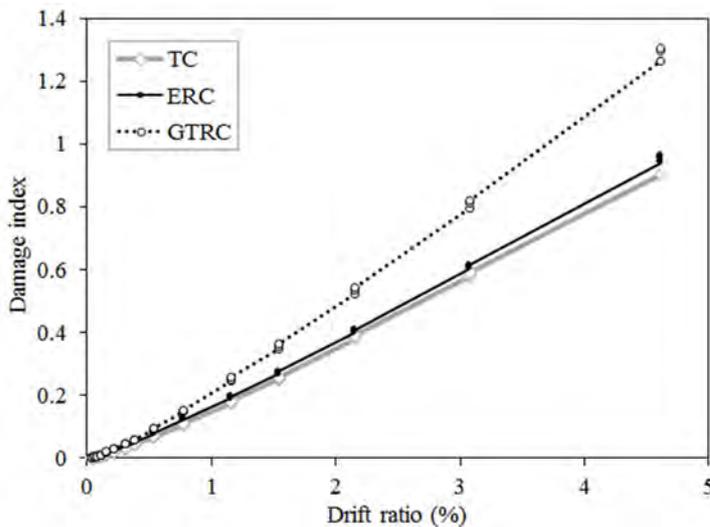


Figura 4-24 Índice de daño propuesto ( $DI_R$ ) basado en cambio de frecuencia y deriva alcanzada

En la Figura 4-24 se presenta los valores de índice de daño propuesto  $DI_R$  el cual presenta una tendencia similar al índice de Park y Ang. En este caso, el TC y ERC alcanzan el 80% de daño para una deriva del 4%, mientras que GTRC presenta un 80% de daño para una de deriva de 3.08%. El espécimen TC presenta un daño ligeramente inferior al del ERC, mientras que GTRC presenta un 40% más de daño que el espécimen TC. El índice propuesto puede ser una buena alternativa para cuantificar el daño en estructuras afectadas por cargas dinámicas de alta intensidad, dado que involucra dos parámetros de indicación de daño y su cálculo puede ser fácilmente aplicado en un diagnóstico pos-evento.

## 4.5 Conclusiones del capítulo

La caracterización de la degradación de los nudos viga-columna de concreto reforzado ensayados ante cargas cíclicas, indicó:

- La capacidad de carga de los especímenes TC y ERC es similar, presentando valores cercanos de fluencia, cargas máxima y última. Mientras espécimen GTRC mostró una menor capacidad de carga durante todo el historial de carga, exhibiendo una degradación notable de la capacidad de carga para cada repetición de un ciclo de carga. Tanto para TC como para ERC, los valores de deriva asociada con una degradación de resistencia del 25% obtenidos del comportamiento histerético para grandes deformaciones son inferiores al 3.5%. Por tanto, de acuerdo con ACI 374.1-05, TC y ERC pueden clasificarse como de alta capacidad de disipación de energía ante fuerzas sísmicas. Por el contrario, la condición anterior no se cumple en GTRC, pero puede catalogarse como de capacidad media de disipación de energía.
- Para una deriva del 0.77%, la rigidez del ERC es un 16% menor que la del TC. A partir de esa deriva, la tasa de degradación de la rigidez de ERC disminuye hasta igualar los valores de TC. GTRC mostró una rigidez, en promedio, un 23% menor que TC para todo el rango de deriva impuesta.
- Para relaciones de deriva entre 0.38% y 1.54%, la disipación de energía acumulada de ERC fue menor que la de TC, siendo la diferencia máxima del 24%. Sin embargo, para mayores desplazamientos, ERC mejoró su capacidad de disipar energía hasta igualar el valor correspondiente de TC. Este aumento en la capacidad de disipación de energía para grandes deformaciones (donde la adherencia entre acero y concreto es de gran importancia) exhibido por el espécimen ERC sugiere una mejora de la unión entre concreto y acero de refuerzo. En el caso de GTRC, la energía disipada fue hasta de un 45% menor que la de TC.
- Analizando los primeros ciclos de cargado de cada nivel de deriva se tiene que: para derivas hasta 3.08%, la relación de amortiguamiento viscoso equivalente de ERC fue alrededor de un 15% más baja que la de TC, excepto para el desplazamiento máximo, en el que ERC exhibió la relación de amortiguación equivalente más grande. Para el 2do y 3er ciclo de cargado en cada nivel de deriva: ERC y TC tuvieron casi la misma respuesta en términos de relación de amortiguación equivalente. Para el 1er, 2do y 3er ciclo de cargado, GTRC presentó una relación de amortiguamiento histerético equivalente considerablemente menor, oscilando entre el 68% y el 80% de la correspondiente a la probeta TC.
- Para relaciones de deriva superiores al 3.08%, GTRC experimentó un notable deterioro de la adherencia refuerzo-concreto, lo que podría atribuirse a una mayor degradación del concreto con inclusión de 5% de polvo de caucho. Para relaciones de deriva superiores al 1.5%, ERC presentó las mayores deformaciones tanto en el refuerzo longitudinal como transversal.
- El espécimen de ERC exhibió un estrangulamiento de los aros histeréticos más bajo para derivas por encima del 3% por lo que presentó la respuesta más dúctil para niveles altos de deriva. La mejora en la capacidad de disipación de energía y el comportamiento dúctil que exhibió ERC podría tener relación con la mejora de la unión entre el hormigón y el refuerzo, sin embargo, se necesita más investigación para cuantificar su relevancia.

De acuerdo a los índices basados en la respuesta medida, el daño en los nudos viga-columna de CR puede describirse así:

- Según el índice de daño de Park y Ang, TC y ERC alcanzan el 80% de daño (considerado un nivel de daño severo) a una deriva de 3.5%, lo que indica un desempeño sísmico adecuado. En el caso de la muestra GTRC, el nivel de daño del 80% se alcanzó para una deriva del 2.9%, lo que indica un desempeño sísmico moderado o aceptable.

- El índice propuesto en este trabajo basado en la deriva máxima alcanzada y el cambio en la frecuencia estructural describe de forma similar. En este caso, el TC y ERC alcanzan el 80% de daño para una deriva del 4%, mientras que GTRC presenta un 80% de daño para una de deriva de 3.08%.

El análisis realizado muestra que la proporción del daño varía significativamente dependiendo del parámetro que se utilice para la cuantificación. Se evidencia que el daño antes de la fisuración no es muy claro de cuantificar. Algunos autores como Jaing et al. [90] consideran daño nulo antes de la fisuración, mientras que el daño evaluado con base en cambio en la frecuencia estructural indican daños elevados a bajos niveles de deriva, dado el cambio sustancial en la rigidez del concreto para incrementos leves de deformación. En general, es conveniente integrar diferentes parámetros en un índice de daño a fin de tener en cuenta las diferentes características de degradación que significan daño en una estructura. Para esto, es aconsejable incluir parámetros modales acompañados de parámetros del nivel de respuesta.



# Capítulo 5

## Diagnóstico de edificaciones en deterioro

---

### 5.1 Introducción

Los sistemas de construcción en serie o industrializados en Colombia como en muchos otros países fueron introducidos con la finalidad de disminuir el gran déficit de vivienda digna y segura para la población de menos recursos. Es así que los sistemas industrializados son considerados una evolución en la construcción de vivienda por su mayor velocidad, exactitud en los tiempos de producción, precisión dimensional y mejores acabados [93]. Es imprescindible en este tipo de construcción en serie, la adecuada planeación y organización de procesos acompañada de un manejo preciso de presupuestos y tiempos de proyecto, a fin de lograr un rendimiento superior en la producción de vivienda de calidad a un menor costo. Así, la ejecución de cada proceso constructivo debe ser planeado, diseñado y certificado a fin de evitar problemas de calidad que pueda repetirse a través de la producción en serie. Con base en las premisas de eficiencia y eficacia que define a los sistemas constructivos industrializados, se debería obtener una construcción de calidad en menor tiempo, bajo condiciones de producción en serie estandarizadas que optimicen los recursos. Contrario a este planteamiento, las construcciones ejecutadas con sistemas industrializados con desconocimiento de los requerimientos con los que fueron concebidos, pueden presentar problemas constructivos irremediables que pueden llevar al rechazo de parte o toda la producción.

En el sistema constructivo industrializado de muros en concreto reforzado se busca la producción en serie de edificios con base en la repetición de procesos constructivos tipo. Bajo esta condición, los muros son dispuestos de acuerdo a una configuración arquitectónica tipo que constituye, a su vez, el sistema estructural para soporte de cargas verticales y horizontales. Así y en concordancia con las condiciones de economía que demanda el sistema, los muros y placas son diseñados con bajos espesores (entre 80 a 100 mm) lo cual limita enormemente las tolerancias dimensionales y de colocación del acero de refuerzo, así como la instalación de las redes eléctricas, de agua y gas. En correspondencia con los bajos niveles de tolerancia resultantes en la construcción de sistemas industrializados de muros en concreto se hace necesario un control de calidad riguroso a fin de evitar que la más mínima imperfección conlleve a incumplir con los límites de servicio, seguridad o durabilidad que establece la normativa actual. A diferencia de otros sistemas, un desconocimiento de las mínimas tolerancias y exigencias cons-

tructivas que conlleva ejecutar un proyecto con el sistema especializado de muros en concreto, repercutirá enormemente en la calidad de los componentes estructurales, que representan en este caso, la mayor parte de la edificación. En estos casos es importante contar con herramientas eficientes de control durante la construcción, el recibo y la garantía de la obra. Un diagnóstico directo mediante inspección y ensayos demanda inversión de recursos que muchas veces, por lo que muchas veces la garantía de la obra queda suspendida. Un buen recurso para establecer una evaluación rápida y confiable podría ser una evaluación basada en vibraciones, que en contraste con un examen directo de la estructura puede realizarse varias veces a un costo reducido y en menor tiempo.

Con el fin de describir los procesos de diagnóstico por inspección convencional y validar la efectividad y alcance de un diagnóstico basado en vibraciones se presenta los resultados del análisis realizado a 22 edificaciones idénticas, las cuales evidenciaron problemas acentuados de deterioro por construcción. Cada edificación o bloque de apartamentos fue construida en el sistema industrializado de muros en concreto con espesor uniforme. El estudio diagnóstico realizado entre 2017 y 2018 comprendió la evaluación profunda de materiales y componentes estructurales, así como el levantamiento de patologías presentes en las estructuras. El grado de calidad y el deterioro fue valorado de acuerdo a los resultados del estudio en términos de índices propuestos de calidad y deterioro. La evaluación directa de deterioro es comparada con un diagnóstico basado en pruebas de vibración en las estructuras.

## 5.2 Descripción de las edificaciones evaluadas



Figura 5-1 Estado de construcción y nomenclatura de edificaciones evaluadas

Las edificaciones evaluadas pertenecen a un proyecto de construcción de vivienda de interés social en una zona de amenaza sísmica intermedia en Colombia. El proyecto contempla la construcción, por medio del sistema industrializado de muros en concreto, de un total de 46 edificios o bloques de apartamentos (ver Figura 5-1) todos construidos con la misma geometría y diseño estructural. El bloque tipo está constituido por 10 apartamentos, distribuidos en 5 pisos. Cada piso tiene un área de  $139 \text{ m}^2$ ,  $64 \text{ m}^2$  por apartamento, por lo que el bloque tipo tiene un área de construcción total de  $695 \text{ m}^2$ . Debido a problemas evidenciados de calidad y rendimiento, la construcción del proyecto de vivienda se detuvo hacia mediados del año 2016 y una evaluación patológica y de capacidad estructural sobre las edificaciones hasta ese momento construidas tuvo que ser adelantada. En el momento de inicio de la evaluación, segunda mitad del año 2017, 16 bloques se encontraban completamente terminados y en uso (bloques F1, F2, F5, F6, G1 a G6, H1, H2, I1, I2, J1 y J2), mientras que 6 bloques se encontraban inconclusos: bloques F3 y F4 estructura completa y con algunos acabados; bloques E2 y E3 con estructura hasta cubierta, sin acabados (sin pintura y sin remates de cocina y baños); bloques F7 y F8 con estructura

faltante en el último nivel. El bloque E1 presentaba construida la losa de cimentación y los 23 bloques restantes aún no habían sido iniciados.



Figura 5-2 Estructura en concreto bloque tipo (a) y proceso constructivo empleado (b)

El sistema estructural de las edificaciones corresponde a muros de carga en concreto reforzado. De acuerdo al diseño estructural, el bloque tipo está conformado por muros en ambas direcciones de 80 mm de espesor y placas macizas de 100 mm. La cubierta es constituida por una losa maciza inclinada en concreto reforzado de 100 mm de espesor. La cimentación, implantada sobre un terreno de buena capacidad, consiste de una losa maciza de concreto reforzado de 0.18 m de espesor con vigas de 0.25 x 0.30 m de sección en el arranque de muros. El acero de refuerzo en toda la estructura consiste principalmente de malla electrosoldada de separación estándar 0.15 x 0.15 m. Los muros están reforzados con una malla  $\phi = 5.5$  mm y una barra vertical No. 4 en los extremos de cada muro. Las losas de entrepiso poseen una malla inferior  $\phi = 6.0$  mm y un refuerzo superior conformado por malla  $\phi = 4.5$  mm y barras adicionales  $\phi = 4.5$  mm cada 0.15 hacia los apoyos. La losa de cimentación posee dos capas de refuerzo constituido por mallas inferior y superior  $\phi = 7.5$  mm y barras inferiores longitudinales adicionales  $\phi = 5$  mm cada 0.15 hacia los extremos y centro de la planta del piso. La resistencia de los materiales especificada en el diseño fue  $f'_c = 21$  MPa para el concreto y  $f_y = 420$  MPa para el acero de refuerzo. En la Figura 5-2a se muestra una vista general de la estructura tipo de los bloques estudiados.

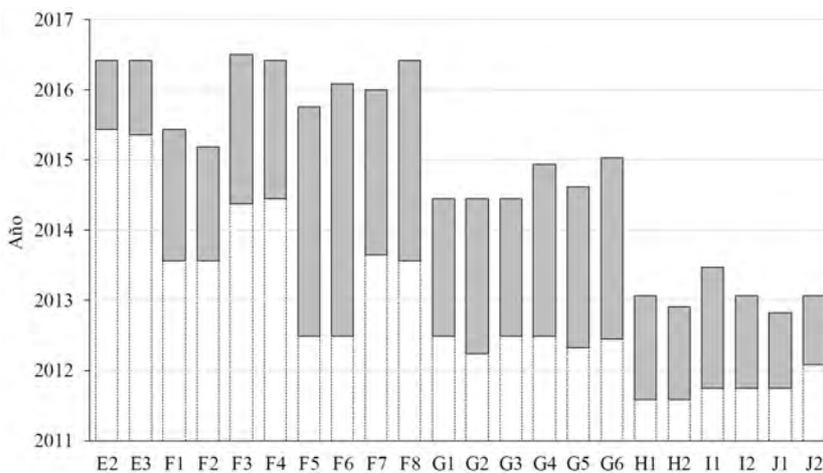


Figura 5-3 Tiempos de construcción de cada edificación

De acuerdo con el sistema constructivo industrializado, los muros y placas de espesor uniforme fueron construidos mediante encofrado metálico manoportable realizando armado y colocación del concreto por apartamento (ver Figura 5-2b). No obstante, para los procesos de mezclado y colocación del

concreto de las edificaciones existentes se emplearon diferentes procedimientos que van desde métodos manuales hasta tecnologías industrializadas propiamente dichas. Así, para el mezclado se utilizó tolva dosificadora en obra con camión mezclador y en parte del proceso de construcción dosificación manual con mezclado mediante equipo mecánico de baja capacidad (0.15 m<sup>3</sup>). Para la colocación del concreto fueron utilizados diferentes procedimientos como malacate, torre grúa y bombeo por tubería. La zona donde se implantan las edificaciones presenta un clima frío de alta montaña (temperatura media 13 °C), con una humedad relativa media de 78% y una precipitación mensual promedio de 57 mm. De acuerdo a las condiciones de exposición, el ambiente es catalogado como de baja agresividad.

En el proyecto evaluado se observó un extenso período de construcción de cada estructura que va desde 1.0 hasta 3.65 años (ver Figura 5-3). El aumento elevado en los tiempos de construcción de las estructuras generó afectaciones a los elementos inconclusos y expuestos a la intemperie durante periodos significativos de tiempo.

### 5.3 Proceso diagnóstico de las estructuras

La evaluación diagnóstica del estado de deterioro o calidad de la estructura en concreto reforzado de las 22 edificaciones estudiadas fue adelantada mediante un extenso proceso de investigación in situ que involucró numerosos ensayos tanto destructivos como no destructivos. Con base en el reglamento colombiano NSR-10 [94] y las recomendaciones del ACI 437R-03 [95], el proceso de caracterización de materiales e identificación de deficiencias comprendió: una inspección detallada con levantamiento de patologías; un levantamiento geométrico de muros y placas para la detección de imperfecciones geométricas y deformaciones permanentes; verificación de posición, recubrimientos y diámetros del acero de refuerzo; así como, ensayos al concreto y al acero para la determinación de propiedades mecánicas y de durabilidad. El tipo y cantidad de ensayos para caracterizar las propiedades de las estructuras se basó en las técnicas estadísticas de evaluación para un aceptable nivel de confianza y en relación con la minimización del daño y los costos asociados a cada prueba [96], [97]. La Tabla 1 resume las principales actividades de investigación realizada sobre las estructuras estudiadas.

**Tabla 5.1** Principales actividades del estudio diagnóstico sobre las estructuras existentes

Actividad	Procedimiento o equipo utilizado	Extensión explorada
<i>Levantamiento de patologías</i>	Inspección visual. ACI 201.1R [98] y ACI 224.1R [99]	88% de área construida
<i>Verificación geométrica</i>	ACI 437R-03 [95]	
Control dimensional	Cinta métrica, calibrador, medidor laser	27% elementos
Verticalidad de muros	Nivel laser y plomada	14% muros
Deflexiones en losas	Nivel laser	23% área
Verificación cimentación	Cinta métrica	22 apiques
<i>Verificación del acero de refuerzo</i>	ACI 437R-03 [95]	
Posición y diámetro	Detector <b>no destructivo</b>	269 puntos
	<b>Escarificaciones</b>	44 puntos
Propiedades de resistencia	Extracción y ensayo barras. NTC 2 [100]	16 muestras
<i>Verificación del concreto</i>		
Propiedades de resistencia	Núcleos. ASTM C42, C39 [101], [102]	175 núcleos
Dureza superficial	Esclerómetro digital. ASTM C805 [103]	273 puntos
Velocidad de pulso ultrasónico	ASTM C597 [104]	242 puntos
Profundidad de carbonatación	Método de fenoltaleína. EN14630 [105]	248 puntos
Contenido de cemento	ASTM C1084 [106]	5 muestras

## 5.4 Resultados de la evaluación diagnóstica

### 5.4.1 Daño evidente en las estructuras

En la inspección diagnóstica se identificaron lesiones y anomalías en los elementos estructurales, consideradas como daño evidente que puede afectar el comportamiento de la estructura de forma leve, moderada o severa. Dentro de las patologías evidenciadas más recurrentes se encontraron: fisuras, aceros expuestos a corrosión, oquedades y segregación del concreto, imperfecciones localizadas en la forma de los elementos o desalineamientos, defectos en el concreto por interferencia con redes, reparaciones inapropiadas, humedades, manchas y eflorescencias. Estas patologías fueron categorizadas de acuerdo a su grado de severidad y cuantificadas en proporción al área de afectación. La Figura 5-4 muestra el resumen de resultados de la evaluación de daños asociados principalmente a la etapa de construcción. Se encuentra que los bloques E2, E3, F7 y F8 presentan un daño extendido, donde entre el 10 y el 30% del área construida puede considerarse con daño moderado y severo. Estos bloques son precisamente las edificaciones sin acabados y expuestas a la intemperie.

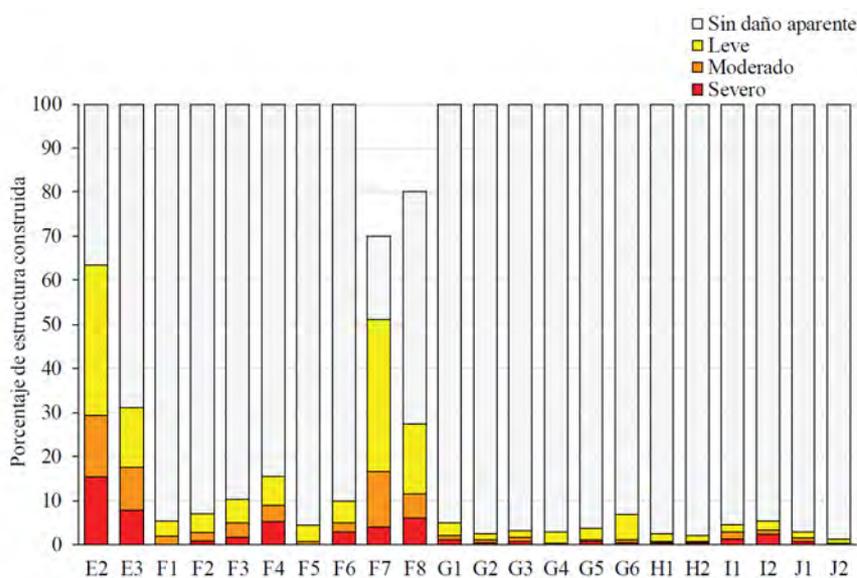


Figura 5-4 Daño evidenciado en cada estructura estudiada

### 5.4.2 Imperfecciones geométricas en las estructuras

La verificación geométrica indicó que los elementos presentan unas dimensiones adecuadas, donde se resalta la poca variación del espesor de muros el cual se encontró con una media de 87.9 mm y una desviación estándar de 5.1 mm. Pese a esto, fueron encontrados dos problemas comunes en la geometría de las 22 edificaciones estudiadas: El primero está relacionado con la falta de verticalidad o desplome de los muros estructurales; y el segundo fue la presencia de deflexiones permanentes considerables en los centros de vanos de las losas. Estas patologías, medidas piso a piso en una muestra representativa de muros y losas, mostraron una excedencia elevada de las tolerancias permitidas, que fueron categorizadas de acuerdo a su nivel de incumplimiento de leve a moderada, como es mostrado en las Figura 5-5 y Figura 5-6.

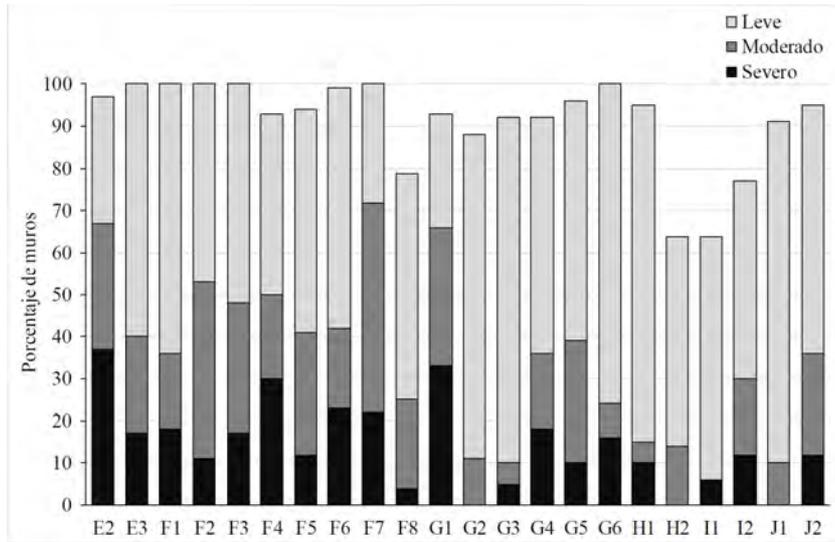


Figura 5-5 Cantidad de muros de una muestra con desplome leve, moderado y severo

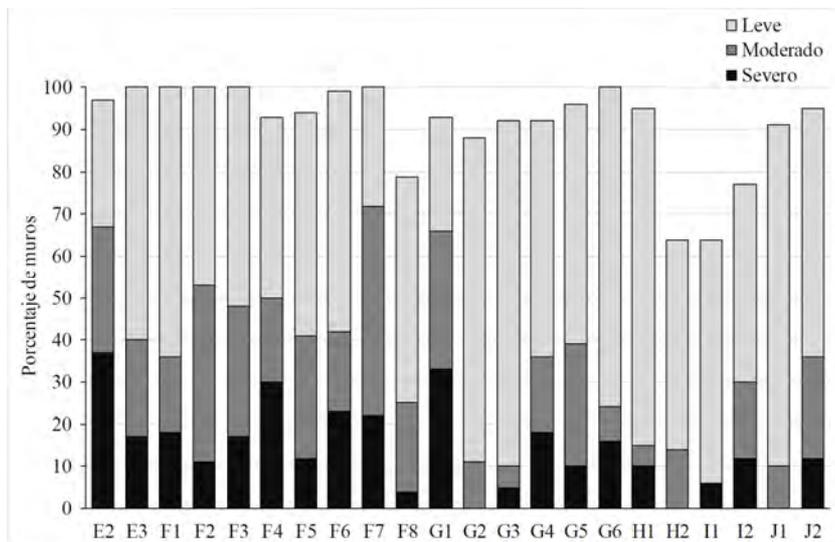


Figura 5-6 Cantidad de losas de una muestra con deflexiones permanentes

### 5.4.3 Calidad de los materiales

Del estudio diagnóstico de materiales se encontró características adecuadas del acero de refuerzo, con variaciones mínimas en sus especificaciones respecto de las de diseño. Sin embargo, para el concreto de muros y losas de entrepiso se evidenciaron grandes falencias de resistencia, rigidez y durabilidad. Del análisis estadístico de resultados de núcleos extraídos, así como de los resultados de las pruebas no destructivas de esclerometría y ultrasonido, se obtuvo resistencias medias a la compresión ( $\bar{f}_c$ ) muy bajas para todos los bloques, con una muy alta dispersión, como es mostrado en la Figura 5-7. Esta alta dispersión, a su vez, indica un bajo control de calidad asociado a los procesos de mezclado, colocación y curado del concreto. Como se muestra en la Figura 5-7, la resistencia especificada equivalente del concreto existente ( $f'_{c,eq}$ ), obtenida de acuerdo con [96], [97] (percentil 10 inferior de la resistencia hallada in situ), resultó estar excesivamente por debajo de la resistencia de diseño establecida ( $f'_{c, diseño} = 21 \text{ MPa}$ ) y por tanto se presenta un gran incumplimiento en la calidad del concreto de todas las estructuras evaluadas. Para el concreto de losas de cimentación se encontró una resistencia

especificada equivalente general,  $f'_{c,eq,cim}$ , igual a 23.04 MPa, que resulta ser adecuada para el cumplimiento de los requerimientos de diseño.

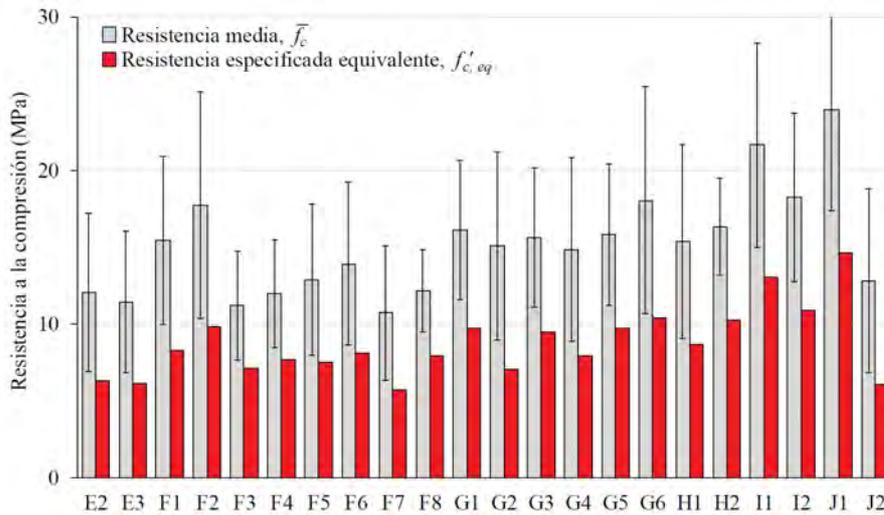


Figura 5-7 Resistencia a la compresión media y especificada equivalente in situ por bloque (barra de error indica +/- una desviación estándar)

#### 5.4.4 Indicadores de la durabilidad

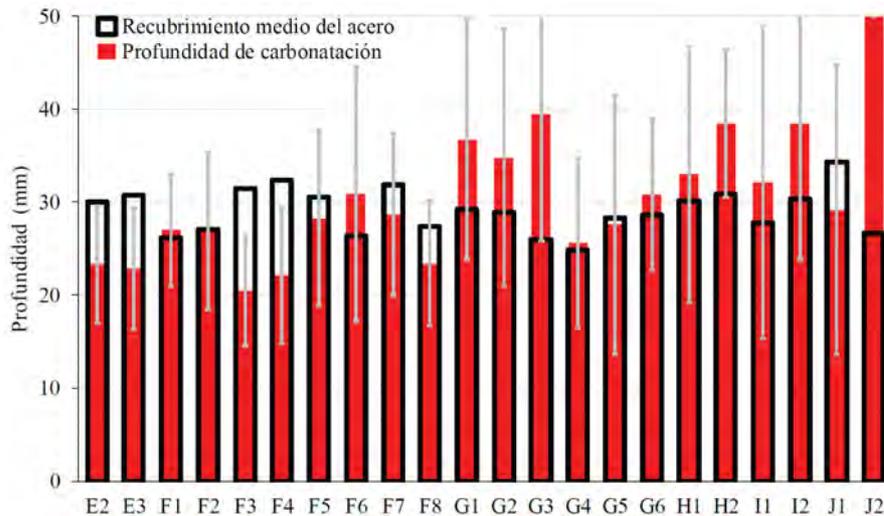


Figura 5-8 Profundidad de carbonatación y recubrimiento medio por bloque. (barra de error indica +/- una desviación estándar de la profundidad de carbonatación)

Las características de calidad del concreto tienen gran influencia en la durabilidad de las estructuras, especialmente la durabilidad asociada con la corrosión del acero de refuerzo. Un parámetro que indica el nivel de afectación de la mala calidad del concreto sobre la durabilidad es la carbonatación de la capa de recubrimiento que protege al acero de refuerzo de la corrosión. La Figura 5-8 muestra la profundidad media de carbonatación por cada bloque y la compara con el espesor de recubrimiento medio medido en los elementos tipo muro. Para las losas de entrespiso se encontró una profundidad media de carbonatación de 20.2 mm para todo el proyecto, la cual supera ampliamente el recubrimiento medio medido de 13.3 mm. Normalmente una profundidad de carbonatación elevada o alcanzando los espesores de recubrimiento está asociada a estructuras que ya han cumplido su vida útil. Sin embargo, para el pro-

yecto evaluado, con edades de 2 a 5 años (ver Figura 5-3), se encontró un acelerado nivel de carbonatación. Los niveles de carbonatación pueden estar asociados a características poco pasivadoras del concreto empleado. Sin embargo, esta patología profunda y acelerada puede estar más relacionada con problemas de contenido de cloruros. Por lo anterior, una investigación más profunda debe ser adelante.

## 5.5 Valoración de la calidad y deterioro

### 5.5.1 Índice de calidad de la construcción

De los resultados de la investigación diagnóstica profunda, es claro que todas edificaciones presentan problemas que afectan directamente la capacidad estructural e indican un incumplimiento de calidad. Este grado de afectación estructural asociado a los procesos de construcción y calidad de materiales fue dado mediante un índice propuesto de **calidad de construcción**,  $I_Q$ . Este índice fue determinado con base en la pérdida de capacidad que pueda estar asociada a cada una de las deficiencias evaluadas en cada edificación, como se expresa en la Eq. (5.1).

$$I_Q = Q_M * Q_G * (1 - G_d) \tag{5.1}$$

donde,  $Q_M$  es la relación de resistencia de materiales respecto de la especificada en el diseño;  $Q_G$  es el grado de cumplimiento de las condiciones geométricas de diseño;  $G_d$  es el grado de daño producto de una calificación ponderada de cada patología evidenciada. Estos parámetros son determinados a partir de la suma ponderada de la calidad o daño individual de los materiales y elementos componentes de la estructura evaluada. Valores de la unidad en  $I_Q$  indican una calidad de construcción de la estructura adecuada, es decir en concordancia con los requerimientos y especificaciones de diseño, mientras valores de  $I_Q$  cercanos a cero, indicaría un grado de cumplimiento bajo o nulo. El índice  $I_Q$  resulta adecuado para definir el grado de cumplimiento de cada estructura. También es útil para el proceso de valoración de la capacidad estructural a fin de tener en cuenta, dentro del proceso de cuantificación analítica, las deficiencias constructivas evidenciadas.

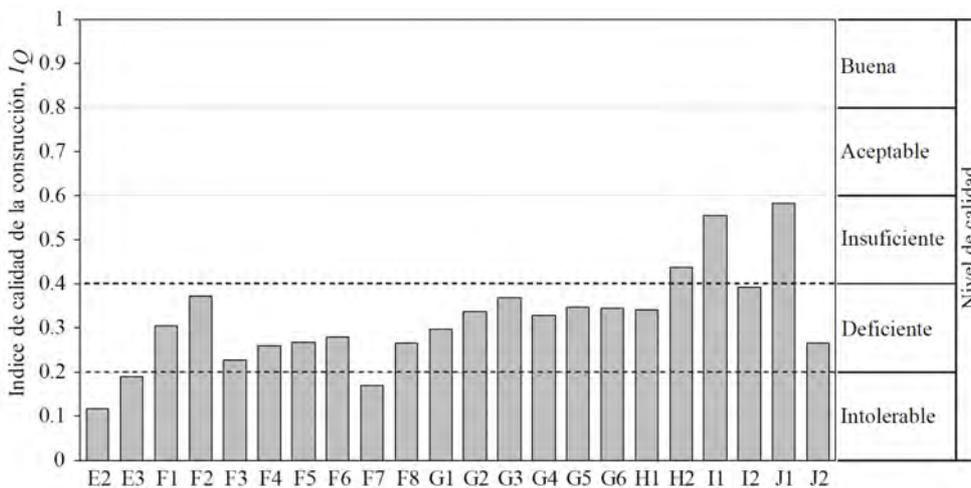


Figura 5-9 Índice de calidad de construcción para cada estructura

La Figura 5-9 muestra el índice de calidad de la construcción asociado a cada bloque. Los índices indican deficiencias constructivas severas en todas las estructuras que incidirán notablemente en la pérdida de la capacidad estructural de cada edificación. De la Figura 5-9 se puede observar que los bloques

I1 y J1 presentaron la menor afectación, con índices de calidad superiores a 0.50, pero no alcanzan a ser aceptables. Los bloques de mayor afectación fueron E2, E3 y F7 con índices de calidad por debajo de 0.20, por lo que se consideran de calidad intolerable. La media del índice de calidad para las edificaciones evaluadas es de 0.32, lo que indica un grado de incumplimiento deficiente.

### 5.5.2 Índice de deterioro medio

Con el propósito de cuantificar de forma global el deterioro que presentaban las estructuras hasta el momento de la inspección, incluyendo las implicaciones de la baja calidad de la construcción, se plantea un **índice de deterioro medio**  $I_{Dm}$ , así:

$$I_{Dm} = \frac{1}{3} [G_d + D_M + D_G] \quad (5.2)$$

En Eq. (5.2),  $G_d$  es el grado de daño producto de una calificación ponderada de cada patología evidenciada;  $D_M$  es la deficiencia de resistencia del material respecto de la especificada en el diseño; y  $D_G$  es la deficiencia geométrica que representa pérdida de capacidad estructural. Estos parámetros son determinados de forma global a partir de la suma ponderada del daño o deficiencia individual de materiales y elementos. Valores de la unidad en  $I_{Dm}$  indican deterioro severo en todos los elementos de la estructura que represente riesgo de colapso inminente, mientras que valores tendientes a cero indican deterioro despreciable. En la Figura 5-10 se muestra el índice de deterioro medio obtenido para cada estructura. La media de  $I_{Dm}$  para las edificaciones evaluadas es de 0.30. Así, se encuentra que la mayoría de las estructuras presentan un nivel de deterioro moderado, lo que puede considerarse excesivo debido a la corta edad de estas edificaciones.

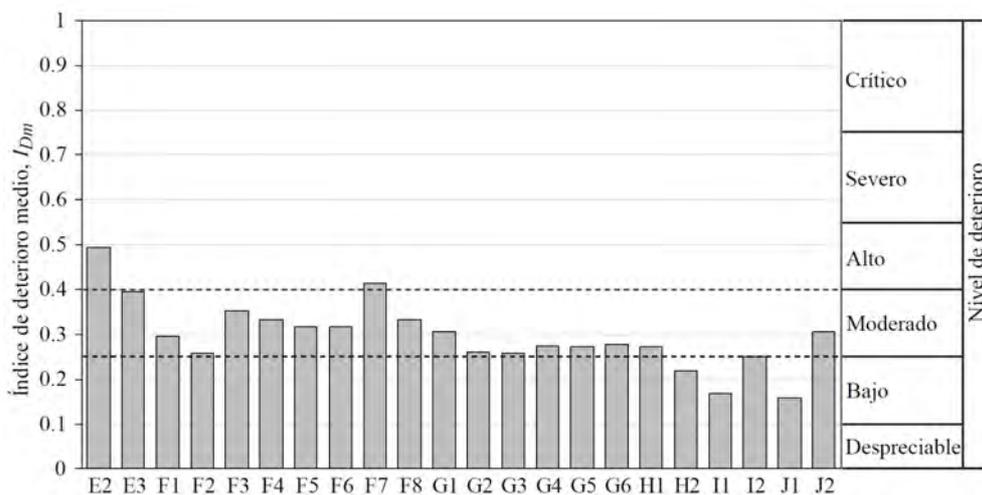


Figura 5-10 Índice de deterioro medio para cada estructura

## 5.6 Implicaciones en la rigidez de las estructuras

### 5.6.1 Módulo de elasticidad dinámico de las estructuras

El módulo de elasticidad dinámico del concreto fue estimado para todos los bloques mediante el procedimiento no destructivo de velocidad de pulso ultrasónico. Así, la velocidad de la onda P del concreto,  $C_p$ , fue medida utilizando el procedimiento de velocidad de onda P descrito en ASTM C597

/ C597M-16 [107] con un par de transductores de onda P de 54 Hz que estaban conectados a un emisor-receptor (Pundit PL - Proceq®). En la prueba de velocidad de la onda P, un pulso longitudinal de 54 kHz se transmite a través del concreto y el tiempo entre la salida y la llegada de la onda es calculado. La velocidad de onda P es calculado dividiendo el tiempo de viaje de la onda entre la longitud recorrida a través del elemento de concreto evaluado (muro, placa o núcleo extraído).

De la mecánica clásica,  $C_p$  puede ser dada a partir del módulo de elasticidad dinámico  $E_d$ , la relación de Poisson  $\nu$  y la densidad del concreto  $\rho$ , mediante la siguiente expresión:

$$C_p = \sqrt{\frac{E_d(1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (5.3)$$

Habiendo determinado experimentalmente  $C_p$  y la densidad del concreto  $\rho$ , el módulo de elasticidad dinámico fue estimado mediante:

$$E_d = \alpha_p \rho C_p^2 \quad (5.4)$$

Donde  $\alpha_p = (1 + \nu)(1 - 2\nu)/(1 - \nu)$ , y puede definirse como constante teniendo en cuenta la baja variación de  $\nu$  cuyos valores dinámicos oscilan entre 0.18 y 0.25. Con esto, un valor medio de  $\alpha_p = 0.90$  puede ser adoptado sin mayores implicaciones. La Figura 5-11 muestra la media de módulo de elasticidad dinámico del concreto obtenida para cada bloque. En general, se evidenciaron valores de  $E_d$  se encuentran en una franja media de entre 15000 a 20000 MPa, con un valor medio para el proyecto de 18400 MPa, lo que está en concordancia con la baja resistencia a la compresión encontrada. Este módulo elasticidad bajo determina en consecuencia una disminución significativa en la rigidez general de las edificaciones.

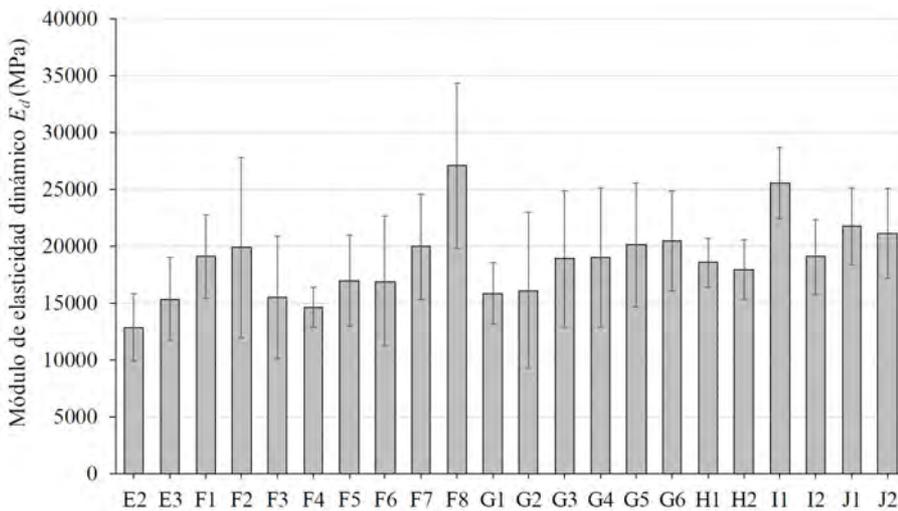


Figura 5-11 Módulo de elasticidad dinámico medio para cada bloque (barra de error indica +/- una desviación estándar)

Un análisis de tendencia del módulo de elasticidad dinámico del proyecto fue realizado. Así, en la Figura 5-12 se muestra los resultados de módulo de elasticidad en términos de la resistencia a la compresión del concreto para todos los ensayos realizados en las 22 edificaciones, donde se puede apreciar la tendencia y dispersión general de  $E_d$  para el proyecto de construcción. Así, se encontró que la tendencia para el proyecto de construcción está dada por un módulo de elasticidad dinámico medio igual a

$E_{dm} = 4500\sqrt{f'_c}$ . En Figura 5-12 se grafica la línea de tendencia y las líneas inferior y superior de  $E_{dm} \pm \sigma_E$ , con desviación estándar ( $\sigma_E$ ) establecida con el total de ensayos realizados.

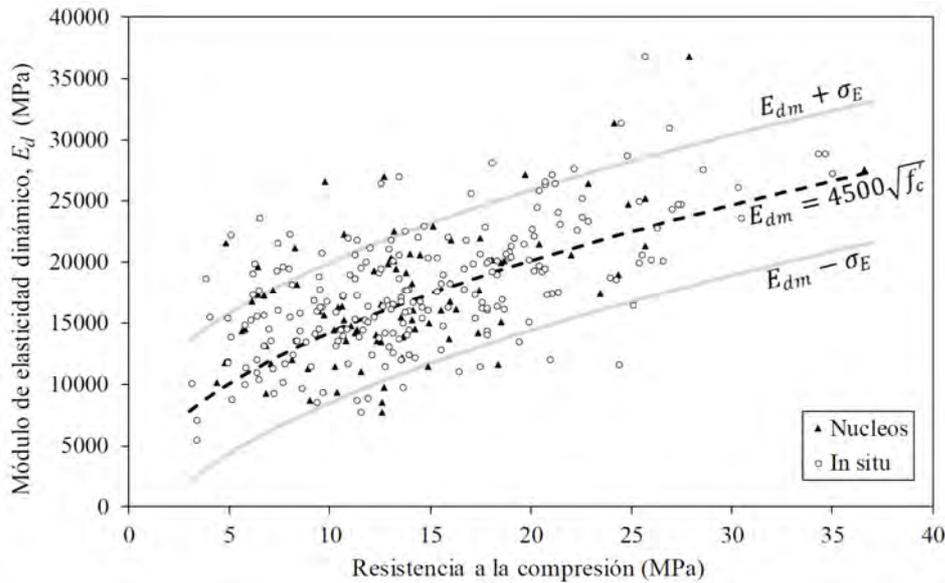


Figura 5-12 Módulo de elasticidad dinámico vs resistencia a la compresión de las pruebas a los 22 bloques

### 5.6.2 Frecuencias de vibración de las estructuras

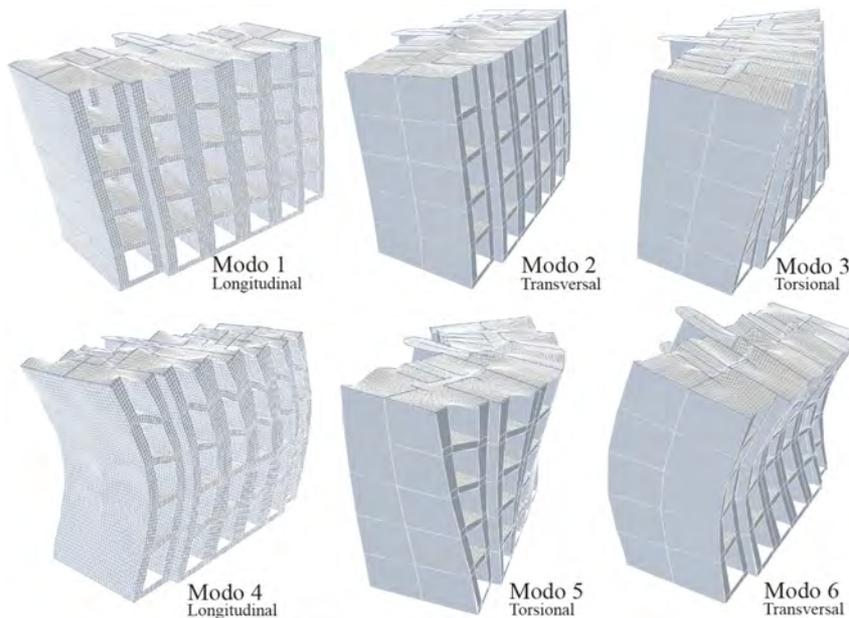
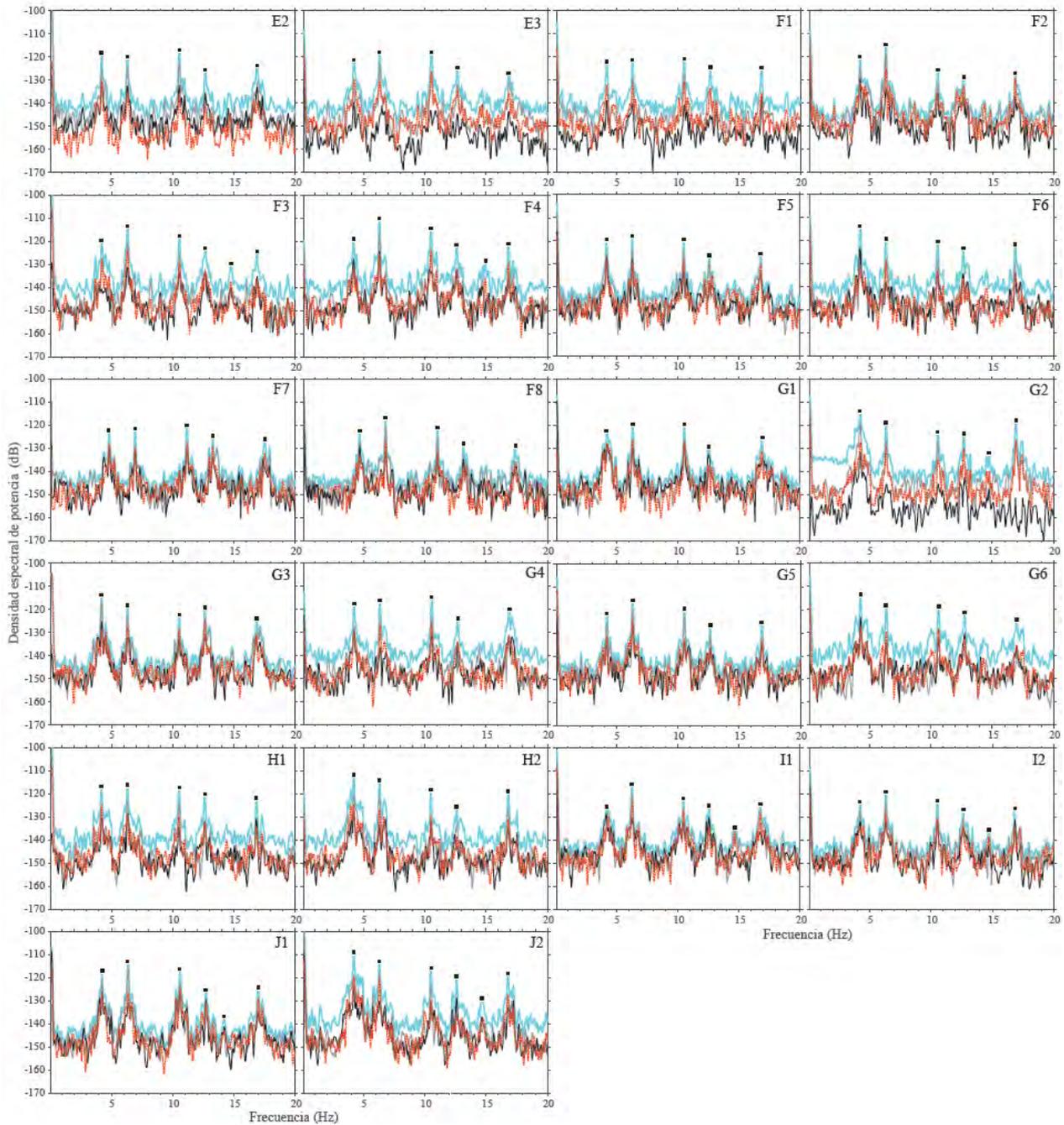


Figura 5-13 Formas modales de vibración predominantes en las edificaciones

Se realizaron pruebas de vibración tipo OMA en todas las edificaciones a fin de encontrar una rigidez global que pueda ser utilizada en los análisis de pérdida de capacidad y definición de deterioro global. Las pruebas consistieron de medición de vibración ambiental mediante cuatro acelerómetros triaxiales instalados en el primero (1 acelerómetro) y último nivel (3 acelerómetros) de cada edificación. El recurso para la excitación de la edificación consistió del ruido ambiental (viento y tráfico pasando por vías aledañas a las edificaciones), así como de un grupo de personas caminando aleatoriamente sobre las plantas del edificio. La prueba de vibración ambiental consistió en registrar la respuesta dinámica de

cada estructura durante 1200 segundos a una frecuencia de muestreo de 100 Hz. Para extraer las frecuencias naturales de las estructuras, las series de tiempo se procesaron en MATLAB [33] utilizando la técnica de descomposición en el dominio de frecuencia (FDD).



**Figura 5-14** Densidades espectrales de potencia para diferentes pruebas realizadas en cada bloque

En la Figura 5-13 se muestra las formas modales predominantes en las edificaciones, las cuales están en coherencia con los vectores modales del análisis modal operacional. En la Figura 5-14 se muestra los espectros de densidad de potencia para diferentes pruebas realizadas, donde se identifican los picos de las frecuencias modales de cada estructura, mientras en la Tabla 5.2 se muestra el resumen de frecuencias identificadas por OMA. De los resultados obtenidos se puede observar que las frecuencias naturales para todas las edificaciones no tienen una notable diferencia que permitan identificar una variación en la rigidez o definir mayor o menor deterioro entre ellas. Por su puesto, los bloques F7 y F8 presentan

unas frecuencias diferentes al resto de las edificaciones dado que su estructura se encuentra sin terminar (parte de muros de último nivel y cubierta sin construir).

**Tabla 5.2** Frecuencias naturales predominantes identificadas en cada edificación

Bloque	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
	Long.	Trans.	Tors.	Long.	Tors.	Trans.
<i>Bloques con estructura completa</i>						
E2	4.19	6.29	10.55	12.65	-	16.89
E3	4.20	6.32	10.55	12.70	-	16.90
F1	4.22	6.32	10.55	12.65	-	16.90
F2	4.21	6.30	10.55	12.80	-	16.85
F3	4.20	6.35	10.55	12.70	14.70	16.85
F4	4.23	6.30	10.50	12.60	14.90	16.80
F5	4.20	6.30	10.50	12.60	-	16.75
F6	4.18	6.35	10.55	12.65	-	16.85
G1	4.18	6.35	10.55	12.50	-	16.89
G2	4.17	6.35	10.55	12.70	14.82	16.94
G3	4.20	6.30	10.55	12.65	-	16.85
G4	4.25	6.35	10.55	12.70	-	16.89
G5	4.20	6.35	10.55	12.65	-	16.85
G6	4.25	6.40	10.64	12.74	-	16.99
H1	4.20	6.30	10.55	12.65	-	16.85
H2	4.21	6.30	10.50	12.60	-	16.80
I1	4.25	6.25	10.45	12.55	14.61	16.75
I2	4.23	6.31	10.50	12.65	14.70	16.85
J1	4.25	6.35	10.60	12.70	14.21	16.99
J2	4.24	6.33	10.50	12.60	14.65	16.80
Promedio	<b>4.21</b>	<b>6.32</b>	<b>10.54</b>	<b>12.65</b>	<b>14.66</b>	<b>16.86</b>
Desv. estandar	<b>0.025</b>	<b>0.032</b>	<b>0.040</b>	<b>0.067</b>	<b>0.220</b>	<b>0.066</b>
<i>Bloques con última planta en construcción</i>						
F7	4.85	6.95	11.20	13.30	-	17.50
F8	4.70	6.80	11.10	13.20	-	17.35

La sencillez y uniformidad de la configuración estructural de la edificación tipo, permitió la calibración rápida de un modelo numérico de la estructura, por medio de la comparación de frecuencias con los resultados del OMA. De esta calibración se encontró que el promedio de modulo elasticidad dinámico  $E_{dc}^*$  de las edificaciones es alrededor de 17100 MPa, lo que está en concordancia con los resultados dados por las técnicas de ultrasonido y en coherencia con la baja resistencia de los concretos. Así, aunque no se puede establecer una diferencia clara de deterioro entre edificaciones, si es posible establecer que todas las edificaciones presentan una rigidez mucho menor a la especificada.

### 5.6.3 Deterioro global basado en vibración

Teniendo en cuenta que las edificaciones fueron diseñadas para un concreto de 21 MPa, el módulo de elasticidad estático de concreto ( $E_c$ ) para diseño según las normativas colombianas debe estar entre  $3600\sqrt{f'_c}$  y  $5500\sqrt{f'_c}$ . Con esto, el módulo de elasticidad dinámico del concreto ( $E_{dc}$ ) debe estar entre 21500 y 32700 MPa ( $E_{dc} = 1.3E_c$ ).

Relacionando entonces el valor promedio de rigidez dado por el análisis de frecuencia estructural (módulo de elasticidad dinámico medido,  $E_{dc}^*$ ) con el valor medio recomendado por la normativa (módulo de elasticidad dinámico de diseño,  $E_{dc}$ ), se establece un diagnóstico basado en pérdida de rigidez, en términos de índice de deterioro,  $ID_E$ , así:

$$ID_E = 1 - \frac{E_{dc}^*}{E_{dc}} = 1 - \frac{17100}{27100} = 0.37$$

El valor dado de  $ID_E$  está en coherencia con los índices establecidos mediante el estudio detallado, lo que corrobora la baja calidad de los materiales empleados en la construcción de las edificaciones.

## 5.7 Conclusiones del capítulo

Un proceso diagnóstico profundo fue realizado a 22 estructuras de muros de concreto a fin de determinar su estado de deterioro y calidad. El análisis de los resultados de laboratorio y pruebas in situ indica que los problemas de calidad repercutieron enormemente en la reducción de la resistencia y durabilidad de las estructuras en concreto.

De los resultados de la investigación profunda, es claro que todas edificaciones presentan problemas que afectan directamente la capacidad estructural e indican un incumplimiento de los requisitos de calidad. Este grado de afectación estructural, asociado a los procesos de construcción y calidad de materiales, fue medido a través del grado de cumplimiento de cada característica estructural con referencia al diseño original, siendo 100% la calidad de un proyecto que cumpla con todos los requisitos y tolerancias especificadas en el diseño y la normativa aplicable vigente. Así, se pudo establecer que las estructuras del proyecto de construcción evaluado tienen en promedio un cumplimiento de tan solo el 32%. El índice de deterioro medio para cada edificación, basado en las patologías encontradas y la deficiencia en requisitos de calidad, indicó un deterioro promedio del 30%.

El diagnóstico de carbonatación indica una degradación elevada del material que conllevará a una corrosión acelerada del refuerzo. Este caso resulta especialmente extraño dada la edad de las edificaciones. La uniformidad de esta patología conlleva a indicar problemas relacionados con los aditivos de la mezcla o el contenido elevado de cloruros en el agua de la mezcla. Sin embargo, una investigación química profunda requiere ser adelantada para dar un diagnóstico claro respecto a esta patología.

Varias metodologías fueron empleadas para determinar la rigidez de las edificaciones, las cuales incluyeron ensayos no destructivos y pruebas de vibración. Los análisis de la rigidez y frecuencias naturales confirman deficiencias en la calidad del concreto en todas las edificaciones. El índice de deterioro global obtenido de las pruebas de vibración y basado en la deficiencia de rigidez indica un 37% de deterioro en promedio para las edificaciones estudiadas.

Se observó que las pruebas de vibración son una buena herramienta para la definición de la rigidez global de la estructura. Sin embargo, estas pruebas presentan limitaciones para percibir pequeños cambios en la rigidez y por tanto dificulta su utilización en la evaluación directa de materiales.

En general, los valores globales de calidad indican una baja resistencia y rigidez para todas las edificaciones. Las técnicas utilizadas conllevan a indicar una alta dispersión en resistencia y rigidez dentro de una misma edificación, sin embargo, los valores medios globales tienden a valores bajos similares. Aunque esto indique claramente una baja calidad en todas las edificaciones evaluadas, también se indica que se utilizaron las mismas técnicas, procedimientos y materiales en todo el proceso de construcción.

# Capítulo 6

## Diagnóstico para cargas de servicio: Estudio de vibraciones en pasarelas en deterioro

---

### 6.1 Introducción

Las pasarelas públicas requieren un examen y mantenimiento periódicos para mantener las condiciones funcionales y de seguridad adecuadas durante toda su vida útil. Sin embargo, en muchos casos este proceso no se da por la priorización de recursos, por lo que solo se repara el daño evidente. De ahí que no se intervengan daños menos notorios. Con el tiempo, los usuarios de las pasarelas perciben un grado de deterioro que, si va acompañado de vibraciones incómodas, genera una sensación de inseguridad y eventualmente la estructura deja de usarse. Para estos casos, es especialmente difícil predecir el desempeño dinámico para los estados límite de servicio y seguridad, por lo que es necesario utilizar metodologías de evaluación confiables que incluyan pruebas experimentales para respaldar el diagnóstico. Hoy en día, es factible contar con sistemas de medición y procesamiento para realizar mediciones de vibraciones de manera regular con el fin de hacer un seguimiento de la condición de servicio y estructural [52], [54], [108]. Sin embargo, deben resolverse algunas dificultades antes de que la medición de vibraciones pueda aplicarse de manera práctica en una evaluación de rutina de pasarelas. Una de las dificultades reside en establecer estándares de evaluación que hagan confiables y rentables las pruebas de vibración.

La vibración notada por los usuarios de pasarelas es una medida de la calidad estructural percibida. Si es excesiva, puede indicar problemas de interacción humano-estructura que pueden conducir a la abstención automática del uso o al riesgo de falla. La evaluación de las vibraciones inducidas por los peatones en pasarelas ha sido un tema de investigación de interés en las dos últimas décadas después de varios casos relevantes de problemas relacionados con el caminar de grupos de personas [109], [110]. Como resultado de esto, la capacidad de servicio ante vibraciones se ha convertido en una consideración importante al diseñar y evaluar pasarelas. Algunas directrices como SÉTRA [12] y HIVOSS [11] han delineado varios de los requisitos para el diseño y evaluación de pasarelas sometidas a la acción de fuerzas dinámicas provocadas por peatones. Estas guías proporcionan instrucciones generales para estimar la vibración en pasarelas existentes y sugieren pruebas experimentales para casos especiales. Sin embargo, los métodos para evaluar la vibración in situ aún no están suficientemente establecidos. Por lo tanto,

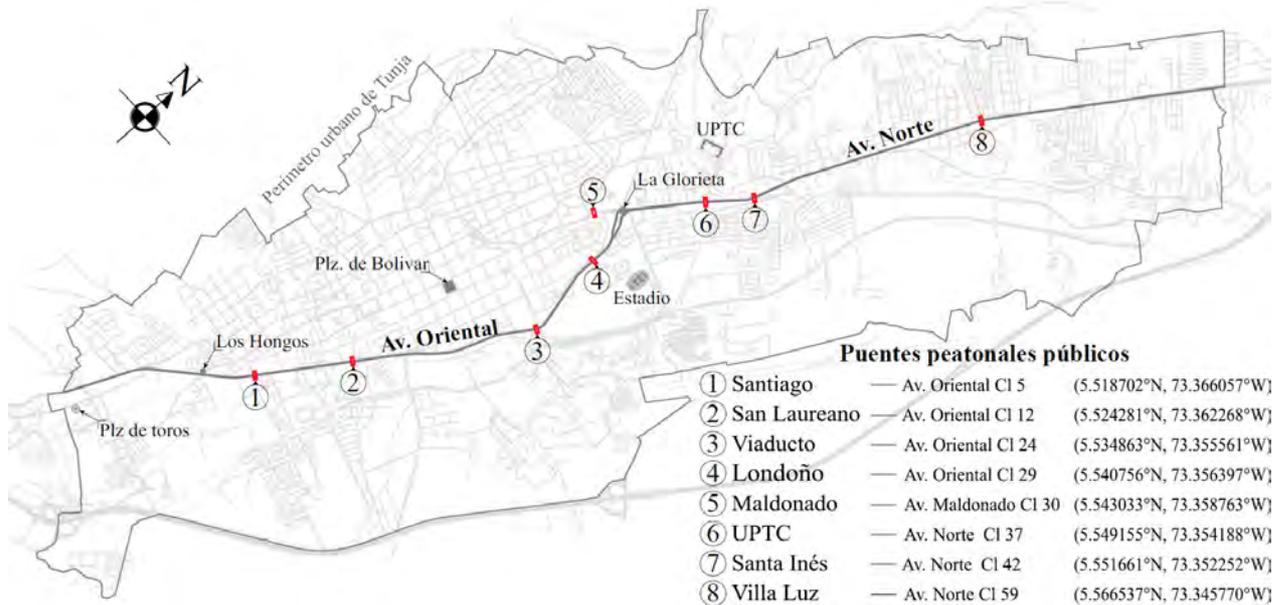
definir el tipo y número de pruebas requiere un conocimiento avanzado del fenómeno de vibración y el comportamiento de la estructura, lo que puede resultar en un gran número de pruebas. En este sentido, para evaluar pasarelas existentes, podría ser más recomendable realizar pruebas estandarizadas que representen algunas condiciones operativas y complementarlas con simulaciones numéricas que completen la carencia de pruebas esenciales.

Diferentes métodos analíticos estándar han sido propuestos para predecir las vibraciones de servicio en puentes peatonales [10]–[12], [111]–[113]. Varios de estos métodos son formulaciones de diseño general basadas en aproximaciones de un solo grado de libertad [114], [115] mientras que métodos más completos sobre modelos estructurales detallados [111], [116]–[118] o con modelos de simulación de la interacción humano-estructura [119]–[121] se sugieren para casos especiales. También se han propuesto modelos de predicción de vibración por peatones con análisis en el dominio de la frecuencia y otros se basan en enfoques probabilísticos de las variables de las acciones de los peatones [122], [123]. Lo más común es representar la carga dinámica del peatón como una serie de Fourier aplicada en un punto específico del tablero del puente para encontrar la respuesta mediante un análisis de la historia del tiempo. Los métodos simples de modelado de peatones no pueden correlacionarse claramente con el historial de respuesta real, mientras que los modelos avanzados de interacción humano-estructura están destinados a proyectos de investigación específicos. En la práctica, una forma realista e intuitiva de incluir todos los posibles estados de resonancia entre los armónicos de la carga peatonal y los múltiples modos de vibración de una pasarela es realizar simulaciones utilizando el llamado modelo de carga paso a paso [116], [117]. Las sugerencias para las funciones estándar de fuerza de pisada en los modelos paso a paso son escasas, por lo que generalmente se utilizan funciones ajustadas de mediciones. La Guía SINPEX [117] contiene una propuesta para una función normalizada de fuerza de pisada para analizar pasarelas con el modelo paso a paso, sin embargo, solo se da para componentes vertical y transversal de caminar. Para su uso práctico en proyectos de evaluación de vibraciones en puentes peatonales, en el presente estudio se propusieron funciones normalizadas simples de fuerza de pisada para componentes vertical, transversal y longitudinal de caminar y correr.

El uso de pruebas de vibración y modelos de carga bien definidos tiene como objetivo estandarizar el proceso de evaluación de vibraciones para que se utilice de manera rutinaria en el diagnóstico estructural de pasarelas en deterioro. En este capítulo, se presenta una metodología de evaluación consistente para evaluar el comportamiento dinámico de pasarelas deterioradas bajo vibraciones de servicio. Como caso de estudio, aplicando las nuevas funciones normalizadas de fuerza para un paso individual, se estudiaron ocho pasarelas públicas en Tunja (Colombia). Estos puentes peatonales fueron reportados por sus usuarios como inseguros debido a un notorio grado de deterioro y vibraciones percibidas. Las características dinámicas y los niveles de vibración inducidos por los peatones se determinaron mediante pruebas de vibración y simulaciones numéricas. Las pasarelas fueron evaluadas en direcciones vertical, transversal y longitudinal para condiciones de carga permanente, transitoria y excepcional. El objetivo principal es evaluar de forma fiable las vibraciones en las pasarelas deterioradas siguiendo un proceso de evaluación uniforme, estableciendo el nivel de incomodidad en comparación con el grado de deterioro.

El esquema de la metodología aplicada es el siguiente: determinación del grado de deterioro de los puentes a partir de un levantamiento diagnóstico basado en inspección y ensayos de elementos y materiales; caracterización de las propiedades modales de los puentes mediante un análisis modal operacional (OMA) y la actualización de modelos numéricos detallados de las estructuras; realización de pruebas de medición de vibraciones para situaciones de servicio específicas; obtención de la respuesta de las pasarelas ante el cruce peatonal para un rango de frecuencia de paso probable para caminar y correr, mediante simulaciones paso a paso y utilizando una nuevas funciones normalizadas de fuerza de pisada; y determinar el grado de confort de cada pasarela según los niveles de tolerancia relacionados con la percepción humana. Se compararon los niveles globales de incomodidad por vibración con el grado de deterioro con base en índices propuestos de incomodidad por vibración (VDI) y deterioro (DI).

## 6.2 Descripción de las pasarelas estudiadas



**Figura 6-1** Ubicación de las principales pasarelas públicas de la ciudad de Tunja

Las ocho pasarelas estudiadas en este trabajo forman parte de la principal infraestructura peatonal de la ciudad universitaria de Tunja con cerca de 173.000 habitantes ubicada en el departamento de Boyacá en Colombia. Estas pasarelas están ubicadas en el eje vial central que atraviesa la ciudad de norte a sur y consta de dos avenidas principales (Av. Oriental y Av. Norte). Por lo tanto, los puentes investigados son los principales puntos de conexión peatonal entre los lados este y oeste de la ciudad. La Figura 6-1 muestra el mapa de la ciudad de Tunja con la localización de las pasarelas públicas consideradas, enumerando su calle de referencia y coordenadas geográficas, mientras que la Figura 6-2 proporciona una vista general de cada pasarela.

**Tabla 6.1** Características principales de tránsito peatonal en los puentes investigados

Puente	Volumen en hora pico (peatones) [124]	Relación de uso (peatones %) [124]	Densidad* (peatones/m <sup>2</sup> )	Clasificación de tránsito peatonal	
				SÉTRA	HIVOSS
Santiago	719	85	0.16	Clase IV (uso bajo)	TC 1 (muy poco tránsito)
San Laureano	668	17	0.19	Clase IV (uso bajo)	TC 1 (muy poco tránsito)
Viaducto	521	100	0.15	Clase IV (uso bajo)	TC 1 (muy poco tránsito)
Londoño	433	43	0.09	Clase IV (uso bajo)	TC 1 (muy poco tránsito)
Maldonado	1360	51	0.38	Clase III (uso normal)	TC 3 (tránsito denso)
UPTC	1788	95	0.58	Clase III (uso normal)	TC 3 (tránsito denso)
Santa Inés	1788	50	0.40	Clase III (uso normal)	TC 3 (tránsito denso)
Villa Luz	920	27	0.26	Clase IV (uso bajo)	TC 2 (tránsito denso)

\* Densidad peatonal promedio en hora pico

Las pasarelas fueron construidas entre 1985 y 1997 como resultado de un plan para reducir la alta accidentalidad provocada por el alto tráfico del eje vial principal de la ciudad, el cual presenta una velocidad vehicular media de entre 40 y 60 km/h [124]. Sin embargo, con el paso del tiempo, la falta de mantenimiento ha provocado un acentuado deterioro de algunas de las pasarelas, causando una percepción de falta de seguridad estructural en los peatones y una consecuente disminución de su uso. Según Márquez [124], las pasarelas tenían una tasa de utilización peatonal promedio del 60%, es decir, 6 de cada 10 peatones pasaban por la pasarela mientras que otros preferían evitarla. En la Tabla 6.1 se muestra algunas de las principales características del tránsito peatonal de las pasarelas y se lista la clasificación

de tráfico de acuerdo con las disposiciones de las directrices SÉTRA y HIVOSS. La densidad de peatones promedio en las pasarelas en la hora pico varía de 0.09 a 0.58 peatones/m<sup>2</sup>, con un promedio general de 0.28 peatones/m<sup>2</sup>, por lo que las pasarelas pueden clasificarse como de tráfico de peatones bajo a normal.

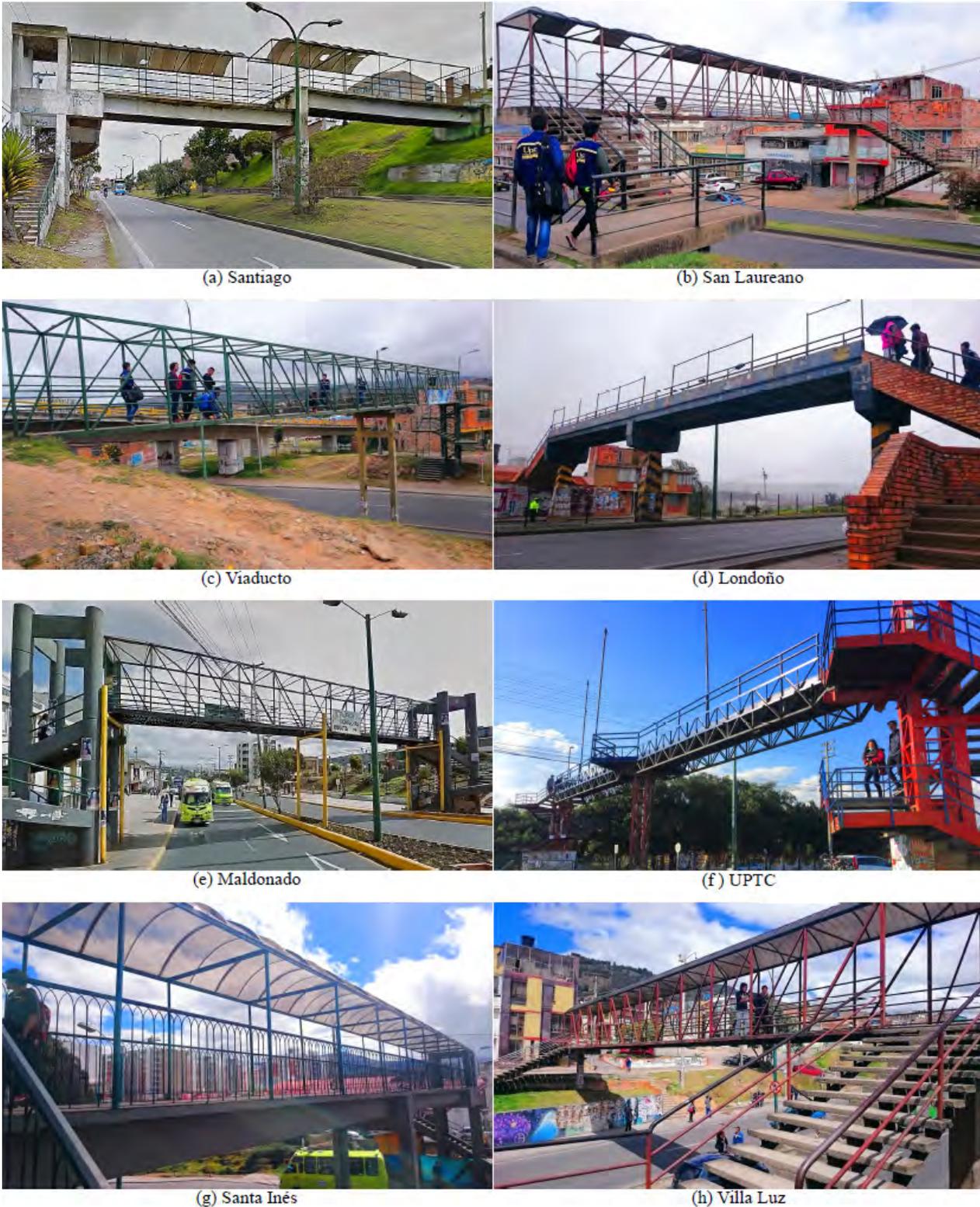


Figura 6-2 Vista general de las pasarelas estudiadas

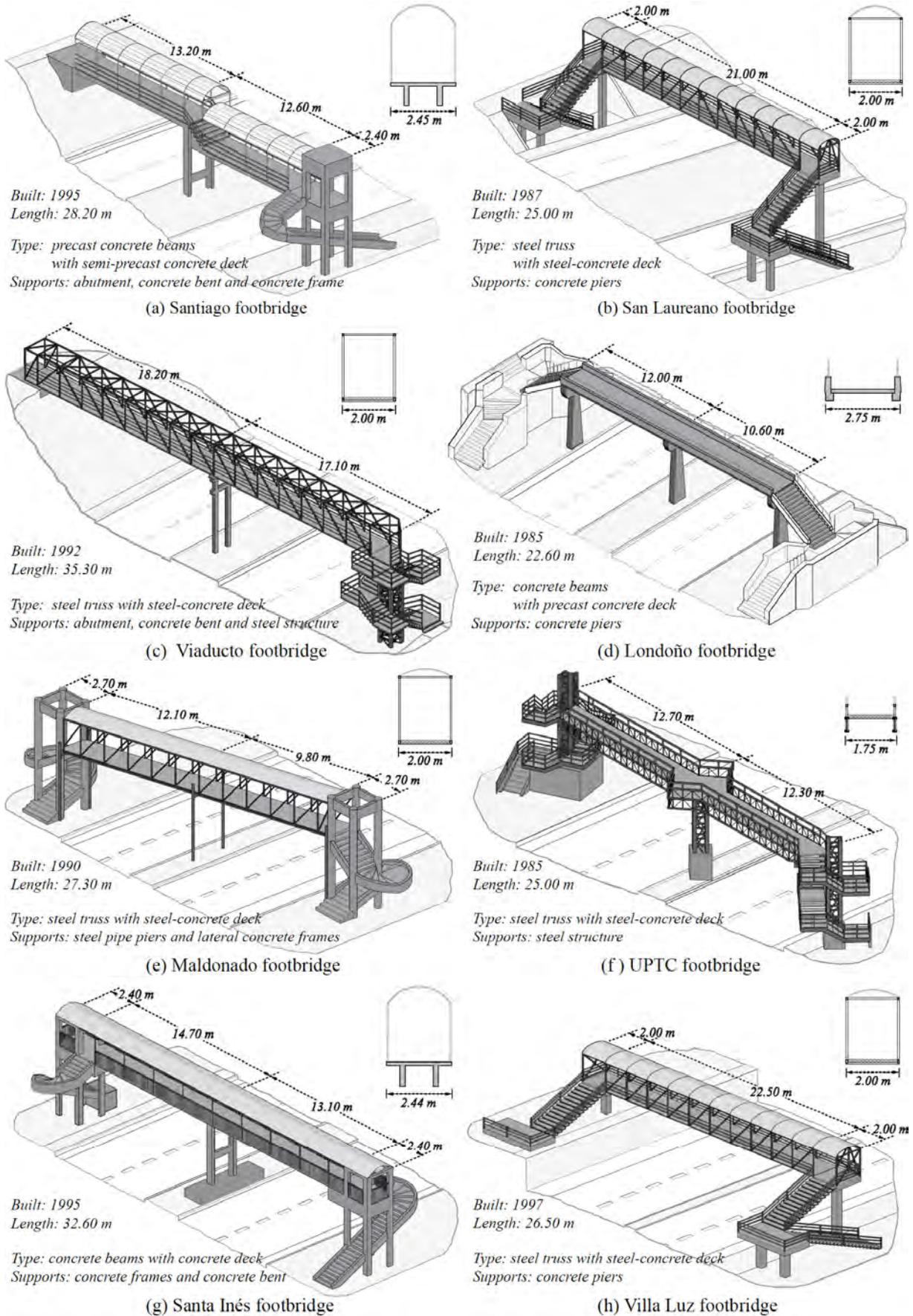


Figura 6-3 Esquemas generales y principales características de las pasarelas

Las pasarelas oscilan entre 22 y 35 m de longitud con un ancho promedio de 2.00 m y dos vanos, excepto las pasarelas de San Laureano y Villa Luz, que son de un solo vano. La superestructura de cinco de las pasarelas (San Laureano, Viaducto, Maldonado, UPTC y Villa Luz) son de acero en sistema tipo cercha con un tablero compuesto de acero-concreto (sistema de lámina colaborante) mientras las otras tres pasarelas (Santiago, Londoño y Santa Inés) son de hormigón armado en sistema tipo viga con tablero de concreto reforzado. La subestructura de las pasarelas está formada por pilas, pórticos, estribos o, en varios casos, consta de una estructura que forma la escalera de acceso. En la Figura 6-3 se muestran las principales características de cada pasarela.

## 6.3 Estado de deterioro de las pasarelas

### 6.3.1 Levantamiento diagnóstico

Se llevó a cabo un estudio exhaustivo del estado de la superestructura y la subestructura mediante inspección, mediciones y pruebas. Con base en la normativa colombiana [94], [125], así como las recomendaciones dadas en [95], [98], [99], [126], [127], la investigación in situ incluyó: 1) un levantamiento de patologías (grietas, vacíos, cavidades, desprendimientos, pérdida de sección, reparaciones, abrasión, corrosión, daños por humedad, decoloración, manchas, eflorescencias y deterioro biológico, entre otros); 2) un levantamiento geométrico de elementos para detectar imperfecciones geométricas y deformaciones permanentes; y 3) exploración y pruebas para evaluar el estado del acero estructural, el refuerzo de acero y el concreto.

Los resultados mostraron que algunas de las pasarelas presentan serios problemas que afectan directamente la capacidad estructural e indican un incumplimiento de los límites de servicio y seguridad establecidos por la normativa vigente. Las estructuras han sufrido daños considerables desde su construcción como consecuencia del deterioro progresivo, pero algunas de ellas también han sufrido daños accidentales provocados por la colisión de vehículos contra los elementos inferiores de la superestructura. Muchos de estos daños no se han reparado adecuadamente. La Figura 6-4 muestra algunos de los daños evidentes encontrados en varias de las pasarelas de este estudio.



**Figura 6-4** Daños visibles evidenciados en las pasarelas investigadas: (a) desprendimiento por impacto de vehículo, (b) abrasión y fractura de la losa, (c) reparación defectuosa, (d) rotura por impacto de vehículo, (e) corrosión, (f) deterioro biológico (g) eflorescencia y manchado.

### 6.3.2 Valoración del estado de deterioro

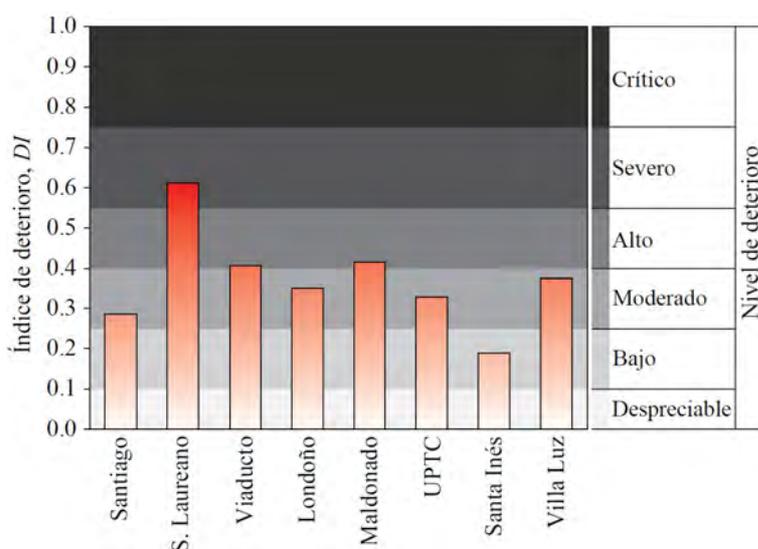
Siguiendo una metodología de categorización de elementos basada en la establecida por la AASHTO [127], se realizó la evaluación del estado de cada puente, evaluando el grado de deterioro de cada elemento y parte de la estructura. El grado de deterioro asociado a las patologías evidenciadas, imperfecciones geométricas y deficiencias materiales se cuantificó mediante un índice de deterioro,  $DI$ . Con base en la pérdida de capacidad estructural de cada defecto, el índice de deterioro ( $DI$ ) se define como:

$$DI = 1 - [Q_m * Q_g * (1 - G_d)] \quad (6.1)$$

Donde:  $Q_m$  es la calidad del material obtenida de la relación entre la resistencia del material existente y la especificada por las regulaciones para una estructura nueva;  $Q_g$  es el grado de cumplimiento de las condiciones geométricas con respecto a las exigidas por la normativa vigente;  $G_d$  es el grado de daño producto de una calificación ponderada de cada patología evidenciada. Cada uno de estos parámetros se determina a partir de la suma ponderada de la calidad individual o el daño de los materiales y elementos componentes de la estructura evaluada. Valores del  $DI$  iguales a uno indican daños en todos los elementos de una pasarela, mientras valores de  $DI$  cercanos a cero indican un grado de cumplimiento completo, de acuerdo con los requisitos y especificaciones de diseño vigentes. Se definieron seis niveles de deterioro para caracterizar la severidad de los defectos encontrados en las pasarelas como se especifica en la Tabla 6.2. La Figura 6-5 muestra los resultados de la evaluación del estado de deterioro de cada pasarela en términos de índice de deterioro y clasificados en niveles de deterioro.

**Tabla 6.2** Niveles de deterioro adoptados

Nivel	Índice de deterioro	Descripción
Despreciable	< 0.10	Sin daño, algo de suciedad o manchas.
Bajo	0.10 to 0.25	Daño incipiente, deterioro estético de algunas zonas
Moderado	0.25 to 0.40	Daño evidente en algunos elementos. Se requiere mantenimiento
Alto	0.40 to 0.55	Deterioro generalizado. Algunos elementos presentan daños importantes
Severo	0.55 to 0.75	Daño severo de elementos que representan riesgo de seguridad estructural
Crítico	>0.75	Colapso inminente



**Figura 6-5** Índice y nivel de deterioro de cada pasarela

A partir de los resultados de la evaluación del deterioro, se encontró que siete de las ocho pasarelas tenían problemas de deterioro considerables. La pasarela de San Laureano exhibe un deterioro severo producto de importantes daños estructurales que ponen en riesgo la seguridad estructural, por lo que

un cierre inmediato fue necesario. Las pasarelas Viaducto y Maldonado requieren una profunda intervención debido a su alto grado de deterioro. Las pasarelas Santiago, Londoño, UPTC y Villa Luz mostraron un deterioro moderado y por lo tanto necesitan un mantenimiento completo. Tan solo la pasarela Santa Inés presentó un bajo deterioro, por lo que solo se requiere un mantenimiento preventivo.

## 6.4 Caracterización de propiedades modales

El levantamiento diagnóstico proporciona información primaria para estimar características dinámicas a través de modelos numéricos. Sin embargo, en el caso de estructuras con daño, las estimaciones numéricas no son confiables debido a las limitaciones para determinar con certeza las propiedades estructurales. Estas limitaciones involucran el número limitado de ensayos, la dispersión de resultados, así como las incertidumbres generadas por deficiencias que no son claramente cuantificables como: pérdida de sección por corrosión, fatiga, microfisuración en elementos y soldaduras, efecto de carbonatación en hormigón y corrosión del refuerzo. Las propiedades dinámicas de las pasarelas relacionadas con su nivel de daño se determinaron mediante pruebas de identificación modal experimental, que se utilizaron para actualizar los modelos numéricos detallados de las estructuras.

### 6.4.1 Identificación modal experimental

La identificación modal de las pasarelas se basó en la medición de vibraciones por excitación ambiental y la extracción de características modales utilizando técnicas de identificación modal de solo salida [2]. La prueba de vibración ambiental (AVT) consistió en registrar la respuesta dinámica de cada pasarela durante 1200 segundos a una frecuencia de muestreo de 100 Hz. La fuente de excitación en los AVTs consistió en viento, vehículos pasando por las vías cercanas y peatones cruzando la pasarela a una hora de poco tráfico.

Para las medidas de vibración en cada pasarela se utilizaron cuatro sensores de aceleración triaxiales, ubicados simultáneamente a lo largo del eje longitudinal del tablero como se indica en la Figura 6-6. Los sensores utilizados cuentan con un giroscopio, por lo que fue posible medir directamente la rotación alrededor del eje longitudinal ( $\theta_x$ ). Los acelerómetros Dytran® utilizados en las pruebas de campo tienen un rango de aceleración de  $\pm 5$  g en frecuencias de 0.1 a 1000 Hz, con una sensibilidad de 0.5 V/g y un rango de rotación de  $\pm 0.87$  rad/s en frecuencias de 1 a 1000 Hz con una sensibilidad de 2.3 mV/rad/s.

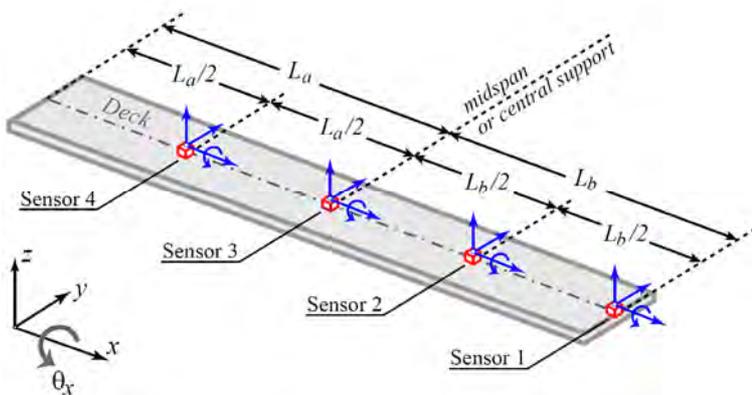


Figura 6-6 Ubicación de acelerómetros en el tablero de las pasarelas durante las pruebas de vibración

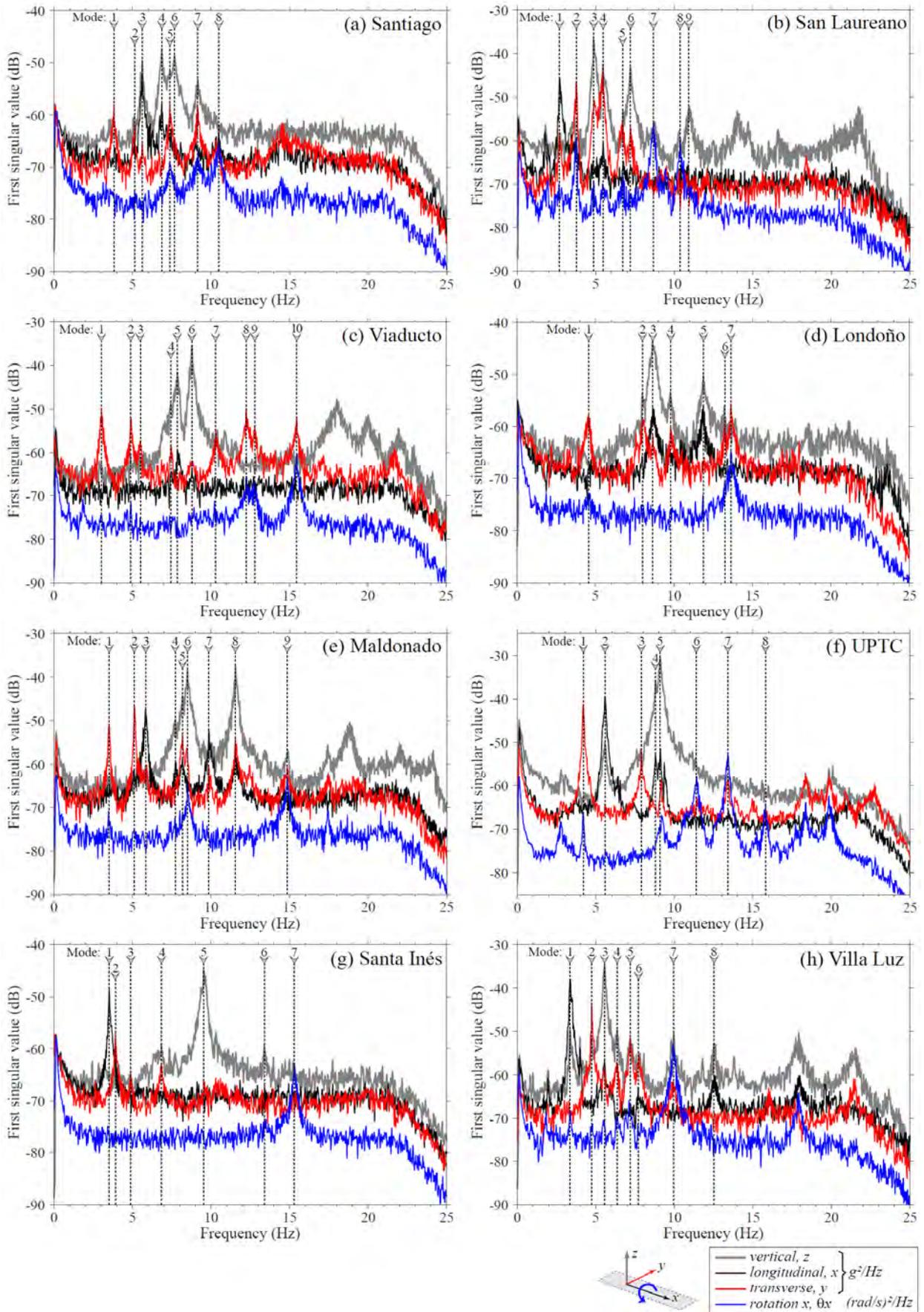


Figura 6-7 Primer valor singular de densidad espectral para las direcciones vertical, longitudinal, transversal y de rotación x

Para extraer frecuencias naturales, formas modales y amortiguamientos de los registros obtenidos en los AVTs, las series de tiempo se procesaron en MATLAB [33] utilizando dos técnicas de identificación comunes: la descomposición en el dominio de frecuencia mejorada (EFDD) [38], [40], [41] y la técnica en el dominio del tiempo denominada identificación del subespacio estocástico utilizando el algoritmo de componente principal no ponderado (SSI-UPC) [42], [43]. Los datos se diezmaron a una frecuencia de Nyquist de 25 Hz para la estimación modal. Para EFDD, las funciones de densidad espectral se estimaron utilizando una resolución de 1024 líneas de frecuencia en la banda de Nyquist y una superposición de ventana del 50%. En el proceso SSI, la estimación se realizó utilizando una dimensión de espacio de estados de 100. El proceso de identificación se realizó en las cuatro direcciones principales de medición: longitudinal ( $x$ ), transversal ( $y$ ), vertical ( $z$ ) y rotación alrededor eje  $x$  ( $\theta_x$ ). Se aplicó una correlación entre direcciones para comparar e identificar la dirección e independencia de cada modo de vibración. Así, resultó útil contar con la medición directa del movimiento torsional del tablero ya que brinda mayor claridad en la identificación de formas modales de torsión. Los resultados modales obtenidos de las dos técnicas utilizadas se compararon para diferentes estimaciones de cada modo con el fin de obtener una validación del proceso de identificación. De esta forma, se encontró una alta coherencia entre las frecuencias y vectores modales de EFDD y los de SSI-UPC. La Figura 6-7 presenta los resultados del OMA para cada pasarela en términos del primer valor singular de la matriz de densidad espectral evaluada para los registros de aceleración en las direcciones vertical, longitudinal, transversal y de rotación  $x$ . En la Figura 6-7 se indican los modos predominantes identificados por EFDD en cada estructura de pasarela mientras que en la Tabla 6.4 se muestran los valores de frecuencia natural y coeficiente de amortiguamiento obtenidos por SSI-UPC para cada uno de estos modos.

#### 6.4.2 Modelación numérica y actualización del modelo

Encontrar un modelo adecuado que reproduzca adecuadamente el comportamiento real de cada estructura no es tarea fácil debido a las incertidumbres en la rigidez de los materiales, elementos y conexiones, así como en las condiciones de contorno. En el caso de las estructuras estudiadas con deterioro avanzado, el proceso es aún más complejo, por lo que se requirió una modelación más refinada junto con un proceso de ajuste mediante la comparación de resultados experimentales y numéricos. De esta forma, se estimó el comportamiento dinámico de cada pasarela mediante un modelo numérico detallado elaborado en el software SAP2000 [128], que incluía el detalle de superestructura y subestructura. La geometría y las propiedades iniciales de las estructuras se obtuvieron del levantamiento diagnóstico.

Cada modelo numérico fue validado comparando sus frecuencias naturales ( $f_{num}$ ) y vectores de forma modal ( $\{\Phi_{num}\}$ ) con los obtenidos por el método experimental SSI-UPC ( $f_{ex}$ ,  $\{\Phi_{ex}\}$ ). Así, seleccionando los puntos de medida experimentales en el modelo y definiendo para estos puntos los valores y autovectores relacionados con cada modo en cada dirección (emparejado del modelo), se estimó la correlación entre los resultados numéricos y experimentales mediante la desviación de frecuencia relativa,  $\varepsilon = (f_{num} - f_{ex})/f_{ex}$  y el criterio de garantía modal (MAC) [47].

Haciendo un esfuerzo para involucrar las diversas incertidumbres generadas por los daños (rotura de elementos, agrietamiento, deterioro de las soldaduras, fatiga e incluso comportamiento no lineal de los elementos en plasticidad) evidenciados en las pasarelas examinadas, se realizó una actualización de los modelos que implicó un ajuste de parámetros específicos a través de iteraciones sucesivas. Se realizó un análisis de sensibilidad previo de los parámetros del modelo para los materiales, las conexiones entre elementos y los contactos entre partes de la estructura. En los casos de pasarelas de vigas de concreto, este análisis indicó una influencia importante de los contactos entre subestructura y superestructura. También se encontró una gran influencia del sistema del tablero, que presenta variaciones sustanciales de rigidez dependiendo de la forma en que se modela. Es el caso de la pasarela Londoño, que tiene un

tablero formado por losas prefabricadas que forman un diafragma semirrígido, se modeló con propiedades ortotrópicas. En el caso de los tableros de las pasarelas Viaducto y Maldonado, su alto grado de deterioro se modeló con una disminución sustancial de la rigidez del material.

En la actualización del modelo numérico, se formuló un problema de optimización simple en el que las diferencias entre las características modales experimentales y numéricas se minimizaban ajustando propiedades seleccionadas inciertas del modelo ( $\{\Theta\}$ ) dentro de rangos coherentes [48]. Así, los valores óptimos de las propiedades del modelo se obtuvieron minimizando la función objetivo:

$$J_{\{\Theta\}} = \sum_{k=1}^N \left[ \left(1 - MAC_{\{\phi_{ex}\}_k, \{\phi_{num}\}_k}\right) + \frac{f_{num,k} - f_{ex,k}}{f_{ex,k}} \right] \quad (6.2)$$

La función objetivo es calculada a partir de la identificación de parámetros modales de los  $N$  modos experimentales, verificando en cada iteración de ajuste que los modos numérico y experimental con mayor correlación fueran efectivamente evaluados. En resumen, se aplicó un ajuste de rigidez (módulo de Young) para estructuras de concreto, mientras que para estructuras de acero se incluyó una reducción de secciones según el daño presente en partes o elementos específicos. Las conexiones principales de las estructuras de concreto se incluyeron mediante elementos de rigidez modificables, cuyas propiedades se incluyeron dentro de los parámetros de ajuste. La Tabla 6.3 resume las propiedades principales (módulo de Young,  $E$ ; peso unitario,  $\gamma$ ; relación de Poisson,  $\nu$ ) de los materiales del modelo después de la actualización del modelo. La Figura 6-8 muestra las formas modales y las frecuencias naturales de los modos predominantes obtenidos del modelo numérico actualizado para las ocho pasarelas. Los modos que se muestran en la Figura 6-8 involucran el comportamiento global de la superestructura, mientras que algunos modos que involucran principalmente a la subestructura fueron omitidos, ya que no se pueden comparar con los análisis experimentales.

**Tabla 6.3** Propiedades de materiales de los modelos después del proceso de actualización

Pasarela	Concreto						$\nu_c$	Acero estructural		
	Losa del tablero		Vigas		Subestructura			$E_s$ (GPa)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu_s$
	$E_c$ (GPa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_c$ (GPa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_c$ (GPa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )				
Santiago	15.0	23.7	24.0	23.7	19.5	23.7	0.2	-	-	-
S. Laureano	18.0	23.4	-	-	18.0	23.7	0.2	183	77.0	0.3
Viaducto	12.5	22.5	-	-	21.0	23.7	0.2	197	77.0	0.3
Londoño	30.5	23.7	34.0	24.7	22.1	23.7	0.2	-	-	-
Maldonado	12.5	23.3	-	-	21.5	23.7	0.2	198	77.0	0.3
UPTC	21.5	23.7	-	-	-	-	0.2	200	77.0	0.3
Santa Inés	29.8	23.7	29.8	24.5	23.0	23.7	0.2	-	-	-
Villa Luz	20.5	23.7	-	-	21.5	23.7	0.2	192	77.0	0.3

### 6.4.3 Resultados de la caracterización modal

La caracterización modal experimental permitió la adecuada determinación de los modos predominantes de las estructuras hasta frecuencias de 15 Hz. La Tabla 6.4 resume los resultados del proceso de caracterización modal experimental (SSI-UPC) y numérica donde se presentan las frecuencias naturales y coeficientes de amortiguamiento crítico obtenidos para cada pasarela, así como la correlación final de frecuencias y formas modales en términos de MAC y  $\epsilon$ . En todas las pasarelas el modo fundamental está asociado a la dirección transversal o longitudinal, cuyas frecuencias fundamentales se encuentran entre 2.75 y 4.57. Se identificaron coeficientes de amortiguamiento crítico entre 1.03% y 2.73%, que pueden considerarse superiores a los valores típicos [117], especialmente para estructuras de acero.

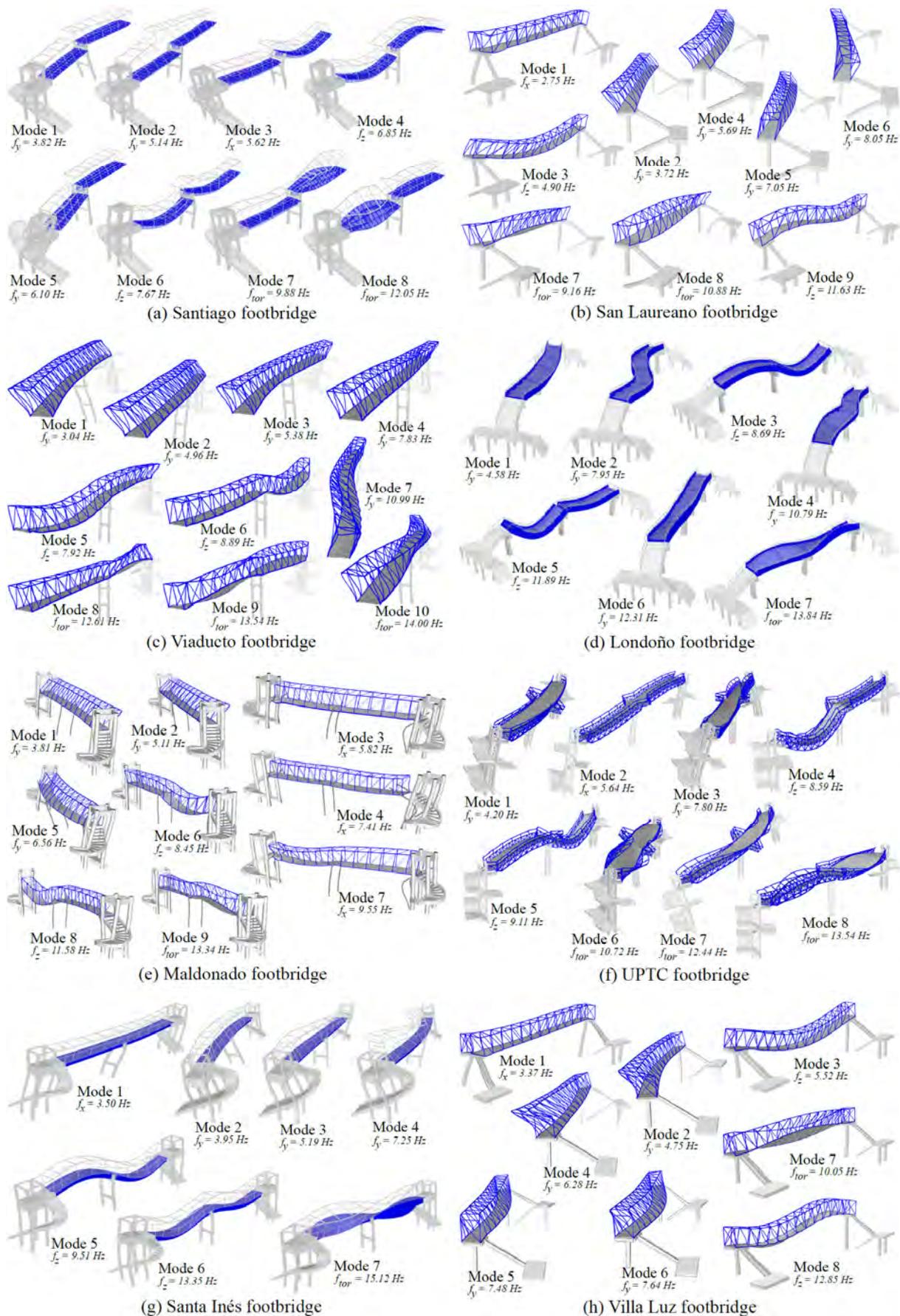


Figura 6-8 Formas modales y frecuencias naturales obtenidas por el modelo actualizado de cada pasarela

**Tabla 6.4** Comparación de características modales experimentales (SSI-UPC) y numéricas para cada pasarela

Modo	$f_{exp}$ (Hz)	$\xi_{exp}$ (%)	$f_{num}$ (Hz)	MAC	$\varepsilon$ (%)	Tipo	Modo	$f_{exp}$ (Hz)	$\xi_{exp}$ (%)	$f_{num}$ (Hz)	MAC	$\varepsilon$ (%)	Tipo
<i>Santiago</i>							<i>San Laureano</i>						
1	3.81	1.92	3.82	0.95	0.3	transversal	1	2.69	1.12	2.75	0.94	2.2	longitudinal
2	5.05	1.82	5.14	0.92	1.8	transversal	2	3.75	1.15	3.72	0.98	-0.8	transversal
3	5.61	1.92	5.62	0.97	0.2	longitudinal	3	4.91	1.25	4.90	1.00	-0.2	vertical
4	6.86	2.01	6.85	1.00	-0.1	vertical	4	5.44	1.71	5.69	0.92	4.6	transversal
5	7.37	2.45	6.10	0.84	-17.2	transversal	5	6.75	2.42	7.05	0.85	4.4	transversal
6	7.63	2.48	7.67	0.97	0.5	vertical	6	7.20	2.53	8.05	0.87	11.8	transversal
7	9.08	2.47	9.88	0.73	8.8	torsional	7	8.65	1.68	9.16	0.95	5.9	torsional
8	10.50	2.11	12.05	0.91	14.8	torsional	8	10.30	2.42	10.88	0.89	5.6	torsional
					(5.5*)		9	10.95	2.21	11.63	0.94	6.2	vertical
												(4.6*)	
<i>Viaducto</i>							<i>Londño</i>						
1	3.02	1.87	3.04	0.98	0.7	transversal	1	4.57	2.30	4.58	0.97	0.2	transversal
2	4.92	1.71	4.96	0.97	0.8	transversal	2	7.99	2.70	7.95	0.93	-0.5	transversal
3	5.54	1.57	5.38	0.84	-2.9	transversal	3	8.64	2.09	8.69	1.00	0.6	vertical
4	7.45	1.92	7.83	0.81	5.1	transversal	4	9.75	2.50	10.79	0.89	10.7	transversal
5	7.92	2.40	7.92	1.00	0.0	vertical	5	11.87	2.18	11.89	1.00	0.2	vertical
6	8.81	1.51	8.89	0.97	0.9	vertical	6	13.20	1.51	12.31	0.76	-6.7	transversal
7	10.22	2.37	10.99	0.89	7.5	transversal	7	13.64	2.18	13.84	0.94	1.5	torsional
8	12.27	2.07	12.61	0.92	2.8	torsional						(2.9*)	
9	12.81	2.55	13.54	0.88	5.7	torsional							
10	15.47	1.29	14.00	0.91	-9.5	torsio.-transv.							
					(3.6*)								
<i>Maldonado</i>							<i>UPTC</i>						
1	3.50	1.93	3.81	0.93	8.9	transversal	1	4.19	1.12	4.20	0.97	0.2	transversal
2	5.10	1.15	5.11	0.95	0.2	transversal	2	5.57	1.08	5.64	0.99	1.3	longitudinal
3	5.81	2.16	5.82	0.98	0.2	longitudinal	3	7.89	2.73	7.80	0.91	-1.1	transversal
4	7.78	2.01	7.41	0.81	-4.8	vertical+	4	8.78	1.56	8.59	0.95	-2.2	vertical
5	8.17	1.94	6.56	0.85	-19.7	transversal	5	9.08	1.47	9.11	0.98	0.3	vertical
6	8.48	1.80	8.45	1.00	-0.4	vertical	6	11.40	1.42	10.72	0.91	-6.0	torsional
7	9.92	1.18	9.55	0.87	-3.7	longitudinal	7	13.40	1.70	12.44	0.83	-7.2	torsio.-transv.
8	11.57	1.24	11.58	1.00	0.1	vertical	8	15.81	2.45	13.54	0.91	-14.4	torsional
9	14.83	1.17	13.34	0.92	10.0	torsional						(4.1*)	
					(5.3*)								
<i>Santa Inés</i>							<i>Villa Luz</i>						
1	3.52	2.26	3.50	0.98	-0.6	longitudinal	1	3.37	1.45	3.37	0.97	0.3	longitudinal
2	3.89	2.30	3.95	0.94	1.5	transversal	2	4.74	1.55	4.75	0.95	0.2	transversal
3	5.90	2.71	5.19	0.85	-12.0	transversal	3	5.54	1.68	5.52	1.00	-0.4	vertical
4	6.84	2.47	7.25	0.89	6.0	transversal	4	6.33	2.71	6.28	0.89	-0.8	transversal
5	9.52	2.21	9.51	1.00	-0.1	vertical	5	7.20	2.58	7.48	0.87	3.9	transversal
6	13.34	2.23	13.35	0.91	0.1	vertical	6	7.74	2.39	7.64	0.90	-1.3	transversal
7	15.31	1.93	15.12	0.93	-1.2	torsional	7	9.96	1.03	10.05	0.97	0.9	torsional
					(3.1*)		8	12.52	1.41	12.85	0.95	2.6	vertical
												(1.3*)	

\* Promedio de valores absolutos de  $\varepsilon$ 

+ Modo vertical del tablero y modo global longitudinal

Según la Tabla 6.4, todos los modelos de pasarela presentan valores MAC superiores a 0.9 para la mayoría de los modos y solo dos modelos presentan un modo con un valor MAC inferior a 0.8 (Santiago y Londño). En la misma Tabla 6.4 se muestra que el promedio de los valores absolutos de  $\varepsilon$  para cada

modelo está entre 1.3% y 5.5%. Bajo estos criterios, se establece que se logró una alta correlación del modelo numérico con los resultados experimentales, por lo que los modelos numéricos desarrollados predicen de manera bastante adecuada el comportamiento dinámico de las pasarelas y pueden ser utilizados con buena confiabilidad para la evaluación estructural. Los modelos actualizados resultan útiles para evaluar tanto las condiciones del servicio como la seguridad estructural, así como para diseñar las medidas de intervención.

## 6.5 Respuesta dinámica ante carga peatonal

Debido a la complejidad de las acciones dinámicas generadas por los peatones, la evaluación experimental o numérica de la respuesta de la pasarela debe considerar diferentes variables, entre ellas: el número de peatones; las características de cada peatón (peso del peatón, frecuencia de paso, velocidad de cruce, manera de caminar o correr); e intervalo de entrada o cambio de fase entre peatones. Además, el comportamiento humano cambia cuando los peatones transitan en grupos o perciben las frecuencias naturales de las pasarelas [12]. Por tanto, el grado de sincronización y correlación de los peatones durante el cruce del puente es difícil de generalizar [122]. En la práctica, desarrollar pruebas que cubran todos los casos posibles incluyendo las diferentes variables involucradas en la carga dinámica peatonal es una tarea muy complicada. Esto solo se puede lograr adoptando simplificaciones razonables en los casos y formas de carga, tratando de representar las condiciones probables. En consecuencia, se seleccionaron cinco situaciones de carga de servicio representativas para probarlas experimentalmente. Las pruebas se compararon y complementaron con simulaciones numéricas paso a paso para casos de grupos que caminando y corriendo con el fin de cubrir un rango probable de frecuencias y velocidades de paso.

### 6.5.1 Ensayos de vibración inducida por peatones



**Figura 6-9** Ensayos de vibración inducida por peatones: (a) Vibración ambiental, (b) Tránsito normal, (c) Caminar sincronizado, (d) Correr sincronizado, (e) Impacto humano

**Tabla 6.5** Principales características ensayos de vibración inducida por peatones

Prueba	Descripción	Condición evaluada	Numero de peatones	Formación de peatones	Frecuencia de paso		Repeticiones
					ppm*	Hz	
<i>Pruebas de uso normal</i>							
A	Vibración ambiental	Persistente	Sin	-	-	-	1 (900 s)
B	Tránsito peatonal usual	Persistente	1 to 15	Aleatorio	108 to 132	1.8 to 2.2	1 (1800 s)
<i>Pruebas de cruce sincronizado</i>							
C	Caminar (marchando)	Transitorio	3	Fila lateral	120	2.0	3 ida y regreso
D	Correr	Excepcional	3	Fila lateral	200 ( $\pm 10$ )	3.33 ( $\pm 0.17$ )	3 ida y regreso
<i>Pruebas de carga accidental</i>							
E	Impacto humano (Salto)	Excepcional	1	En el centro	6	0.10	5 saltos

\* pasos por minuto

Con base en los lineamientos de SÉTRA y HIVOSS, se efectuaron una serie de pruebas de vibración en cada pasarela con medición de la respuesta dinámica bajo situaciones definidas de carga peatonal. Así, se planificaron y ejecutaron cinco pruebas encaminadas a evaluar cada una de las condiciones de carga de servicio: 1) uso persistente o permanente, 2) transitorio o temporal y 3) excepcional [11]. En la Figura 6-9 se muestra el detalle del cargado peatonal durante la ejecución de cada tipo de prueba. En la Tabla 6.5 se presentan las principales características de las pruebas de medición de vibraciones para las situaciones de carga peatonal consideradas en este estudio, que fueron idénticas para las ocho pasarelas.

Las dos primeras pruebas (A y B) están relacionadas con las vibraciones provocadas por el uso diario normal de las pasarelas. La prueba A consistió en medir la vibración de la pasarela vacía para identificar el nivel de vibración provocado por el ruido ambiental, generado por el viento y el tráfico de vehículos que pasa por debajo de la pasarela. La prueba B consistió en medir la vibración provocada por el flujo normal de peatones en la pasarela en un momento de tráfico medio.

Para los grupos de peatones o multitudes que cruzan las pasarelas, se consideró un número de peatones sincronizados equivalente a un grupo de personas que caminan de forma asincrónica y en diferentes horarios de entrada, adoptando un criterio comparable con el modelo de número equivalente de peatones ( $N_{eq}$ ) propuesto en [11], [12]. Según [12],  $N_{eq}$  viene dado por

$$N_{eq} = 10.8\sqrt{N\xi} \quad (6.3)$$

donde  $N$  es el número de peatones en el puente peatonal para una condición de tráfico específica y  $\xi$  es el coeficiente de amortiguamiento crítico de la estructura. Esta simplificación permite estimar la respuesta máxima de una multitud escasa o densa formada por  $N$  peatones a frecuencias y fases aleatorias mediante la respuesta máxima de peatones  $N_{eq}$  sincronizados a la misma frecuencia. Un gran grupo de peatones corriendo es dudoso en las pasarelas, pero es probable que haya pequeños grupos de personas trotando o corriendo para hacer ejercicio o corriendo a las escuelas o universidades cercanas. En consecuencia, las pruebas C y D consistieron en el cruce sincronizado de peatones caminando y corriendo, respectivamente. Con base en el tráfico peatonal medio en las pasarelas (ver Tabla 6.1), se seleccionó un  $N_{eq}$  igual a tres para un escenario de carga de diseño de tráfico débil con una densidad de peatones de  $0.20 \text{ p/m}^2$  (clase de tráfico TC2 según [11]). El peso de cada persona seleccionada para la prueba fue de aproximadamente  $750 \text{ N}$ . La frecuencia de paso seleccionada para la prueba de caminar sincronizado fue de  $120$  pasos por minuto ( $2 \text{ Hz}$ ) de acuerdo con la velocidad de avance de los peatones observada en las pasarelas y los valores medios de frecuencia de caminar indicada por varios autores [129]–[131]. La frecuencia de paso de correr se adoptó en  $200$  pasos por minuto ( $3.33 \text{ Hz}$ ), tomando como criterio el valor máximo probable en las pasarelas según las condiciones de movilidad actuales (ancho funcional y tipo de acceso). Se utilizó un metrónomo para lograr la sincronización en las frecuencias seleccionadas.

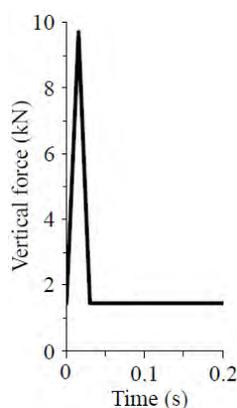


Figura 6-10 Función de fuerza para un impacto humano (salto desde 0.60 m de altura) [10]

Por último, la prueba E, una prueba de tipo accidental que consiste en un impacto provocado por un salto de peatón a una altura de 0.60 m sobre el punto medio del tramo más largo. La prueba E tiene como objetivo comparar la respuesta de cada pasarela ante la acción de un impacto súbito estándar basado en la ISO 10137 [10], que indica una fuerza dinámica 12 veces el peso de un peatón al saltar desde una altura de 0.60 m. Se utilizó una persona con un peso de 750 N para la prueba de impacto humano, por lo que la función de fuerza idealizada, según [10], es la que se muestra en la Figura 6-10. Esta prueba es útil para validar la respuesta obtenida a partir de modelos ante carga peatonal y para verificar el amortiguamiento a utilizar en los modelos.

## 6.5.2 Respuesta medida

La respuesta vertical ( $z$ ), transversal ( $y$ ) y longitudinal ( $x$ ) a las diferentes condiciones de excitación se midieron en el punto medio de los tramos de cada pasarela utilizando la misma disposición de acelerómetros utilizada en los AVTs (ver Figura 6-6). La respuesta se registró a una frecuencia de muestreo de 200 Hz. Los registros de aceleración se procesaron aplicando un filtrado de paso de banda para limitar las frecuencias a un rango de 0.5 a 50 Hz, en concordancia con el rango de frecuencias que afectan el confort humano sugerido por ISO 2631-1 [132]. Los picos de ruido notables en las señales de aceleración se eliminaron mediante un proceso de validación de datos que consistió en comparar los historiales de tiempo medidos entre las repeticiones de prueba. Las respuestas de velocidad se determinaron mediante la integración numérica de las señales de aceleración. Las respuestas máximas en términos de aceleración pico y velocidad pico en el punto medio del tramo más largo para las pruebas de vibración inducida por peatones realizadas en cada puente peatonal se muestran en la Tabla 6.6.

**Tabla 6.6** Aceleración y velocidad máximas medidas en la mitad del vano crítico para las pruebas de vibración

Prueba	Aceleración pico ( $m/s^2$ )			Velocidad pico ( $m/s$ )			Aceleración pico ( $m/s^2$ )			Velocidad pico ( $m/s$ )		
	$z$	$y$	$x$	$z$	$y$	$x$	$z$	$y$	$x$	$z$	$y$	$x$
<i>Santiago</i>						<i>San Laureano</i>						
A	0.14	0.08	0.08	3.01	1.62	2.25	0.13	0.07	0.11	4.33	2.21	3.35
B	0.27	0.10	0.10	5.27	2.81	3.36	0.63	0.31	0.25	15.60	7.82	6.61
C	0.71	0.15	0.15	9.78	2.97	4.74	2.16	0.33	0.32	34.12	7.70	7.50
D	0.98	0.21	0.16	11.70	3.97	3.44	4.26	0.64	0.48	45.63	22.40	9.29
E	1.81	0.38	0.34	13.14	5.57	3.16	4.95	0.91	1.17	42.07	9.08	9.14
<i>Viaducto</i>						<i>Londño</i>						
A	0.18	0.15	0.10	3.53	3.51	2.92	0.11	0.09	0.10	3.97	2.49	2.61
B	0.97	0.19	0.10	10.04	5.40	2.77	0.33	0.10	0.11	4.89	2.74	2.79
C	3.63	0.45	0.25	36.13	7.98	5.42	1.05	0.11	0.13	8.89	2.68	3.15
D	5.58	0.49	0.37	49.14	9.67	6.41	1.95	0.21	0.23	12.02	3.41	3.91
E	6.81	0.92	0.90	54.30	9.01	6.53	2.07	0.25	0.33	15.05	4.30	3.01
<i>Maldonado</i>						<i>UPTC</i>						
A	0.18	0.09	0.09	4.10	3.04	2.73	0.19	0.16	0.09	3.55	3.65	2.88
B	0.58	0.17	0.16	8.78	4.34	3.60	0.83	0.22	0.23	13.38	4.54	5.47
C	1.99	0.24	0.27	21.52	4.23	5.97	1.16	0.20	0.18	17.46	4.32	5.50
D	3.69	0.36	0.42	28.47	8.07	5.79	3.00	0.35	0.45	41.31	9.23	11.95
E	13.54	0.75	0.94	54.16	6.12	15.47	6.94	0.56	0.53	64.69	6.39	3.98
<i>Santa Inés</i>						<i>Villa Luz</i>						
A	0.12	0.08	0.09	2.99	2.23	2.99	0.27	0.09	0.12	5.06	2.12	3.30
B	0.20	0.08	0.13	5.25	2.89	3.98	1.30	0.17	0.29	15.07	4.49	12.40
C	0.47	0.10	0.11	5.62	2.47	3.86	4.95	0.24	0.30	30.69	5.05	5.41
D	0.83	0.11	0.15	14.06	2.02	3.06	7.52	0.60	1.41	57.43	9.79	34.06
E	1.37	0.25	0.16	9.07	3.70	2.39	17.68	0.54	1.32	115.54	6.97	10.08

$z$ : vertical,  $y$ : transversal,  $x$ : longitudinal

## 6.6 Respuesta numérica ante cruce peatonal

### 6.6.1 Descripción de la modelación

Verificar todos los posibles estados de resonancia entre las frecuencias naturales de las pasarelas y los armónicos de caminar y correr de un grupo de peatones o es tarea fácil. La realización de pruebas de cruce peatonal sobre las pasarelas para una amplia gama de frecuencias de paso resultaría en altos costos y largos tiempos de prueba. Con el fin de extender los resultados de las pruebas de caminar y correr sincronizado en todas las frecuencias probables de paso, se llevaron a cabo simulaciones de los  $N_{eq}$  peatones cruzando las pasarelas. Análisis de historia de tiempo se realizaron sobre los modelos numéricos actualizados de las estructuras utilizando un modelo de carga refinado paso a paso. Se modeló la carga dinámica peatonal utilizando funciones de fuerza normalizadas de pisada individuales. Las fuerzas de pisada se ubicaron en los puntos de apoyo de los pies a lo largo del tablero de la pasarela y sus respectivos tiempos se eligieron de acuerdo con las frecuencias de paso seleccionadas. El modelo de carga aplicada se ilustra en la Figura 6-11a. Aunque, por un lado, este método requiere más tiempo de modelado, por otro, es el método más recomendado para casos especiales ya que la respuesta puede evaluarse fácilmente mediante correlación con datos experimentales y ajustarse para incluir representaciones de fenómenos especiales.

Aunque existen marcadas diferencias en la frecuencia de marcha de los peatones según las características de la comunidad que utiliza la pasarela (mujeres, hombres, niños, ancianos, estudiantes, etc.), se encontró un rango típico de frecuencias de marcha entre 1.5 y 2.5 Hz. seleccionados para ser evaluados, de acuerdo con [129], [131], [133], [134]. Establecer un rango probable de frecuencias de correr para la evaluación es más complejo dada su mayor variación, sin embargo, un límite superior de 3.5 Hz para estructuras públicas para peatones parece ser el más apropiado [12], [131], [133]. Con el fin de cubrir un rango de frecuencia de paso continuo, se seleccionaron frecuencias de funcionamiento entre 2.5 y 3.5 Hz para su evaluación. En los modelos de carga se adoptó una longitud media de la pisada ( $l_s$ ) de 0.70 m para caminar y 1.30 m para correr. Los modos con frecuencias naturales de hasta 50 Hz se tuvieron en cuenta en los análisis de acuerdo con el rango de frecuencia de las señales registradas.

### 6.6.2 Nuevas funciones de fuerza normalizadas de un solo paso

Actualmente, varios programas comerciales permiten la inclusión del modelo de carga paso a paso descrito, sin embargo, el único inconveniente es encontrar funciones de fuerza estandarizadas que representen las características de carga de un solo paso para diferentes frecuencias de caminar y correr. Se han hecho muchas propuestas para normalizar las funciones de fuerza periódicas que representan la acción combinada de los dos pies, que son útiles para modelos de carga fija. Sin embargo, muy pocos proponen funciones de fuerza para modelar cada pie por separado. Sobre la base de una investigación en la que se midieron y caracterizaron las fuerzas de reacción del suelo para caminar [116], [135]–[140] y correr [138]–[146], se realizó una parametrización de variables representativas de cada curva medida de fuerza de pisada. Con esto, se propusieron funciones de fuerza normalizadas de un solo paso, que tienen como objetivo estandarizar el proceso de evaluación de vibraciones. De este modo, se encontró que las funciones de fuerza de un solo paso para los componentes verticales, transversales y longitudinales de caminar y correr pueden describirse mediante

$$F_{s(t)} = W_p \sum_{i=1/2}^n \alpha_i \sin\left(2\pi i \frac{f_s}{k_c} t\right) \quad \text{for } 0 \leq t \leq t_c \quad (6.4)$$

En Eq. (5.1),  $i$  tiene valores de  $1/2$ ,  $1$ ,  $3/4$  y  $2$ ;  $W_p$  es el peso del peatón;  $f_s$  es la frecuencia de paso; coeficientes de Fourier  $\alpha_i$  se dan en la Tabla 6.7 para cada componente de caminar y correr; y  $k_c$  es el factor de contacto determinado como la relación entre el tiempo de contacto ( $t_c$ ) del pie en el suelo y el período de un paso ( $T_s = 1/f_s$ ). Los valores de  $k_c$  se calcularon para las fuerzas de reacción medidas en diferentes pruebas consultadas de caminar y correr. Así, se encontró que, para caminar,  $k_c$  varía de 1.2 a 1.3 para frecuencias de paso entre 1.5 a 2.7 Hz. Para la correr natural (aunque depende del tipo de corredor: delantero retropié, antepié o mediopié), se encontró que para frecuencias de paso por encima de 2.7 Hz,  $k_c$  tiende a ser constante con valores entre 0.63 y 0.72, mientras para frecuencias de paso por debajo de 2.5 Hz,  $k_c$  tiene a valores incrementales mayores que uno. Para el presente estudio se adoptaron valores de  $k_c$  de 1.24 para caminar y 0.70 para correr, que parecen ser la tendencia media de las diferentes pruebas.

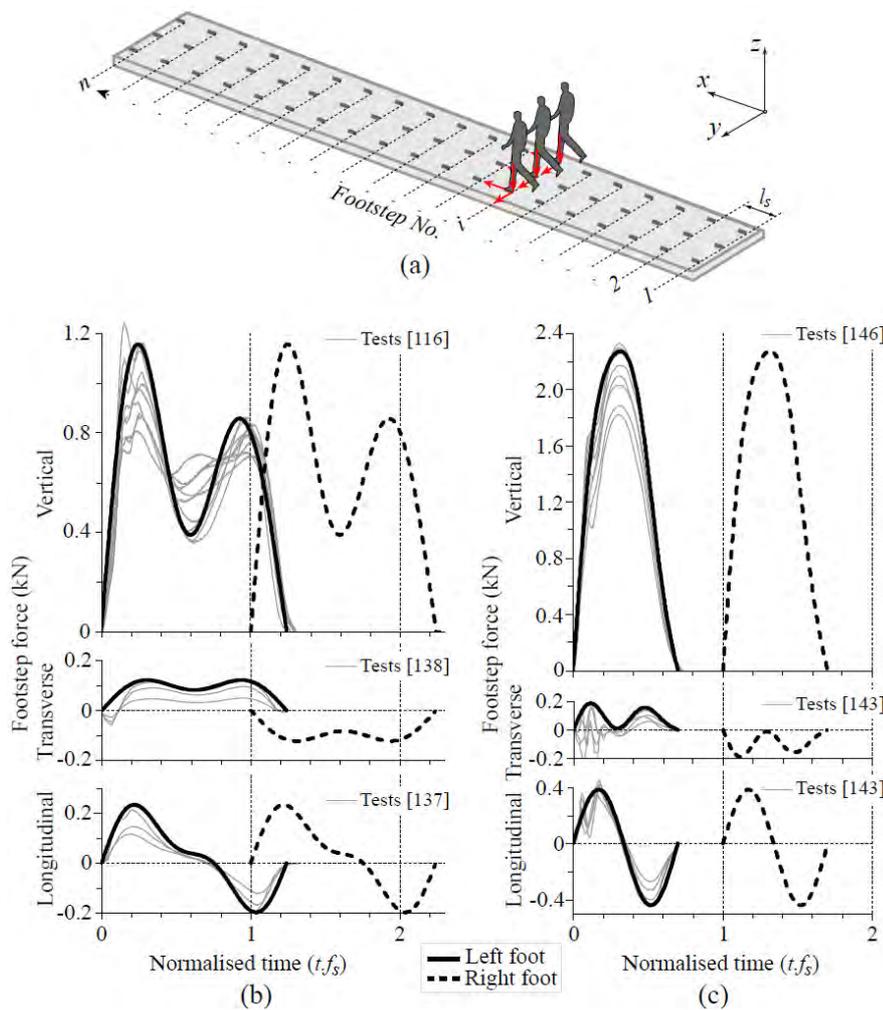


Figura 6-11 Esquema de carga del modelo paso a paso (a) junto con las funciones de fuerzas medidas (gris) y propuestas (negro) transmitidas por cada pie durante caminar (b) y correr (c)

La Figura 6-11 muestra la propuesta de funciones de fuerza de un solo paso para caminar y correr en comparación con algunas de las curvas experimentales representativas (para diferentes velocidades), obtenidas de pruebas de investigación específicas. Como se observa en la Figura 6-11, la función representa la curva envolvente de diseño obtenida a partir de las curvas medias medidas para diferentes velocidades, buscando valores máximos de fuerza comparables a los establecidos para las funciones periódicas de diseño dadas en diferentes guías. En este sentido, los valores máximos de fuerza propuestos

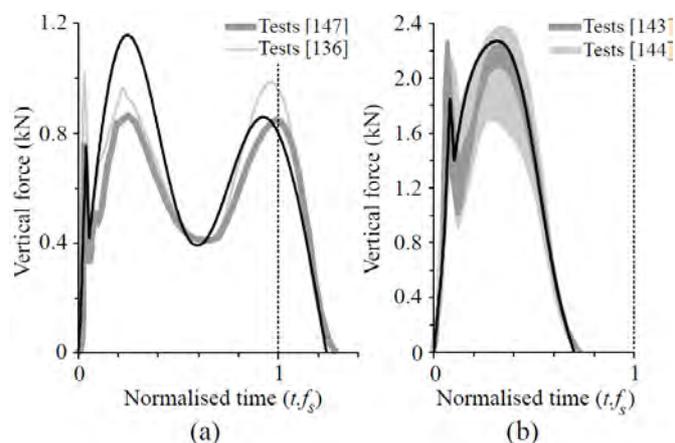
en este estudio son consistentes con los establecidos por Bachmann et al. [133], los cuales han sido aceptadas por diversos reglamentos.

**Tabla 6.7** Constantes de funciones de fuerza normalizadas de un solo paso

$k_c$	Componente de carga	Coeficientes de Fourier			
		$\alpha_{1/2}$	$\alpha_1$	$\alpha_{3/2}$	$\alpha_2$
Caminar (contacto continuo con el suelo)					
1.24	Vertical	1.18	0.15	0.65	0.15
	Transversal	0.17	-	0.06	-
	Longitudinal	0.05	0.23	-	0.10
Correr (contacto discontinuo con el suelo)					
0.70	Vertical	3.00	0.50	-	0.15
	Transversal	0.16	-	0.10	0.08
	Longitudinal	-0.05	0.55	-	-

### 6.6.3 Evaluación del modelo de carga

Inicialmente, los modelos numéricos de cada estructura se validaron comparando las respuestas medidas y simuladas del salto en un punto (impacto humano, Prueba E). Así, utilizando la función de fuerza de la Figura 6-10 en el modelado y los coeficientes de amortiguamiento identificados en el OMA para los modos predominantes, se encontró una buena correlación con la respuesta media medida. En la Figura 6-13 se muestra la comparación de la respuesta vertical simulada y medida del impacto humano para cada pasarela.



**Figura 6-12** Funciones de fuerza de pisada vertical medidas (gris) y propuestas (negro) que incluyen un marcado golpe de talón para caminar (a) y correr (b)

El modelo de carga aplicado se evaluó comparando el historial de tiempo de las respuestas medidas y simuladas para las pruebas sincronizadas de cruce de peatones. A partir de esta comparación, se encontró que la respuesta para caminar normal sin restricciones difiere de la respuesta cuando los peatones tienen una marcha sincronizada. A partir del análisis de las pruebas, se percibió que los peatones generan un marcado golpe de pisada inicial para seguir el ritmo de la marcha sincronizada. Diferentes autores han investigado esta fuerza transitoria inicial [136], [147]–[149], denominada golpe de talón (*heelstrike*) o golpe de pie (*footstrike*), que puede omitirse en la marcha normal dada su corta duración. Sin embargo, cuando este efecto se marcó en el peatón, puede representar una acción vertical considerable tanto en frecuencias intermedias como altas [150]–[153]. Este impulso inicial consta de componentes de frecuencia entre 1 y 75 Hz y una variación de fuerza máxima de 0.5 a 1.25 veces el peso del peatón [148]. En el caso de correr, hay dos formas claras de correr: con y sin marcado golpe de pie [146]. Así, dada

la evidente influencia de este efecto sobre el caminar y el correr sincronizado en las pruebas realizadas, el efecto de golpe de talón se incluyó en las funciones de fuerza vertical de un solo paso con base en mediciones realizadas por algunos autores como se muestra en la Figura 6-12.

La Figura 6-13 muestra la respuesta vertical medida en el punto medio del tramo crítico para las pruebas de caminar y correr en comparación con la respuesta simulada que incluye el golpe de talón. En la Figura 6-13, se observa una gran correlación entre las respuestas experimentales y numéricas para todos los puentes, excepto para la pasarela de San Laureano, donde la respuesta simulada es notablemente menor. Esta diferencia coincide con el alto grado de deterioro de la pasarela de San Laureano, lo que supone una mayor dificultad de modelado.

#### 6.6.4 Resultados de la simulación

Sobre la base de los modelos estructurales y de carga validados, se realizaron simulaciones de cruce peatonal para frecuencias cada 0.025 Hz en un rango de 1.5 a 2.5 Hz para caminar y de 2.5 a 3.5 Hz para correr. La Figura 6-14 muestra los resultados de la simulación para cada puente peatonal en términos de aceleración máxima vertical, transversal y longitudinal en función de la frecuencia de paso para caminar y correr. Las respuestas numéricas que se muestran en la Figura 6-14 incluyen el efecto de un marcado golpe de talón en comparación con la respuesta si este efecto no se hubiera tenido en cuenta. A partir de esto, se puede establecer que llevar el paso, marcando el paso con un golpe, en las pruebas de cruce sincronizado genera una respuesta vertical aproximadamente el doble de caminar o correr de forma libre. Se perciben implicaciones importantes para la respuesta transversal cuando se incluye la fuerza vertical del golpe de talón, lo que indica una participación significativa de los modos de torsión en la respuesta. Los valores de aceleración pico medidos para frecuencias de paso específicas (2.0 y 3.33 Hz) también se muestran en la Figura 6-14 para presentar la validez del modelo en cada caso. En la Figura 6-14 se puede observar una buena coherencia de las simulaciones con la respuesta medida a frecuencias de 2.0 y 3.33 Hz. Sin embargo, en el caso de la pasarela de San Laureano, la respuesta simulada en las tres direcciones es en promedio 37% y 60% de la respuesta medida para caminar y correr, respectivamente. La respuesta medida de la pasarela San Laureano, muy superior a la prevista, coincide con el estado de deterioro más avanzado y la consiguiente dificultad para representar los múltiples fenómenos de daño en el modelo numérico. En el sentido transversal de la pasarela Santiago y en el sentido longitudinal de la pasarela Viaducto, también existen discrepancias significativas entre las respuestas medidas y simuladas que también pueden indicar problemas relacionados con estas dos direcciones.

A partir de las simulaciones, es posible percibir respuestas importantes por resonancia con los tres primeros armónicos de correr para las pasarelas San Laureano, Viaducto, UPTC y Villa Luz, que involucran las tres direcciones.

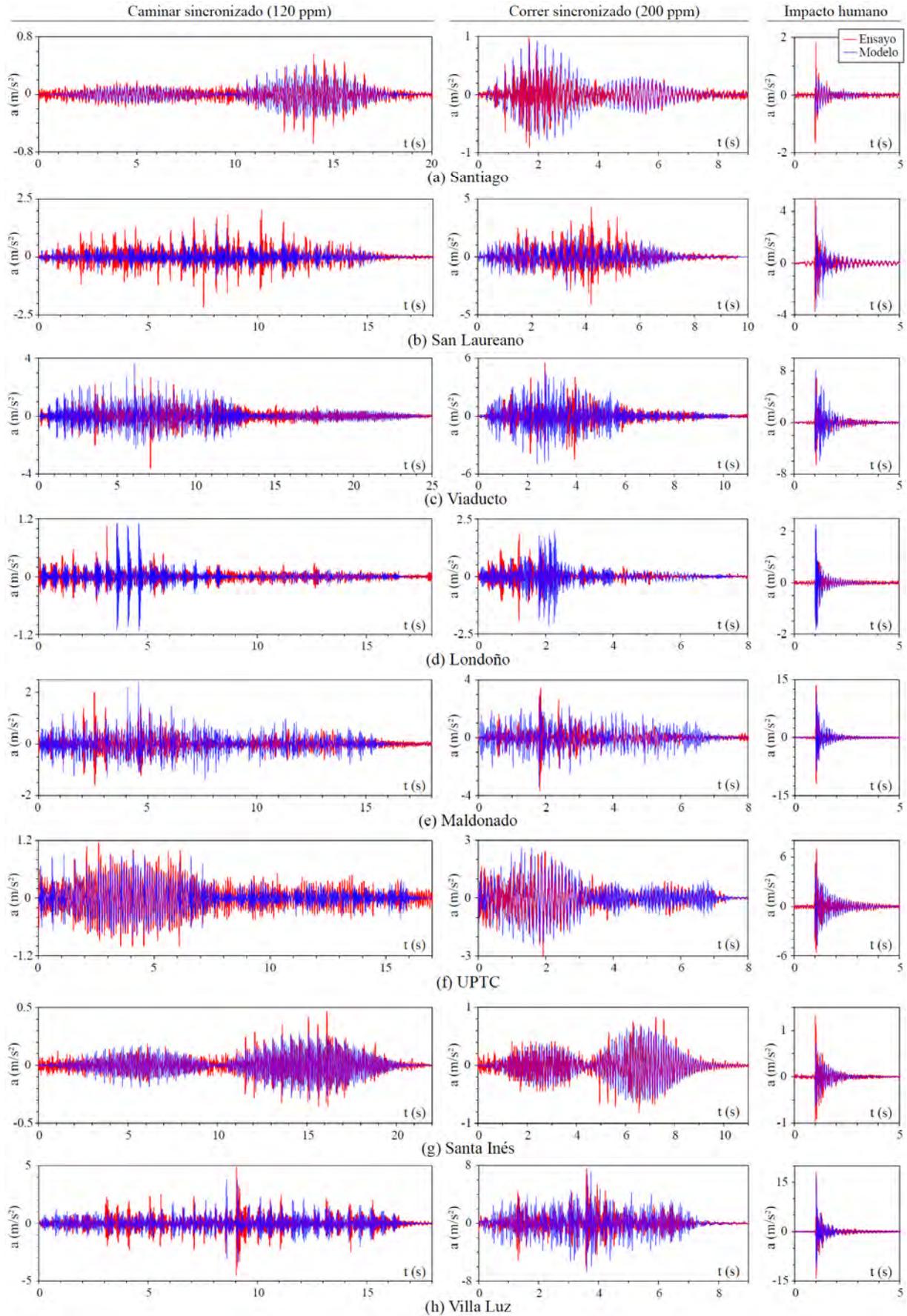


Figura 6-13 Aceleración vertical en el punto medio del vano medida y modelada para cruce sincronizado (incluye golpe de talón)

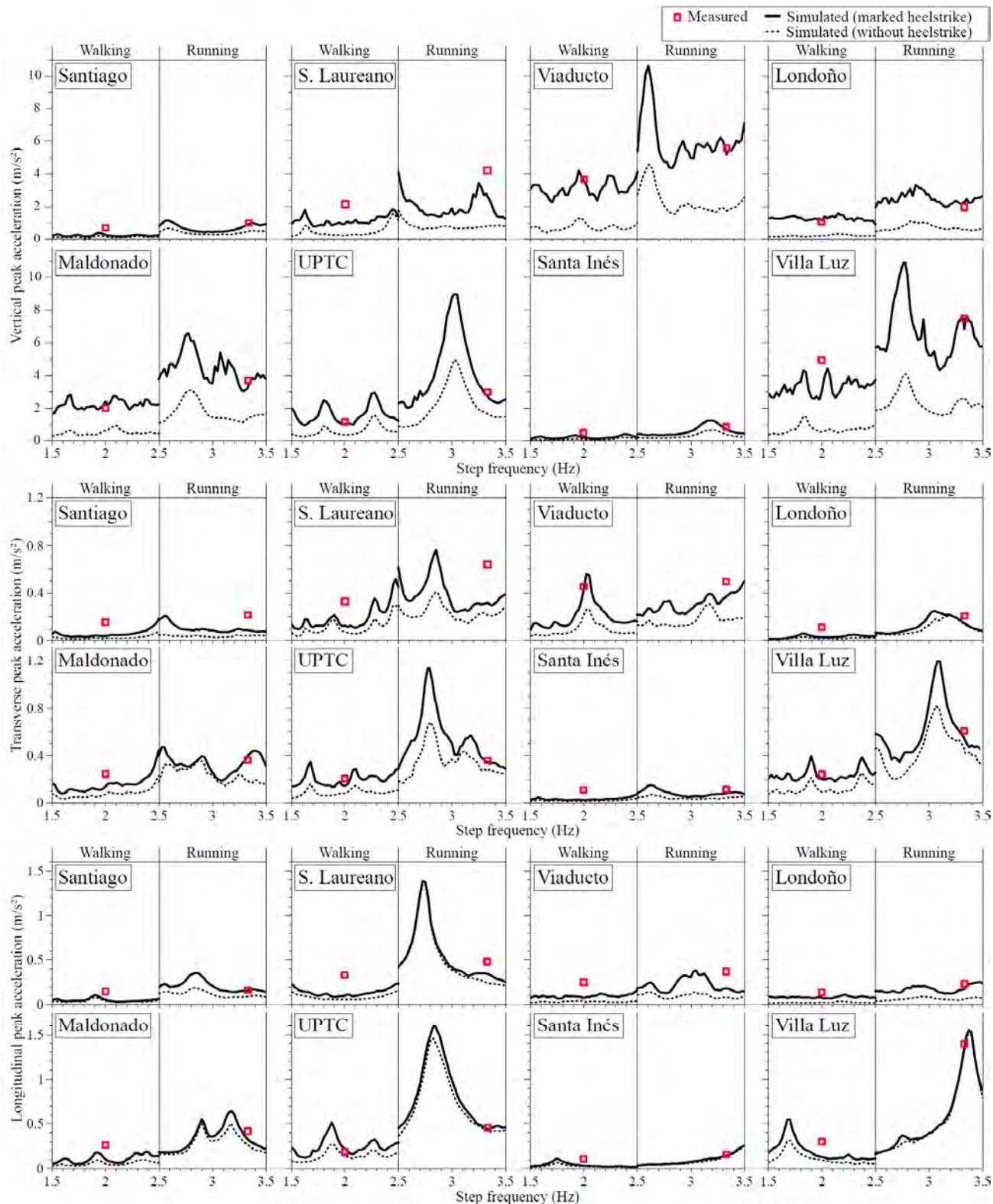


Figura 6-14 Aceleraciones pico (x, y, z) en el punto medio del tramo para diferentes frecuencias de caminar y correr

## 6.7 Evaluación de la capacidad de servicio por vibración

### 6.7.1 Criterios de aceptabilidad

Las pasarelas satisfacen los requisitos de servicio si las vibraciones son levemente perceptibles para condiciones permanentes, soportables para condiciones temporales e intolerables pero seguras para condiciones excepcionales. Este enfoque conduce a la definición de niveles de tolerancia estándar relacionados con la respuesta humana de los usuarios de la pasarela. Sin embargo, el grado en que las personas toleran o se sienten cómodas con las vibraciones estructurales es un fenómeno muy complejo. No solo depende de la magnitud del movimiento, sino también de la duración de los movimientos, la tasa de recurrencia, el tipo de usuario, la apariencia de la estructura y la orientación del peatón, entre otros.

En la práctica, los criterios de aceptabilidad se han definido en función de los umbrales medios de percepción humana del movimiento, como los emitidos por ISO 2631-2/89 [154] e ISO 10137 [10], que han sido la base de diversas normativas sobre vibraciones. Estos umbrales de percepción consideran rangos de resonancia críticos de acuerdo con las frecuencias del cuerpo humano, que están entre 4 y 8 Hz para la vibración de pie a cabeza y <2 Hz para vibración de lado a lado y espalda a pecho. En este rango, las personas presentan mayor sensibilidad a los movimientos y requieren más atención a la hora de evaluar la comodidad humana.

Las curvas base establecidas en ISO 2631-2/89 representan el límite inferior de vibraciones detectables por una persona. Estas curvas se han definido en RMS (raíz cuadrada media) y se pueden utilizar para comparar aceleraciones pico, multiplicando sus valores por (anexo B en [154]). Las curvas base se amplifican mediante factores de multiplicación (MF) para establecer magnitudes de vibración satisfactorias o tolerables en relación al lugar y tipo de actividad. Se recomiendan MF de 1 a 128 para actividades habituales, pero pueden tomar valores de hasta 400 para situaciones extraordinarias [10]. De acuerdo con los criterios ISO 10137, se establecieron límites de confort para este estudio en relación a la tolerancia a las vibraciones en ciertos escenarios (ver Tabla 6.8). En la Tabla 6.8 cada límite define un grado de confort: máximo, medio o mínimo. Las aceleraciones por encima del límite mínimo de confort se consideran intolerables y por encima del límite de pánico se consideran inseguras.

**Tabla 6.8** Límites de confort adoptados para vibración en pasarelas basados en ISO 10137

Límite de confort	MF de la curva base [154]		Situación evaluada
	Vertical	Horizontal	
Máximo	60	30	Condiciones permanentes
Medio	128	60	Condiciones temporales
Mínimo	200	128	Condiciones excepcionales
Pánico (límite de seguridad)	400	200	Evento extraordinario

Dentro de las recomendaciones específicas de capacidad de servicio para pasarelas se encuentran las establecidas por SÉTRA y HIVOSS. En ambas guías especializadas se presenta una evaluación de vibraciones para bajas frecuencias (<5 Hz), que considera el primer y segundo armónico del caminar y el primer armónico del correr peatonal. Como resultado, los rangos de riesgo de resonancia se definen como: frecuencias verticales o longitudinales menores a 5 Hz para SÉTRA y 4.6 para HIVOSS; y frecuencias transversales inferiores a 2.5 Hz para SÉTRA y 1.2 para HIVOSS. Por tanto, si la estructura presenta frecuencias naturales fuera de los rangos de riesgo de resonancia, no es necesario verificar los niveles de vibración. Para los casos en los que las frecuencias naturales se encuentran dentro de los rangos de riesgo, los niveles de confort se clasifican en máximo, medio, mínimo e inaceptable (ver Tabla 6.9). En general, la evaluación de vibraciones dentro de un rango de frecuencia limitado está más dirigida a evitar vibraciones excesivas que afectan el funcionamiento y el comportamiento estructural

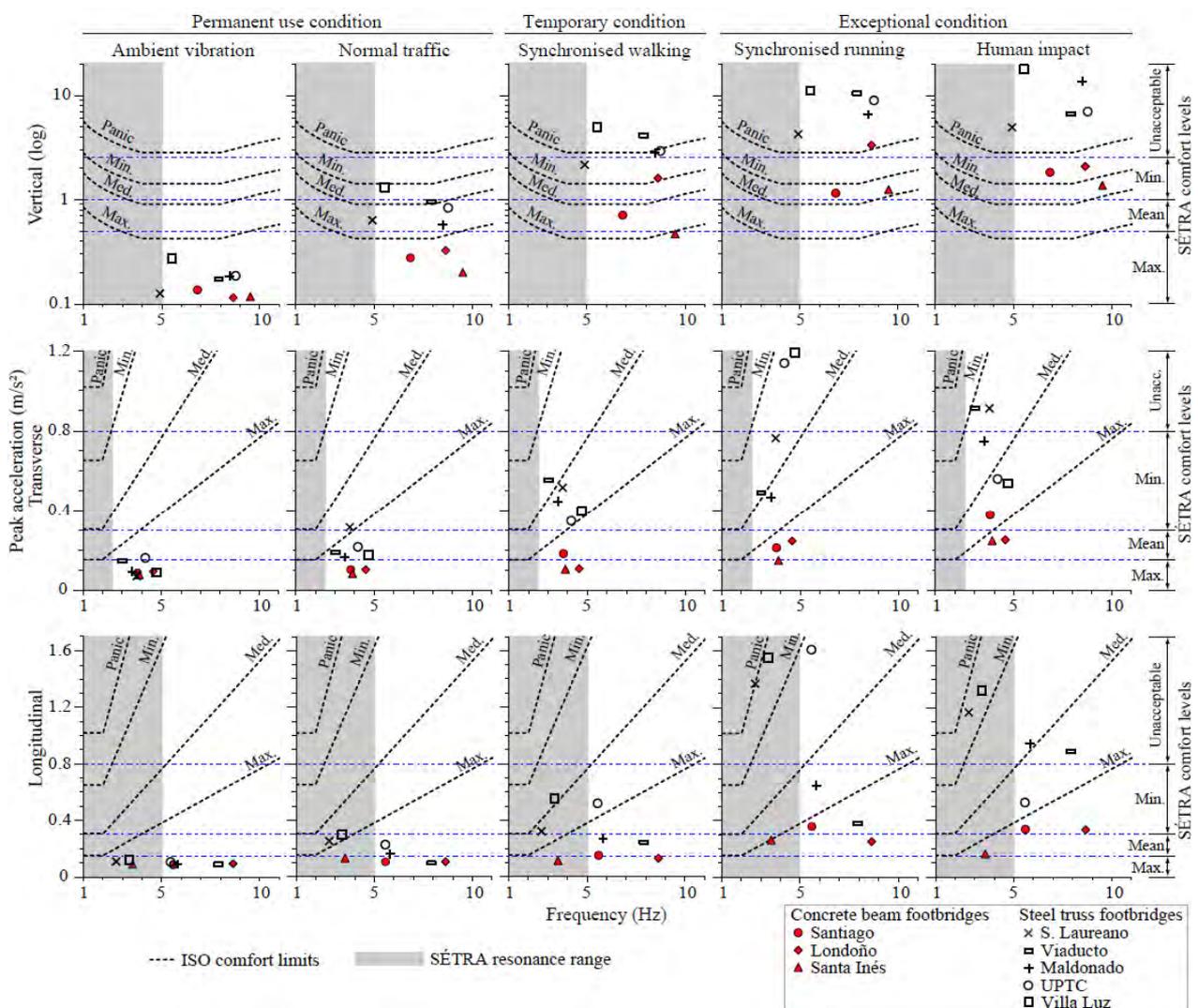
de la pasarela. Los requisitos de confort establecidos por SÉTRA (que son similares a los establecidos en HIVOSS) se utilizaron para evaluar los niveles de vibración en las pasarelas estudiadas.

**Tabla 6.9** Niveles de confort definidos en SÉTRA

Nivel de confort	Límite de aceleración (m/s <sup>2</sup> )	
	Vertical	Horizontal
Máximo	<0.5	<0.15 (0.1*)
Medio	0.5-1.0	0.15 (0.1*)-0.3
Mínimo	1.0-2.5	0.3-0.8
Inaceptable	>2.5	>0.8

\* Valor límite definido en HIVOSS

### 6.7.2 Evaluación de niveles de vibración



**Figura 6-15** Respuestas máximas de las pasarelas para diferentes condiciones de cargado peatonal en comparación con los umbrales de confort ISO 10137 y SÉTRA

La Figura 6-15 muestra las vibraciones máximas obtenidas de las pruebas y simulaciones para cada situación considerada en comparación con los requisitos de capacidad de servicio de ISO 10137 y SÉTRA.

Según SÉTRA en la Figura 6-15, las vibraciones verticales y transversales no requieren verificaciones adicionales, a excepción de la pasarela San Laureano que presenta una frecuencia vertical muy cercana a los 5 Hz. Sin embargo, para frecuencias longitudinales las pasarelas de San Laureano, Santa Inés y Villa Luz se encuentran dentro del rango de riesgo de resonancia. Luego de verificar los niveles de aceleración, dos de esas pasarelas (San Laureano y Villa Luz) presentan resonancia con el primer armónico de correr, generando aceleraciones longitudinales calificadas como inaceptables para condiciones excepcionales. Para las demás situaciones menos severas, las pasarelas de San Laureano y Villa Luz también presentan una respuesta importante: para condiciones de uso permanente se clasifican como confort medio, mientras que para condiciones temporales se clasifican como confort mínimo. En el caso de impacto humano (situación extraordinaria) la aceleración generada por estas dos pasarelas también se considera inaceptable. La pasarela de San Laureano es la más crítica dado que presenta vibraciones inaceptables tanto para vibraciones verticales como longitudinales.

Una evaluación más amplia de la capacidad de servicio para todas las pasarelas puede ser establecida mediante los requisitos de confort para peatones según ISO 10137. En la Figura 6-15 se observa que varias pasarelas superan el límite de pánico o protección de seguridad por lo que las vibraciones se pueden clasificar como inseguras en: Viaducto y Villa Luz para condiciones temporales; y San Laureano, Viaducto, Londoño, Maldonado, UPTC, Villa Luz para condiciones excepcionales. Si bien las vibraciones verticales son las más desfavorables, las vibraciones longitudinales debidas a condiciones excepcionales en San Laureano y Villa Luz superan el límite mínimo de confort y, por lo tanto, se consideran intolerables. En todas las pasarelas las vibraciones en la dirección lateral están por debajo del límite mínimo de confort. La evaluación de la capacidad de servicio de cada pasarela de acuerdo con los límites de confort ISO 10137 se muestra en la Tabla 6.10. En resumen, solo dos pasarelas, Santiago y Santa Inés, cumplen adecuadamente las condiciones de confort, mientras que Viaducto y Villa Luz tienen problemas más serios debido a vibraciones inseguras para condiciones tanto temporales como extraordinarias.

**Tabla 6.10** Grado de confort de las pasarelas investigadas para cada situación de servicio

Pasarela	Condición de uso permanente		Condición temporal	Condición excepcional		Dirección de mayor vibraciones
	Vibración ambiental	Transito normal	Caminar sincronizado (o multitudes)	Correr sincronizado	Impacto humano	
Santiago	Máximo	Máximo	Medium	Mínimo	Intolerable	Vertical
S. Laureano	Máximo	Medio	Intolerable	Inseguro	Inseguro	vertical, long., transv.
Viaducto	Máximo	Mínimo	Inseguro	Inseguro	Inseguro	vertical, transv.
Londoño	Máximo	Máximo	Intolerable	Inseguro	Intolerable	vertical
Maldonado	Máximo	Medium	Intolerable	Inseguro	Inseguro	vertical
UPTC	Máximo	Medium	Intolerable	Inseguro	Inseguro	vertical, long., transv.
Santa Inés	Máximo	Máximo	Máximo	Mínimo	Mínimo	vertical
Villa Luz	Máximo	Mínimo	Inseguro	Inseguro	Inseguro	vertical, long., transv.

## 6.8 Incomodidad por vibración y deterioro

Con el fin de comparar la vibración percibida con el grado de deterioro de las pasarelas, se formuló un índice global de incomodidad por vibración, *VDI* (*Vibration discomfort index*). Basado en una calificación de la percepción de vibraciones para todas las situaciones de servicio evaluadas, el índice *VDI* se define como:

$$VDI = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{4n} \quad (6.5)$$

En Eq. (6.5),  $P_i$  es la valoración de la percepción de vibraciones según el grado de confort (Máximo = 0, Medio = 1, Mínimo = 2, Intolerable = 3, Inseguro = 4); y  $n$  es el número de situaciones evaluadas. Los valores de  $VDI$  cercanos a uno indican vibraciones inseguras para condiciones de servicio permanentes, transitorias y excepcionales, mientras que los valores iguales a cero corresponden a vibraciones imperceptibles para todas las situaciones operativas posibles.

La Figura 6-16 muestra los valores de  $VDI$  en comparación con el índice de deterioro (DI) para las pasarelas estudiadas. Se puede percibir que existe una asociación directa entre el nivel de incomodidad y el grado de deterioro. Esto sugiere que el deterioro de las pasarelas está influenciado por el nivel de vibración, ya sea por fatiga o por daños directos provocados por altas vibraciones. Adicionalmente, podría indicar que el deterioro provoca un aumento de los niveles de vibración en las pasarelas que a su vez las hace no confortables.

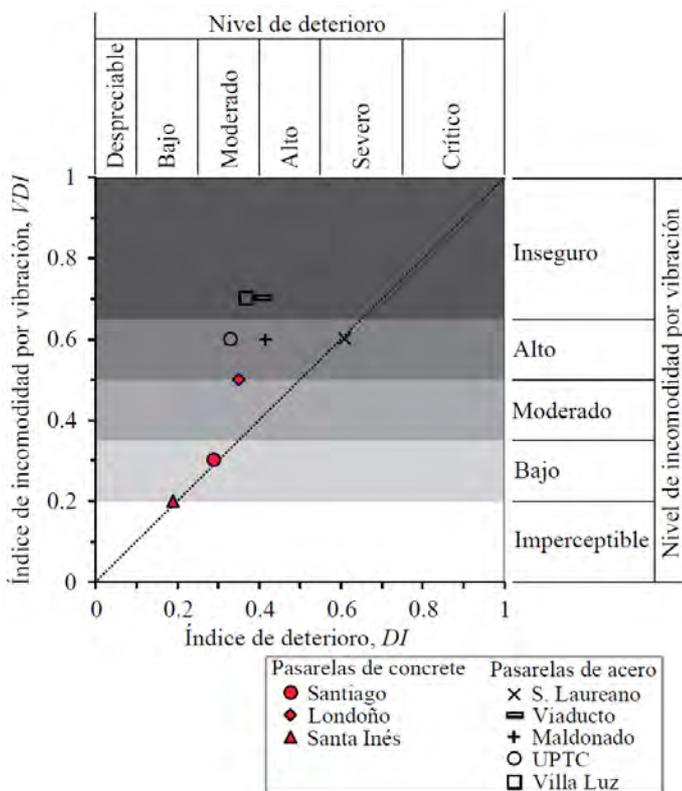


Figura 6-16 Comparación entre incomodidad por vibración y deterioro para las pasarelas investigadas

Haciendo una clasificación global en niveles de incomodidad por vibración como se muestra en Figura 6-16 se puede establecer que: Las pasarelas Viaducto y Villa Luz corren el riesgo de sufrir daños debido a altas vibraciones consideradas inseguras; Las pasarelas San Laureano, Maldonado y UPTC muestran una alta incomodidad; La pasarela Londoño tiene un nivel de incomodidad moderada; La pasarela Santiago presenta baja incomodidad; mientras que las vibraciones en la pasarela de Santa Inés son prácticamente imperceptibles.

## 6.9 Conclusiones del capítulo

De la evaluación de deterioro de las ocho pasarelas investigadas se encontró que siete de las pasarelas presentan considerables problemas de deterioro, que van desde daños leves en algunos elementos hasta daños severos que representan un riesgo estructural para la seguridad. El grado de deterioro de las pasarelas se puede describir como: severo en San Laureano por lo que tuvo que ser cerrado; alto en Viaducto y Maldonado; moderado en Santiago, Londoño, UPTC y Villa Luz; y leve en Santa Inés.

Aunque no hay datos de estado iniciales para comparar parámetros modales antes y después del deterioro, se percibieron algunas características asociadas con el daño. Valores significativos de amortiguamiento crítico para bajas vibraciones pueden estar asociados al considerable grado de deterioro de las pasarelas. El proceso de actualización de los modelos numéricos indicó una reducción sustancial en las propiedades de rigidez, que se asoció con daños (rotura de elementos, agrietamiento, deterioro de la soldadura y fatiga).

Las pruebas estándar de vibración inducida por peatones complementadas con simulaciones paso a paso que utilizan las nuevas funciones normalizadas de fuerza de un solo paso resultan ser una forma confiable de estimar la respuesta crítica en las pasarelas. Así, se encontraron respuestas considerables en San Laureano, Viaducto, UPTC y Villa Luz, que principalmente involucran las direcciones vertical y longitudinal. Se encontró también que el efecto del golpe inicial del pie (golpe de talón) en cada paso durante las pruebas de marcha y carrera sincronizadas tiene una influencia significativa en la respuesta y debe considerarse en los modelos de carga.

La evaluación de la capacidad de servicio con base en los criterios de aceptabilidad de SÉTRA indicó que solo San Laureano y Villa Luz presentan vibraciones inaceptables, siendo la dirección longitudinal la que representa el incumplimiento más claro. De acuerdo con los umbrales de ISO 10137: Viaducto y Villa Luz son las pasarelas más críticas, mostrando altas vibraciones consideradas inseguras para condiciones de carga temporales y excepcionales; mientras que San Laureano, Londoño, Maldonado y UPTC presentan vibraciones inseguras en caso de una condición de carga excepcional.

Una clasificación global en niveles de incomodidad por vibración permitió un veredicto más claro dirigido a la gestión de estas infraestructuras. De esta manera, Viaducto y Villa Luz presentan vibraciones excesivas definidas como inseguras, lo que requiere una intervención inmediata; San Laureano, Maldonado y UPTC tienen un nivel alto de incomodidad que resulta inadmisibles por lo que estas pasarelas necesitan intervención; Londoño muestra un nivel moderado de incomodidad que se puede permitir, pero se recomienda una mejora de su estado estructural; Santiago se clasifica como de baja incomodidad; mientras que Santa Inés no presenta vibraciones perceptibles molestas por cualquier posible condición de servicio.

Se encontró una gran coherencia entre el nivel de incomodidad por vibraciones y los niveles de deterioro, lo que es consistente con la percepción de los usuarios de pasarelas. Sin embargo, solo con una evaluación periódica se podría formular una correlación clara. Es claro que los niveles altos de vibración están asociados con niveles considerables de daño, lo que puede estar asociado a su vez a la generación de vibraciones mayores, lo que representa una pérdida de seguridad estructural con el tiempo.



# Capítulo 7

## Conclusiones

---

Las estructuras civiles reales son sistemas dinámicos complejos de gran tamaño con un importante número de grados de libertad, con características de amortiguamiento variantes por la irregularidad de materiales y formas de construcción, que están sometidas a diversidad de tipos de excitación. Además, son susceptibles sufrir un rápido deterioro. Con esto, la obtención de un diagnóstico basado en la respuesta dinámica requiere un tratamiento diferente dependiendo del tipo de estructura y principalmente de la complejidad de las acciones a las que estará sometida durante su vida útil, que comprende condiciones de operación (personas, tráfico vehicular, maquinaria, viento) y situaciones extremas (sismo, impactos, viento extremo). Así, el problema completo de evaluación de comportamiento dinámico de una estructura debe resolver un conjunto de variables y procedimientos que impliquen la inclusión de métodos estadísticos y tratamientos combinados de la respuesta numérica y experimental.

Diversidad de métodos de medición y análisis de la vibración para el estudio del comportamiento dinámico han sido desarrollados, sin embargo, las aplicaciones prácticas en el diagnóstico de estructuras civiles todavía requieren definiciones más claras de procedimiento y cuantificación del daño. Un diagnóstico basado en vibración, DV, presenta muchas aplicaciones prácticas en estructuras civiles, pero se requiere un proceso de estandarización de procedimientos, para que estas técnicas sean realmente aplicadas.

VARIABLES como la baja sensibilidad de la rigidez de una estructura tras presentar deterioro leve o la susceptibilidad a los cambios de temperatura son los inconvenientes comunes encontrados a la hora de adelantar un diagnóstico basado en vibración. La definición de deterioro o daño a partir de la evaluación de la respuesta dinámica debe implicar un conocimiento previo del comportamiento dinámico de la estructura y del nivel de las acciones dinámicas, para establecer con claridad un indicador de deterioro apropiado.

De acuerdo al análisis de degradación de los tres nudos viga-columna de CR (TC, ERC y GTRC) ensayados bajo carga cíclica, se tiene:

- Los nudos de TC y ERC presentaron un buen comportamiento estructural, por lo que se pueden clasificar como de alta capacidad de disipación de energía, mientras el nudo de GTRC presentó mayor degradación de sus propiedades de disipación que desalientan su utilización en zonas de amenaza sísmica.

- Los análisis de deterioro muestran que la proporción del daño varía significativamente dependiendo del parámetro que se utilice para la cuantificación. Se evidencia que el daño antes de la fisuración no es muy claro de cuantificar. Algunos autores consideran daño nulo antes de la fisuración, mientras que el daño evaluado con base en cambio en la frecuencia estructural indica presencia de daño a bajos niveles de deriva. En general, es conveniente integrar diferentes parámetros en un índice de daño a fin de tener en cuenta las diferentes características de degradación que implican daño en una estructura. Para esto, es aconsejable incluir parámetros modales acompañados de parámetros del nivel de respuesta.
- Los índices de daño basados en el nivel de respuesta y la energía histerética disipada, como el índice de Park y Ang, son adecuados para describir el grado de deterioro de la estructura para cargas cíclicas de alta intensidad, sin embargo, su evaluación en casos de estructuras reales resulta dispendiosa. El índice propuesto en este trabajo basado en la deriva máxima alcanzada y el cambio en la frecuencia estructural describe el daño de forma similar que otros modelos de cuantificación más complejos, pero su implementación resulta más sencilla de aplicar en el diagnóstico de estructuras. Así, con el índice propuesto: TC y ERC alcanzaron el 80% de daño (considerado un nivel de daño severo) a una deriva del 4%, mientras que GTRC presentó un 80% de daño a una deriva del 3.08%. Con el modelo de Park y Ang: TC y ERC alcanzan el 80% de daño a una deriva de 3.5%, lo que indica un desempeño sísmico adecuado. En el caso de GTRC, el nivel de daño del 80% se alcanzó para una deriva del 2.9%, lo que indica un desempeño sísmico moderado o aceptable.

Del proceso diagnóstico profundo realizado a 22 edificaciones deterioradas de muros de concreto, se tiene que:

- El índice de deterioro global basado en pruebas de vibración indicó un 37% de deterioro en promedio para las edificaciones estudiadas, mientras que un índice de deterioro medio ( $I_{Dm}$ ) basado en las patologías encontradas y la deficiencia en requisitos de calidad indicó un deterioro promedio del 30%. Aunque cuantificar el deterioro es muy susceptible al parámetro que se utilice y a la forma que se defina el deterioro, se encuentra una gran coherencia entre el grado de deterioro y la degradación de las propiedades dinámicas y de rigidez de las estructuras.
- Las pruebas de vibración son una buena herramienta para la definición de la rigidez global de la estructura. Sin embargo, estas pruebas presentan limitaciones para percibir pequeños cambios en la rigidez y por tanto dificulta su utilización para la detección de deterioro leve.

De los resultados del diagnóstico de vibraciones realizado a las ocho pasarelas peatonales en deterioro, se pueden establecer lo siguiente:

- Aunque no hay datos de estado iniciales para comparar parámetros modales antes y después del deterioro, se percibieron algunas características asociadas con daño. Valores significativos de amortiguamiento crítico para bajas vibraciones pueden estar asociados al considerable grado de deterioro de las pasarelas. El proceso de actualización de los modelos numéricos indicó una reducción sustancial en las propiedades de rigidez, que se asoció con daños (rotura de elementos, agrietamiento, deterioro de la soldadura y fatiga).
- Las pruebas estándar de vibración inducida por peatones complementadas con simulaciones paso a paso que utilizan las nuevas funciones normalizadas de fuerza de un solo paso resultan ser una forma confiable de estimar la respuesta crítica en las pasarelas. Se encontró también que el efecto del golpe inicial del pie (golpe de talón) en cada paso durante las pruebas de caminar y correr sincronizado tiene una influencia significativa en la respuesta y debe considerarse en los modelos de carga.

- Un nuevo concepto de incomodidad por vibración fue introducido en este estudio para ser relacionado con el grado de deterioro de las estructuras. Así, la clasificación global en niveles de incomodidad por vibración propuesto permitió un veredicto más claro dirigido a la gestión de estas infraestructuras.
- De acuerdo a los índices propuestos de incomodidad por vibración (*VDI*) y deterioro (*DI*), se encontró una gran coherencia entre el nivel de incomodidad por vibraciones y los niveles de deterioro, lo que es consistente con la percepción de los usuarios de las pasarelas. Es claro que los niveles altos de vibración están asociados con niveles considerables de daño, lo que puede estar relacionado, a su vez, con la generación de vibraciones mayores y representa una pérdida de seguridad estructural con el tiempo.

En síntesis, se encuentra que la evaluación de la respuesta dinámica con mediciones directas de campo es de gran utilidad para especificar un estado de comportamiento global, que, al ser comparado con las especificaciones requeridas para una estructura nueva, dan un diagnóstico de deterioro comparable con el establecido con un levantamiento diagnóstico por inspección. Se encontró que el nivel de vibración está altamente relacionado con el nivel de daño, siendo este hecho más notorio para niveles elevados de vibración, pero también se percibe para cargas de servicio normales. En este sentido, se recomienda realizar investigación con diagnóstico periódico del deterioro y la vibración a fin de formular una clara correlación entre ellas. De esta manera, se recomienda fomentar investigación que involucre diagnóstico periódico del deterioro y la vibración a fin de formular una clara correlación entre ellas.

# Chapter 7

## Conclusions

---

Real civil structures are large complex dynamic systems with a significant number of degrees of freedom, with variable damping characteristics due to the irregularity of materials and the kind of construction, which are subject to a variety of excitation types. In addition, they are susceptible to rapid deterioration. With this, obtaining a diagnosis based on the dynamic response requires a different treatment depending on the type of structure and mainly on the complexity of the actions to which it will be subjected during its useful life, which includes operating conditions (people, vehicular traffic, machinery, wind) and extreme situations (earthquakes, impacts, extreme winds). Thus, the complex problem of evaluating the dynamic behavior of a structure must solve a set of variables and procedures that involve the inclusion of statistical methods and combined treatments of the numerical and experimental response.

Diversity of vibration measurement and analysis methods for the study of dynamic behavior have been developed, however, practical applications in the diagnosis of civil structures still require clearer definitions of procedure and damage quantification. A diagnosis based on vibration, DV, has many practical applications in civil structures, but standardising procedures is essential, so that these techniques are really applied.

Variables such as the low sensitivity of the stiffness of a structure after presenting slight deterioration or susceptibility to changes in temperature are the common drawbacks found when carrying out a diagnosis based on vibration. The definition of deterioration or damage from the evaluation of the dynamic response must imply a prior knowledge of the dynamic behavior of the structure and the level of dynamic actions, in order to clearly establish an appropriate deterioration indicator.

According to the degradation analysis of the three CR beam-column nodes (TC, ERC and GTRC) tested under cyclic loading:

- The TC and ERC joints showed good structural behavior, so they can be classified as having a high energy dissipation capacity, while the GTRC joint presented greater degradation of its dissipation properties that discourage its use in seismic hazard zones.
- The deterioration analyses showed that the proportion of the damage varies significantly depending on the parameter used for quantification. It is evident that the damage before cracking is not very clear to quantify. Some authors consider null damage before cracking, while the damage evaluated

based on the change in structural frequency indicates the presence of damage at low levels of drift ratio. It is convenient to integrate different parameters in a damage index in order to take into account the different degradation characteristics that imply damage in a structure. For this, it is advisable to include modal parameters accompanied by parameters of the response level.

- Damage indices based on the response level and dissipated hysteretic energy, such as the Park and Ang index, are adequate to describe the degree of deterioration of the structure for high intensity cyclical loads, however, their evaluation in cases of real structures is onerous. The index proposed in this work, based on the maximum drift achieved and the change in structural frequency, describes the damage in a similar way to other more complex quantification models, but its implementation could be easier to apply in the diagnosis of structures. Thus, with the proposed damage index: TC and ERC reached 80% of damage (considered a level of severe damage) at a 4% drift ratio, while GTRC presented 80% damage at a 3.08% drift ratio. With the Park and Ang model: TC and ERC reached 80% damage at a 3.5% drift ratio, which indicates adequate seismic performance. In the case of the GTRC, the 80% damage level was reached for a 2.9% drift ratio, which indicates a moderate or acceptable seismic performance.

From the comprehensive diagnostic process carried out on 22 deteriorated concrete wall buildings, the following can be concluded:

- The global deterioration index based on vibration tests indicated a 37% deterioration on average for the buildings studied, while an average deterioration index based on the pathologies found and the deficiency in quality requirements indicated an average deterioration of the 30%. Although quantifying the deterioration is very susceptible to the parameter used and the way the deterioration is defined, a great coherence is found between the degree of deterioration and the degradation of the dynamic and stiffness properties of the structures.
- Vibration tests are a good tool for defining the overall stiffness of the structure. However, these tests have limitations to perceive small changes in stiffness and therefore make it difficult to use them for the detection of slight deterioration.

From the results of the vibration diagnosis carried out on the eight deteriorating pedestrian walkways, the following conclusions can be drawn:

- Although there is no initial state data to compare modal parameters before and after deterioration, some characteristics associated with damage were perceived. Significant values of damping ratios for low vibrations can be associated with the considerable degree of deterioration in the footbridges. The model updating process indicated a substantial reduction in stiffness properties, which was associated with damage (element breakage, cracking, weld deterioration and fatigue).
- Standard pedestrian-induced vibration tests supplemented with step-by-step simulations using the new normalised single-footstep force functions turned out to be a reliable way to estimate the critical response in footbridges. The effect of the initial foot strike (heelstrike) in each footstep during synchronised walking and running tests has a significant influence on the response and should be considered in the load models.
- A new concept of vibration discomfort was introduced in this study to be related to the degree of deterioration of the structures. Thus, the global classification in levels of discomfort due to vibration proposed allowed a clearer verdict aimed at the management of these infrastructures.
- According to the index of the proposed vibration discomfort (VDI) and deterioration (DI) indices, a great coherence was found between the level of vibration discomfort and the levels of deterioration, which is consistent with the perception of the footbridge users. It is clear that high levels of

vibration are associated with considerable levels of damage, which may be related, in turn, to the generation of higher vibrations and represents a loss of structural safety over time.

In brief, it is found that the evaluation of the dynamic response with direct field measurements is very useful to specify a state of global behavior. This state can be compared with the specifications required for a new structure to give a deterioration diagnosis comparable to that established with a diagnostic survey by inspection. It was found that the level of vibration is highly related to the level of damage. This fact was more noticeable for high levels of vibration, but it was also perceived for normal service loads. Accordingly, it is recommended to further research that involves periodic diagnosis of deterioration and vibration in order to formulate a clear correlation between them.

## Referencias

- [1] D. Huston, *Structural Sensing, Health Monitoring, and Performance Evaluation*. Universidad of Vermont, Burlington, USA: CRC Press, Taylor and Francis Group, 2010.
- [2] R. Brincker and C. E. Ventura, *Introduction to Operational Modal Analysis*. Chichester, UK: John Wiley & Sons, Ltd, 2015.
- [3] C. Rainieri and G. Fabbrocino, *Operational modal analysis of civil engineering structures. An introduction and guide for applications*. Springer International Publishing, 2014.
- [4] M. V. Biezma and F. Schanack, "Collapse of Steel Bridges," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 21, no. 5, pp. 398–405, 2007.
- [5] L. Deng, W. Wang, and Y. Yu, "State-of-the-Art Review on the Causes and Mechanisms of Bridge Collapse," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 30, no. 2, p. 04015005, 2016.
- [6] A. K. Chopra, *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1995.
- [7] R. Clough and J. Penzien, *Dynamics of structures*. Berkeley, USA: Computers and Structures, Inc., 2003.
- [8] L. E. García Reyes, *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá D.C.: Universidad de los Andes, 1998.
- [9] L. M. Gil-Martín, J. F. Carbonell-Márquez, E. Hernández-Montes, M. Aschheim, and M. Pasadas-Fernández, "Dynamic magnification factors of SDOF oscillators under harmonic loading," *Appl. Math. Lett.*, vol. 25, no. 1, pp. 38–42, 2012.
- [10] International Standards Organization - ISO, *ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*. 2007.
- [11] HIVOSS European research project, "Human-induced vibration of steel structures: design of footbridges, guideline and background document," Luxembourg, 2008.
- [12] SÉTRA - service d'Études techniques des routes et autoroutes, "Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading," Paris - France, 2006.
- [13] European Committee for Standardization - CEN, *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges*. 2003.
- [14] L. Frýba, *Vibration of solids and structures under moving loads*, Third edit. London, U. K. and Prague, Czech Republic: Thomas Telford Ltd and Academia, publishing house, 1999.
- [15] A. W. Leissa and M. S. Qatu, *Vibrations of continuous systems*. Mc Graw Hill, 2011.
- [16] C. Y. Wang and C. M. Wang, *Structural vibration. Exact solutions for strings, membranes, beams and plates*. Boca Raton, Florida, U.S.: CRC Press, Taylor and Francis Group, 2014.
- [17] S. S. Rao, *The finite element method in engineering*, 6th ed. Butterworth-Heinemann, Elsevier Inc., 2017.
- [18] M. Petyt, *Introduction to finite element vibration analysis*, Second. Cambridge University Press, 2010.
- [19] A. Angoshtari and A. G. Matin, *Finite element methods in civil and mechanical engineering: A mathematical*

- introduction. CRC Press, Taylor and Francis Group, 2021.
- [20] M. Gallego Silva and A. Sarria Molina, *El concreto y los terremotos, conceptos, comportamiento, patología y rehabilitación*, Segunda Ed. Bogotá D.C.: Asociación colombiana de productores de concreto, ASOCRETO, 2010.
- [21] M. Aschheim, E. Hernández-Montes, and D. Vamvatsikos, *Design of reinforced concrete buildings for seismic performance*. CRC Press, Taylor and Francis Group, 2019.
- [22] DIN-Deutsches Institut für Normung, *DIN 4150-3. Vibrations in buildings - Part 3: Effects on structures*. German National Standard: Deutsches Institut Fur Normung E.V., 2016.
- [23] A. E. Rodríguez-Suesca, J. J. Cala-Monroy, J. J. Puentes-Baron, and O. J. Gutiérrez-Junco, “Evaluación de vibraciones resonantes y condiciones de servicio de puentes peatonales: estudio de caso acceso UPTC – Tunja,” in *CONPAT 2019 - XV Congreso Latinoamericano de Patología de Construcción y XVII Congreso de Control de Calidad en la Construcción, Vol. 2, PATOLOGÍA*, 2019.
- [24] J. Havskov and G. Alguacil, *Instrumentation in earthquake seismology*. 2016.
- [25] International Standards Organization - ISO, *ISO 4866. Mechanical vibration and shock — Vibration of buildings — Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings*. 2010.
- [26] V. Mallardo and M. H. Aliabadi, “Optimal sensor placement for structural, damage and impact identification: A review,” *SDHM Struct. Durab. Heal. Monit.*, vol. 9, no. 4, pp. 287–323, 2014.
- [27] A. R. M. Rao and G. Anandakumar, “Optimal sensor placement techniques for system identification and health monitoring of civil structures,” *Smart Struct. Syst.*, vol. 4, no. 4, pp. 465–492, 2008.
- [28] International Standards Organization - ISO, *ISO 5348. Mechanical vibration and shock — Mechanical mounting of accelerometers*. 1998.
- [29] DIN-Deutsches Institut für Normung, *DIN 45669-2. Measurement of vibration immission - Part 2: Measuring method*. 2005.
- [30] J. K. Sinha, *Vibration analysis, instruments and signal processing*. Boca Raton, Florida, U.S.: CRC Press, Taylor and Francis Group, 2014.
- [31] Dytran Instruments Inc., “VibraScout 6D - 5346A vibration measurement system.” Dytran Instruments Inc., Chatsworth, California, 2014.
- [32] International Standards Organization - ISO, *ISO 1683 - Specifies reference values used in acoustics, in order to establish a uniform basis for the expression of acoustical and vibratory levels*. 2008.
- [33] The Mathworks Inc, “MATLAB.” R2015b; R2019a., 2019.
- [34] P. Avitabile, *Modal testing: a practitioner’s guide*. John Wiley & Sons Ltd, 2018.
- [35] C. Rainieri and G. Fabbrocino, *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. New York, NY: Springer New York, 2014.
- [36] J. S. Bendat and A. G. Piersol, *Engineering applications of correlation and spectral analysis*. New York, NY: Wiley-Interscience, 2003.
- [37] S. CY, T. YG, A. RJ, and B. D, “Complex mode indicator function and its applications to spatial domain parameter estimation,” *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 2, no. 4, pp. 367–377, 1988.
- [38] R. Brincker, L. Zhang, and P. Andersen, “Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition,” *Smart Mater. Struct.*, vol. 10, no. 3, pp. 441–445, 2001.
- [39] R. Brincker, L. Zhang, and P. Andersen, “Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition,” in *Proceedings of the 18 International Modal Analysis Conference, IMAC 18*, 2000, pp. 625–630.
- [40] R. Brincker, C. E. Ventura, and P. Andersen, “Damping estimation by frequency domain decomposition,” in *Proceedings of the 19th International Modal Analysis Conference, IMAC 19*, 2001, vol. 1, pp. 698–703.
- [41] R. Brincker and L. Zhang, “Frequency domain decomposition revisited,” *IOMAC 2009 - 3rd Int. Oper. Modal Anal. Conf.*, pp. 615–626, 2009.
- [42] P. Van Overschee and B. De Moor, *Subspace identification for linear systems*. Kluwer Academic Publishers, 1996.

- [43] R. Brincker and P. Andersen, “Understanding Stochastic Subspace Identification,” *Conf. Proc. Soc. Exp. Mech. Ser.*, 2006.
- [44] B. Peeters and G. De Roeck, “Stochastic system identification for operational modal analysis: A Review,” *J. Dyn. Syst. Meas. Control. Trans. ASME*, vol. 123, no. 4, pp. 659–667, 2001.
- [45] J. He and Z.-F. Fu, *Modal analysis*. Oxford, UK: Butterworth-Heinemann, 2001.
- [46] P. Avitabile, *Modal Testing. A practitioner’s guide*. John Wiley & Sons Ltd, 2018.
- [47] R. J. Allemang, “The modal assurance criterion - Twenty years of use and abuse,” *Sound Vib.*, vol. 37, no. 8, pp. 14–21, 2003.
- [48] J. Mottershead and M. Friswell, *Finite element model updating in structural dynamics*. 1995.
- [49] S. Sehgal and H. Kumar, “Structural dynamic model updating techniques: a state of the art review,” *Arch. Comput. Methods Eng.*, vol. 23, no. 3, pp. 515–533, 2016.
- [50] J. R. Casas and F. Rodrigues, “Bridge condition and safety based on measured vibration level,” in *IABSE Symposium Report*, 2015, pp. 12–29.
- [51] A. González *et al.*, “TRUSS - Training in Reducing Uncertainty in Structural Safety: D5.2 Final Report: WP5 - Rail and Road Infrastructure,” 2019.
- [52] F. Moreu *et al.*, “Reference-free displacements for condition assessment of timber railroad bridges,” *J. Bridg. Eng.*, vol. 21, no. 2, p. 04015052, 2016.
- [53] J. J. Moughty and J. R. Casas, “Performance assessment of vibration parameters as damage indicators for bridge structures under ambient excitation,” in *X International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2017*, 2017, vol. 199, pp. 1970–1975.
- [54] J. J. Moughty and J. R. Casas, “Assessment of bridge condition and safety based on measured vibration level,” in *TRUSS - Training in Reducing Uncertainty in Structural Safety: D5.2 Final Report: WP5 - Rail and Road Infrastructure*, European Commission, 2019, pp. 25–30.
- [55] L. Wang and T. H. T. Chan, “Review of vibration-based damage detection and condition assessment of bridge structures using structural health monitoring,” in *The Second Infrastructure Theme Postgraduate Conference: Rethinking Sustainable Development: Planning, Engineering, Design and Managing Urban Infrastructure*, 2009, no. March.
- [56] Applied Technology Council (ATC), *ATC-20: Field Manual: Postearthquake Safety Evaluation of Buildings*. 1995.
- [57] C. Rojahn and P. Mork, “An analysis of strong-motion data from a severely damaged structure, the Imperial County Services Building, El Centro, California,” *Open-File Rep.*, no. 81–194, pp. 1–38, 1981.
- [58] C. E. Ventura and Y. Ding, “Linear and nonlinear seismic response of a 52-storey steel frame building,” *Struct. Des. Tall Build.*, vol. 9, no. 1, pp. 25–45, 2000.
- [59] M. Çelebi, “Seismic Monitoring of Structures and New Developments,” in *Earthquakes and Health Monitoring of Civil Structures*, M. Garevski, Ed. Springer Environmental Science and Engineering, 2013, pp. 37–84.
- [60] M. P. Limongelli and M. Çelebi, *Seismic structural health monitoring: from theory to successful applications*. Springer International Publishing, 2019.
- [61] M. Çelebi, “S2HM of Buildings in USA,” in *Seismic Structural Health Monitoring*, 2019, pp. 3–30.
- [62] Applied Technology Council (ATC), “ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” Redwood City, California, 1996.
- [63] Federal Emergency Management Agency, “Fema 274: NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” Washington, DC, 1997.
- [64] Federal Emergency Management Agency, “FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” 2000.
- [65] R. T. Leon, “Shear strength and hysteretic behavior of interior beam-column joints,” *ACI Struct. J.*, vol. 87, no. 1, pp. 3–11, 1990.
- [66] A. Sharma, R. Eligehausen, and G. R. Reddy, “A new model to simulate joint shear behavior of poorly

- detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints,” *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 3, pp. 1034–1051, 2011.
- [67] M. Youssef and A. Ghobarah, “Modelling of RC beam-column joints and structural walls,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 5, no. 1, pp. 93–111, 2001.
- [68] L. M. Gil-Martín, A. E. Rodríguez-Suesca, M. A. Fernández-Ruiz, and E. Hernández-Montes, “Cyclic behavior of RC beam-column joints with epoxy resin and ground tire rubber as partial cement replacement,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 211, pp. 659–674, Jun. 2019.
- [69] M. A. Fernández-Ruiz, L. M. Gil-Martín, J. F. Carbonell-Márquez, and E. Hernández-Montes, “Epoxy resin and ground tyre rubber replacement for cement in concrete: Compressive behaviour and durability properties,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 173, pp. 49–57, Jun. 2018.
- [70] “Sika,” *Manual productos Sika*, 2017. [Online]. Available: [www.sika.com](http://www.sika.com).
- [71] L. Pirozzolo, “Optimization of bituminous sub-ballast in railways infrastructures under sustainability criteria,” PhD Thesis. University of Granada, 2017.
- [72] European Committee for Standardization, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [73] ACI 374.1-05, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary*, vol. 05, no. Reapproved. 2014.
- [74] E. Hernández-Montes, M. A. Aschheim, and L. M. Gil-Martín, “Energy components in nonlinear dynamic response of SDOF systems,” *Nonlinear Dyn.*, vol. 82, no. 1–2, pp. 933–945, 2015.
- [75] G. M. Priestley, M. J. N.; Seible, F.; and Calvi, *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [76] D. Mostofinejad and A. Akhlaghi, “Experimental Investigation of the Efficacy of EBROG Method in Seismic Rehabilitation of Deficient Reinforced Concrete Beam–Column Joints Using CFRP Sheets,” *J. Compos. Constr.*, vol. 21, no. 4, p. 04016116, 2017.
- [77] J. Kim and J. M. LaFave, “Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam–column connections,” *Eng. Struct.*, vol. 29, pp. 2523–2539, 2007.
- [78] M. T. De Risi, P. Ricci, G. M. Verderame, and G. Manfredi, “Experimental assessment of unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars,” *Eng. Struct.*, vol. 112, pp. 215–232, 2016.
- [79] S. Park and K. M. Mosalam, “Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement,” *Eng. Struct.*, vol. 36, pp. 198–209, 2012.
- [80] F. Faleschini, L. Hofer, M. A. Zanini, M. dalla Benetta, and C. Pellegrino, “Experimental behavior of beam-column joints made with EAF concrete under cyclic loading,” *Eng. Struct.*, vol. 139, pp. 81–95, 2017.
- [81] M. J. N. Priestley, *Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings*, vol. 1, no. 1. 1997.
- [82] S. Mangalathu and J. S. Jeon, “Classification of failure mode and prediction of shear strength for reinforced concrete beam-column joints using machine learning techniques,” *Eng. Struct.*, vol. 160, no. January, pp. 85–94, 2018.
- [83] A. A. Park R, “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete,” *Struct. Eng.*, vol. 111, no. 4, pp. 722–739, 1985.
- [84] I. Villemure and E. Ventura, “Damage Indices for Reinforced Concrete Frames: Evaluation And Correlation,” *Dep. Civ. Eng.*, vol. Master of, no. July, p. 196, 1995.
- [85] M. hossein Saghafi and H. Shariatmadar, “Enhancement of seismic performance of beam-column joint connections using high performance fiber reinforced cementitious composites,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 180, pp. 665–680, 2018.
- [86] R. Sharma and P. P. Bansal, “Behavior of RC exterior beam column joint retrofitted using UHP-HFRC,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 195, pp. 376–389, 2019.

- [87] D. Biskinis and M. N. Fardis, "Effect of Lap Splices on Flexural Resistance and Cyclic Deformation Capacity of RC Members," *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 102, no. S1, pp. 51–59, 2007.
- [88] European Committee for Standardization, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3*. 2005.
- [89] S. B. Ang, A. H., Kim, W. J., & Kim, "Damage estimation of existing bridge structures," *Struct. Eng. Nat. Hazards Mitig.*, pp. 1137–1142, 1993.
- [90] H. J. Jiang, L. Z. Chen, and Q. Chen, "Seismic Damage Assessment and Performance Levels of Reinforced Concrete Members," in *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, 2011, no. 14, pp. 939–945.
- [91] E. DiPasquale and A. S. Cakmak, "On the relation between local and global damage indices," 1989.
- [92] M. Zameeruddin and K. K. Sangle, "Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures," *Structures*, vol. 6, pp. 119–133, 2016.
- [93] F. Mayagoitia and F. Ochoa Rojas, *Construcción de vivienda con sistemas industrializados de muros en concreto*. Bogotá D.C.: ASOCRETO, 2010.
- [94] Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes, *NSR-10. Reglamento Colombiano Construcción Sismo Resistente. Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998, decreto 926 de 2010*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, 2010.
- [95] American Concrete Institute - ACI, "ACI 437R - Strength evaluation of existing concrete buildings," 2003.
- [96] American Concrete Institute - ACI, "ACI 214.4R - Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results," 2010.
- [97] American Concrete Institute - ACI, "ACI 228.1R - In-place methods to estimate concrete strength," 2003.
- [98] American Concrete Institute - ACI, "ACI 201.1R - Guide for making a condition survey of concrete in service," 1997.
- [99] American Concrete Institute - ACI, "ACI 224.1R - Causes, evaluation and repair of cracks in concrete structures," 1998.
- [100] Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación - ICONTEC, "NTC 2 - Ensayo de tracción para materiales metálicos. Método de ensayo a temperatura ambiente," 1995.
- [101] ASTM International, "C42/C42M - Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete," 2003.
- [102] ASTM International, "C39/39M - Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens," 2012.
- [103] ASTM International, "ASTM C805 - Standard test method for rebound number of hardened concrete," 2002.
- [104] ASTM International, "ASTM C597 - Standard test method for pulse velocity through concrete," 2002.
- [105] European Committee for Standardization - CEN, "EN 14630 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method," 2006.
- [106] ASTM International, "ASTM C1084 - Standard test method for portland-cement content of hardened hydraulic-cement concrete," 2010.
- [107] ASTM International, *ASTMC597/C597M-16 - Standard test method for pulse velocity through concrete*. West Conshohoken, Pa, USA, 2016.
- [108] W. H. Hu, C. Moutinho, E. Caetano, F. Magalhes, and L. Cunha, "Continuous dynamic monitoring of a lively footbridge for serviceability assessment and damage detection," *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 33, pp. 38–55, 2012.
- [109] P. Dallard *et al.*, "London Millennium Bridge: Pedestrian-Induced Lateral Vibration," *J. Bridg. Eng.*, vol. 6, no. 6, 2001.
- [110] Y. Dziuba, P., Grillaud, G., Flamand, O., Sanquier, S., & Tétard, "La passerelle Solférino

- comportement dynamique (dynamic behaviour of the Solférino bridge),” *Bull. Ouvrages Métalliques*, vol. 1, pp. 34–57, 2001.
- [111] American Institute of Steel Construction - AISC, *Steel design guide 11: Vibrations of steel-framed structural systems due to human activity*. 2016.
- [112] European Committee for Standardization - CEN, *Eurocode 5: Design of timber structures—Part 2: Bridges*. EN 1995-2:2004, 2004.
- [113] British Standards Institution - BSI, *UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. BS EN 1991-2:2003, 2008.
- [114] K. Van Nimmen, G. Lombaert, G. De Roeck, and P. Van den Broeck, “Vibration serviceability of footbridges: Evaluation of the current codes of practice,” *Eng. Struct.*, vol. 59, pp. 448–461, 2014.
- [115] S. Živanović, A. Pavić, and E. T. Ingólfsson, “Modeling Spatially Unrestricted Pedestrian Traffic on Footbridges,” *J. Struct. Eng.*, vol. 136, no. 10, pp. 1296–1308, 2010.
- [116] D. B. Davis, “Finite element modeling for prediction of low frequency floor vibrations due to walking,” Doctoral dissertation, Virginia Polytechnic Institute, 2008.
- [117] SYNPEX European research project, “Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges,” 2008.
- [118] J. G. S. da Silva, P. C. G. d. S. Vellasco, S. A. L. de Andrade, L. R. O. de Lima, and F. P. Figueiredo, “Vibration analysis of footbridges due to vertical human loads,” *Comput. Struct.*, vol. 85, no. 21–22, pp. 1693–1703, 2007.
- [119] M. Cacho-Pérez and A. Lorenzana, “Walking Model to Simulate Interaction Effects between Pedestrians and Lively Structures,” *J. Eng. Mech.*, vol. 143, no. 9, p. 04017109, 2017.
- [120] C. C. Caprani and E. Ahmadi, “Formulation of human–structure interaction system models for vertical vibration,” *J. Sound Vib.*, vol. 377, pp. 346–367, 2016.
- [121] M. A. Toso and H. M. Gomes, “A coupled biodynamic model for crowd-footbridge interaction,” *Eng. Struct.*, vol. 177, no. October 2017, pp. 47–60, 2018.
- [122] S. Živanović, A. Pavić, and P. Reynolds, *Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: A literature review*, vol. 279, no. 1–2. 2005.
- [123] A. Younis, O. Avci, M. Hussein, B. Davis, and P. Reynolds, “Dynamic Forces Induced by a Single Pedestrian: A Literature Review,” *Appl. Mech. Rev.*, vol. 69, no. 2, 2017.
- [124] L. Márquez, “Análisis de la percepción de seguridad en puentes peatonales: una aproximación mediante modelación híbrida,” *Rev. Ing. Univ. Medellín*, vol. 14, no. 27, pp. 93–110, 2015.
- [125] INVIAS and Universidad Nacional de Colombia, “Manual para la inspección visual de puentes y pontones,” 2006.
- [126] American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO, “The manual for the bridge evaluation,” Washington, DC, 2018.
- [127] American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO, “Manual for bridge element inspection,” Washington, DC, 2015.
- [128] Computers & Structures Inc, “CSI Analysis reference manual SAP2000,” Berkeley, California, USA, 2016.
- [129] Y. Matsumoto, H. Shiojiri, T. Nishioka, H. Shiojiri, and K. Matsuzaki, “Dynamic design of footbridges,” *IABSE Proc.*, vol. 2, no. 17, pp. 1–15, 1978.
- [130] J. E. Wheeler, “Prediction and control of pedestrian-induced vibration in footbridges,” *J. Struct. Div.*, vol. 108, no. ST-9, pp. 2045–2065, 1982.
- [131] H. Bachmann and W. Ammann, *Vibrations in structures induced by man and machines*. IABSE·AIPC·IYBH, 1987.
- [132] International Standards Organization - ISO, *ISO 2631-1: Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 1: General requirements*. 1997.
- [133] H. Bachmann *et al.*, *Vibration problems in structures*. Birkhäuser Basel, 1995.
- [134] A. Pachi and T. Ji, “Frequency and velocity of people walking,” *Struct. Eng.*, vol. 83, no. 3, pp. 36–

- 40, 2005.
- [135] P. O. Riley, G. Paolini, U. Della Croce, K. W. Paylo, and D. C. Kerrigan, "A kinematic and kinetic comparison of overground and treadmill walking in healthy subjects," *Gait Posture*, vol. 26, no. 1, pp. 17–24, 2007.
- [136] M. W. Whittle, *Gait analysis an introduction*, Fourth Edi. Elsevier, 2007.
- [137] D. A. Winter, *The biomechanics and motor control of human gait*, vol. 74, no. 2. Waterloo, Ontario, Canada: University of Waterloo Press, 1988.
- [138] J. Nilsson and A. Thorstensson, "Ground reaction forces at different speeds of human walking and running," *Acta Physiol. Scand.*, vol. 136, no. 2, pp. 217–227, 1989.
- [139] M. Damavandi, P. C. Dixon, and D. J. Pearsall, "Ground reaction force adaptations during cross-slope walking and running," *Hum. Mov. Sci.*, vol. 31, no. 1, pp. 182–189, 2012.
- [140] T. S. Keller, A. M. Weisberger, J. L. Ray, S. S. Hasan, R. G. Shiavi, and D. M. Spengler, "Relationship between vertical ground reaction force and speed during walking, slow jogging, and running," *Clin. Biomech.*, vol. 11, no. 5, pp. 253–259, 1996.
- [141] P. O. Riley, J. Dicharry, J. Franz, U. Della Croce, R. P. Wilder, and D. C. Kerrigan, "A kinematics and kinetic comparison of overground and treadmill running," *Med. Sci. Sports Exerc.*, vol. 40, no. 6, pp. 1093–1100, 2008.
- [142] F. Munro, D. I. Miller, and A. J. Fuglevand, "Ground reaction forces in running: a reexamination," *J. Biomech.*, vol. 20, no. 2, pp. 147–155, 1987.
- [143] J. Hamill, B. T. Bates, K. M. Knutzen, and J. A. Sawhill, "Variations in ground reaction force parameters at different running speeds," *Hum. Mov. Sci.*, vol. 2, no. 1–2, pp. 47–56, 1983.
- [144] P. R. Cavanagh and M. A. Lafortune, "Ground reaction forces in distance running," *J. Biomech.*, vol. 13, no. 5, pp. 397–406, 1980.
- [145] S. A. Bus, "Ground reaction forces and kinematics in distance running in older-aged men," *Med. Sci. Sports Exerc.*, vol. 35, no. 7, pp. 1167–1175, 2003.
- [146] K. Bas, B. S. W, Z. Sjouke, Z. Wiebren, and B. Ida, "Comparison of vertical ground reaction forces during overground and treadmill running. A validation study," *BMC Musculoskelet. Disord.*, vol. 13, no. 235, pp. 1–8, 2012.
- [147] M. W. Whittle and C. D. Williams, "Reliability of force platform data in the estimation of insole shock attenuation," in *Eighth Biennial Conference of the Canadian Society for Biomechanics*, 1994, pp. 170–171.
- [148] S. R. Simon, I. L. Paul, J. Mansour, M. Munro, P. J. Abernethy, and E. L. Radin, "Peak dynamic force in human gait," *J. Biomech.*, vol. 14, no. 12, 1981.
- [149] M. W. Whittle, "Generation and attenuation of transient impulsive forces beneath the foot: A review," *Gait Posture*, vol. 10, no. 3, pp. 264–275, 1999.
- [150] Steel Construction Institute, *Design guide on the vibration of floors - SCI 076*. 1989.
- [151] W. D. Varela, "Modelo Teórico-experimental para análise de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios," *Tese*, no. Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ, 2004.
- [152] M. Willford, C. Field, and P. Young, "Improved methodologies for the prediction of footfall-induced vibration," *AEI 2006 Build. Integr. Solut. - Proc. 2006 Archit. Eng. Natl. Conf.*, vol. 2006, p. 17, 2006.
- [153] A. L. Smith, S. J. Hicks, and P. J. Devine, *SCI P354: Design of floors for vibration: a new approach*. Ascot, Berkshire, UK: The Steel Construction Institute, 2007.
- [154] International Standards Organization - ISO, *ISO 2631-2 (89): Evaluation of human exposure to whole-body vibration -- Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz)*. 1989.



## Contribuciones

Los resultados del desarrollo del presente trabajo doctoral se ven reflejados en los productos listados a continuación.

### *Artículos publicados*

L.M. Gil-Martín, A.E. Rodríguez-Suesca, M.A. Fernández-Ruiz, E. Hernández-Montes. Cyclic behavior of RC beam-column joints with epoxy resin and ground tire rubber as partial cement replacement. *Construction and Building Materials*, Volume 211, 2019, Pages 659-674. ISSN 0950-0618. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.216>. JCR Q1.

### *Artículos enviados*

A.E. Rodríguez-Suesca, O.J. Gutiérrez-Junco, E. Hernández-Montes. Vibration performance assessment of deteriorating footbridges: A study of Tunja's public footbridges. Sent May 19, 2021 to *Engineering Structures Journal*. JCR Q1.

### *Conferencias internacionales*

A. E. Rodríguez-Suesca, J. J. Cala-Monroy, J.P. Salcedo-Hernández. Evaluation and rehabilitation of the temple of Our Lady of the Mercedes, Matanza – Colombia: Seismic strengthening measures. *Proceedings of the 4th International Conference on Preservation, Maintenance and Rehabilitation of Historic Buildings and Structures, REHAB 2019*. Guimaraes, Portugal. Green Lines Institute for Sustainable Development. Pag. 311-321. July 2019. ISBN 978-9898734419.

A.E. Rodríguez-Suesca, L.R. Prieto-Serrano, G. Riaño-Salamanca, J.H. Vargas-Ortiz. Evaluación patológica de sistemas industrializados de muros en concreto reforzado: estudio de un caso extremo. *XV Congreso internacional de patología y recuperación de estructuras, CINPAR 2019*. Salta, Argentina. Universidad Católica de Salta. Volumen I, pág. 609-620. Noviembre de 2019. ISBN 978-9506232054.

A. E. Rodríguez-Suesca, J. J. Cala-Monroy, J. J. Puentes-Baron, O. J. Gutiérrez-Junco. Evaluación de vibraciones resonantes y condiciones de servicio de puentes peatonales: estudio de caso acceso UPTC – Tunja. *XV Congreso Latinoamericano de Patología de Construcción y XVII Congreso de Control de Calidad en la Construcción, CONPAT 2019*. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. Aconpat México. Volumen 2. Octubre 2019. <https://doi.org/10.21041/CONPAT2019/V2PAT202>.

### ***Conferencias nacionales***

H.F. Rojas-Suárez, A.E. Rodríguez-Suesca. Evaluation of X42 steel pipelines based on deformation monitoring using resistive strain gauges. Proceedings 5th International conference on Mechanical Models in structural engineering, CMMoST 2019. Alicante, Spain. Universidad de Alicante. Pag. 311-320. October 2019. ISBN: 978-8417924584.

# Apéndice A

## Aplicación VibraSeñales V1.0

### A.1 Generalidades de la aplicación



Figura A-1 Icono y presentación de inicio de la aplicación VibraSeñales V1.0

VibraSeñales versión 1.0 es una aplicación para el procesamiento de señales de vibración registradas mediante acelerómetros triaxiales con el fin de determinar parámetros principales de cada señal, como son: valores máximos de aceleración; respuestas en pseudovelocidad y pseudodesplazamiento; y frecuencias predominantes en las tres direcciones ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ). Esta aplicación contiene herramientas útiles en el trabajo con señales de aceleración, con una interfaz rápida de aplicar y visualizar, que se dirige a hacer eficiente el proceso de análisis de las vibraciones en estructuras. Se dirige a ser utilizada como instrumento importante para la evaluación de estructuras, en proyectos de investigación y extensión. La herramienta ha sido optimizada con base en pruebas realizadas en esta investigación sobre diferentes estructuras a fin de contener las utilidades necesarias que determinen un proceso eficiente de evaluación de las señales de vibración.

El modulo principal de VibraSeñales se desarrolló de manera que el proceso de manejo registros y visualización de resultados se pueda controlar desde una ventana principal, lo cual tiene la ventaja de poder observar cambios en los ajustes y realizar nuevos ajustes con un solo clic. Esta condición hace que el procesamiento y análisis de los registros de una prueba se haga de manera eficiente ahorrando tiempo en el procesamiento de señales de un conjunto de pruebas que pueden ser realizadas a una estructura. La característica principal de la herramienta es la posibilidad de graficar, simultáneamente o de forma

independiente, los tres registros de aceleración (x, y, z) producto de la medición con acelerómetros triaxiales. De esta manera, se logra hacer una comparativa de los registros con un sustancial ahorro de tiempo. Los reportes emitidos por la aplicación pueden ser vinculados con los formatos y procedimientos de las pruebas de vibración en estructuras establecidos de acuerdo a los estándares de evaluación de estructuras ante vibraciones.

Las tareas principales requeridas y establecidas en el desarrollo de la herramienta de procesamiento de las señales de vibración son las siguientes:

- Lectura y gráfica simultánea de los registros de las tres componentes (x, y, z).
- Detección de los parámetros de registro.
- Corrección de línea base de la señal.
- Posibilidad de aplicar un filtrado de la señal.
- Recorte la señal o tomar parte de esta.
- Determinación de la pseudovelocidad y el pseudodesplazamiento.
- Obtención de los máximos de cada registro.
- Transformación de la señal al dominio de la frecuencia.
- Detección preliminar de la frecuencia fundamental en cada dirección.
- Emisión de reporte de los registros y sus características fundamentales.
- Cálculo de amortiguamiento por el método del decremento logarítmico.

### A.1.1 Instalación



Figura A-2 Ventana de inicio del proceso de instalación

Requerimientos mínimos de sistema recomendados para la instalación de Vibraseñales son los siguientes: computadora x64, SISTEMA operativo Windows 8 o superior, CPU Intel i5 o superior, RAM de 4 GB, espacio en disco de 1 GB, Resolución de pantalla: 1920×1080.

Para la instalación de VibraSeñales V1.0, únicamente es necesario ejecutar el paquete de instalación de la aplicación, denominado VSInstaller\_mcr.exe. Este instala la aplicación y el compilador de Matlab, MATLAB Runtime versión 9.0. Este compilador también puede ser descargado de forma gratuita en la página de Matlab: <http://www.mathworks.com/products/compiler/mcr/index.html>. Así, no es necesario tener instalado el programa Matlab para poder trabajar con la aplicación VibraSeñales.

Al comenzar la instalación se abrirá la ventana de presentación e inicio de la instalación, tal como se muestra en la Figura A-2. Se debe proceder con los siguientes pasos:

- La ventana de opciones de instalación será mostrada. Seleccionar el directorio en el que VibraSeñales V1.0 será instalado y la creación de acceso directo en el escritorio.
- Se mostrará la opción de instalar el compilador de Matlab, MATLAB Runtime, elemento indispensable para ejecutar VibraSeñales. Allí se procederá a: 1) Seleccionar el directorio de instalación; y 2) Aceptar los términos de instalación del compilador.
- Verificar los datos de la instalación y se procederá con la instalación.
- Aparecerá la ventana de fin de la instalación.

## A.1.2 Inicio de la aplicación

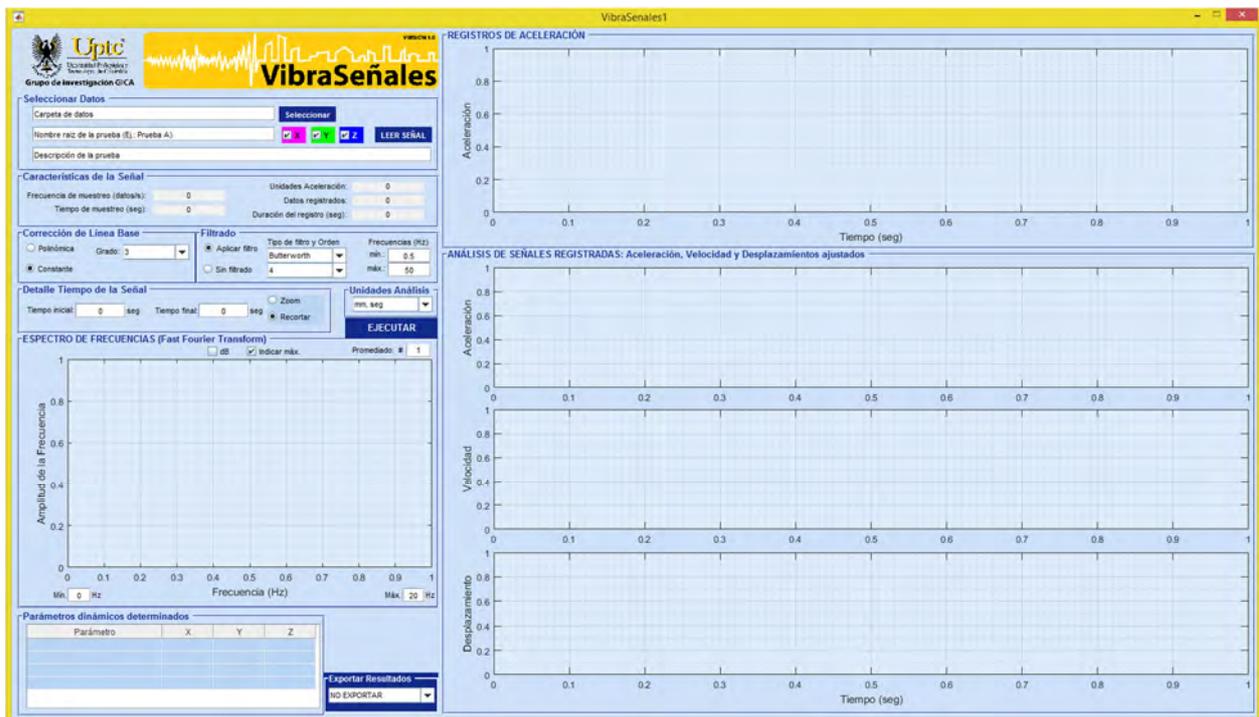


Figura A-3 Ventana principal de la aplicación al ingresar

Al dar clic en este icono de la aplicación (Figura A-1a) se mostrara la ventana de presentación del programa mientras se carga la aplicación (Figura A-1b). Aparecerá la ventana principal de la herramienta de procesamiento de señales de vibración, donde se podrá comenzar el proceso de lectura y análisis de los registros de aceleración como se muestra en la Figura A-3.

## A.2 Descripción de procesos

### A.2.1 Selección de datos

Los tipos de registros que se pueden leer son archivos de texto (.csv, .txt). El archivo debe estar compuesto por dos columnas (separadas por comas o tabulaciones), una de tiempo y otra de aceleración. Para que la aplicación reconozca la dirección de un registro de aceleración en una prueba con un acelerómetro triaxial, basta con agregar al final del nombre del archivo un punto y la dirección a la que pertenece el registro (Ej. pruebaF.x, pruebaF.y, pruebaF.z).

En el botón de “seleccionar” se puede acceder a los directorios del computador y seleccionar uno de los tres archivos pertenecientes a un acelerómetro triaxial (Ej. pruebaF.x, pruebaF.y o pruebaF.z). De esta manera el programa podrá abrir los archivos de las tres direcciones simultáneamente. La aplicación cargará la extensión de la **carpeta de datos** y el **nombre de la prueba**. El usuario tiene la opción de dar una breve **descripción de la prueba** a fin de que quede adecuadamente identificada en los reportes a emitir (ver Figura A-4). En esta sección, también se puede seleccionar la lectura de uno o dos de los tres registros. Para esto, se debe marcar en los cuadros de chequeo, la dirección que se quiere trabajar. Estos cuadros aparecen en los colores en los que se mostrará cada una de las señales, así: dirección *x* en magenta, dirección *y* en verde, y dirección *z* en azul.

## A.2.2 Visualización y características de las señales registradas

Luego de seleccionada los archivos de lectura, se puede dar clic en “leer señal” para visualizar las señales de aceleración indicadas. Como ejemplo, en la Figura A-4 se muestran las señales registradas mediante un acelerómetro triaxial localizado en el cuarto de la luz de una pasarela peatonal ante el paso de un grupo de peatones [23], prueba de vibraciones denominada en este caso “prueba F”.

Simultáneamente con la visualización de las señales de aceleración, el programa determina y muestra las características de registro de estas señales, así:

- Frecuencia de muestreo en datos por segundo.
- Tiempo de muestreo en segundos.
- Unidades de la aceleración: Dado que los acelerómetros registran la aceleración en valores absolutos, a partir de la aceleración de la gravedad registrada, el programa puede determinar las unidades en las que el registro fue tomado.
- Número de datos registrados.
- Duración del registro en segundos.

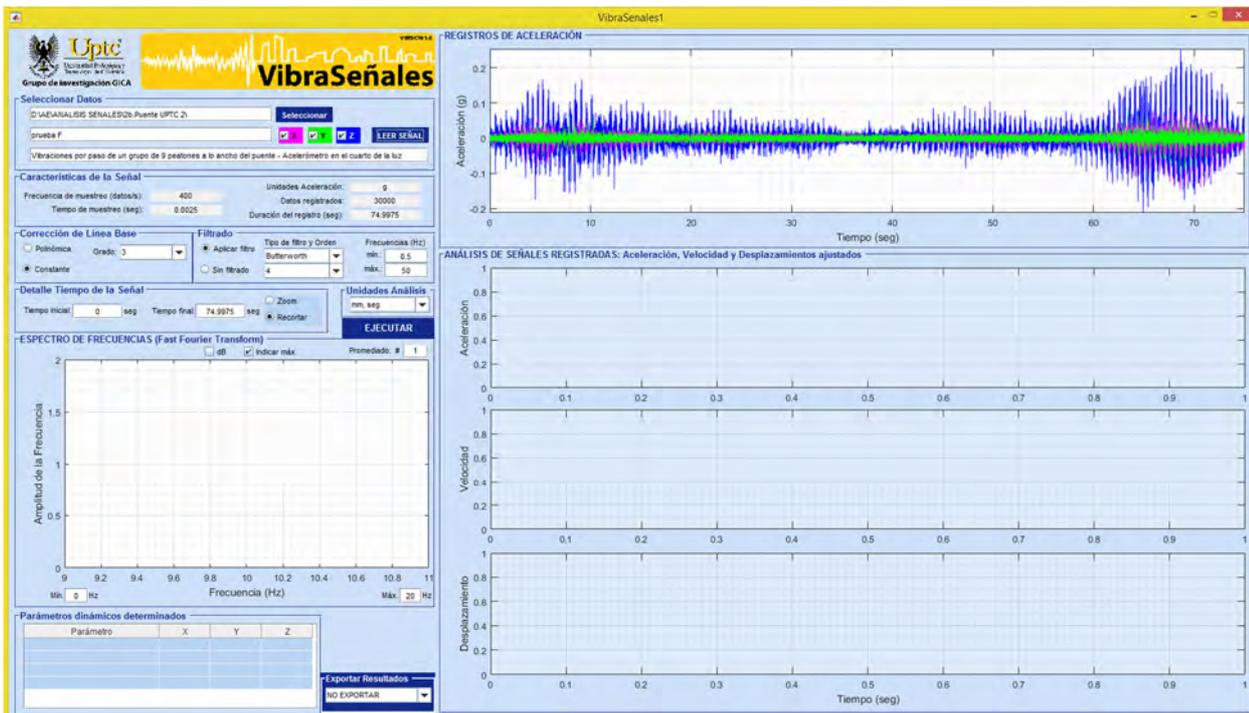


Figura A-4 Lectura de los registros, visualización y características de la señal



### A.2.3 Corrección de línea base

Los registros de aceleración vertical suelen darse en valores absolutos por lo que incluyen la aceleración de la gravedad como base en el registro. Sin embargo, para el análisis de los efectos de las vibraciones sobre la estructura, se requiere valores relativos de la respuesta en aceleración y por tanto se debe determinar la línea base de las señales. Para esto la aplicación incluye una corrección constante de línea base o una corrección polinómica basada en una línea de tendencia de hasta de octavo grado. Por defecto, a los registros se les aplica una corrección de línea base uniforme con un valor constante, únicamente para quitar la acción de la gravedad sobre la aceleración registrada de la estructura. Sin embargo, una corrección polinómica puede requerirse en casos donde el registro de aceleración presenta alguna variación no constante de su línea base, esto suele ocurrir por variación en la posición de las masas durante el desarrollo de las pruebas. Este efecto afecta la respuesta en la velocidad y principalmente, en el desplazamiento al integrar la señal de aceleración.

### A.2.4 Filtrado

En la mayoría de casos es muy importante eliminar frecuencias muy bajas que pueden conllevar a la acumulación de áreas erróneas en el proceso de determinación de la pseudovelocidad y el pseudodesplazamiento. De la misma forma, es muy útil un filtro cuya ventana pueda centrar la atención de las frecuencias objetivo de la estructura. Aunque existe la opción de cargarse en la aplicación una gran cantidad de **tipos de filtros**, de los muchos que han sido desarrollados actualmente, se ha encontrado que el filtro más recomendado por su practicidad para el manejo de señales de aceleración en estructuras es el denominado Butterworth, este puede limitar las frecuencias a un rango que parte desde una **frecuencia mínima** hasta una **frecuencia máxima**, las cuales pueden ser definidas y modificadas por el usuario las veces que se requiera. Del mismo modo, se puede hacer un análisis de las señales sin filtrado, lo cual es útil a fin de establecer y comparar las modificaciones que las señales presentan al ser aplicado un filtrado. El **orden** del filtro puede establecerse desde un valor de 1 hasta 8, siendo un filtro de orden 4 el recomendado para este tipo de señales.

### A.2.5 Detalle del tiempo de la señal

Resulta extremadamente útil poder trabajar con una parte del registro. Esto debido a diferentes factores, entre ellos están:

- El hecho que muchos de los registros pueden contener varias acciones y es requerido centrarse en alguna acción específica (Ej. Vibración libre, un impacto, o una acción periódica).
- Eliminar alguna anomalía causada por una acción momentánea no prevista o que se prevé afectará el análisis de resultados.
- En registros muy largos, limitar el tiempo de la señal a un valor establecido.
- Observar algún detalle específico de la señal que requiera un análisis especial.

Por lo anterior se ha incluido dentro del programa una herramienta para recortar o especificar un tramo del registro que se desea evaluar. Así, en esta parte del programa se puede introducir el **tiempo inicial** y el **tiempo final** del tramo que se quiere estudiar, indicando si se quiere **recortar** o tan solo hacer un **zoom** (detalle en el tiempo) de las señales. La diferencia se establece en el eje del tiempo de las señales: un recorte toma la parte del registro indicada para generar un nuevo registro con inicio en cero segundos; mientras un zoom toma la parte del registro sin modificar los tiempos de la señal original, es decir, inicia en el tiempo inicial indicado para el zoom.

## A.2.6 Ejecución del análisis de la señal

Habiendo definido el tipo de corrección de línea base y de filtrado, así como el tramo del registro que se quiere analizar, se procede a definir las **unidades de análisis** y se ejecuta el análisis haciendo clic en el botón “Ejecutar”. Los parámetros recomendados para un análisis inicial de las señales se encuentran establecidos por defecto en el programa, así:

- Corrección de línea base constante.
- Se aplica un filtro Butterworth de orden 4, con frecuencia mínima de 0.5 Hz. Aunque para la frecuencia máxima se recomienda la mitad de la frecuencia de muestreo, se establece por defecto una frecuencia de 50 Hz a modo de indicar el uso principal del programa en el rango de frecuencias en que trabajan las estructuras civiles. Sin embargo, es recomendable en muchos casos trabajar con las frecuencias más altas en que pueda registrar el acelerómetro a fin de tener una mayor y correcta información. Por ejemplo, en la determinación de frecuencias predominantes en elementos estructurales es adecuado usar acelerómetros con capacidad de registro de frecuencias entre 1000 Hz y 10000 Hz, como mínimo.
- El análisis se hará al registro original completo.

Con la ejecución se efectuarán los respectivos ajustes a la señal y se generarán los siguientes análisis:

- Visualización de la señal de aceleración con los ajustes establecidos.
- Determinación de la respuesta en pseudovelocidad y el pseudodesplazamiento por integración de la señal de aceleración modificada.
- Obtención de los máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento en cada dirección.
- Transformación de la señal al dominio de la frecuencia.
- Detección de la frecuencia predominantes en cada dirección.

En la Figura A-5 se muestran los resultados de la ejecución del análisis de las señales para el ejemplo de la prueba de vibraciones sobre una pasarela, utilizando los parámetros establecidos por defecto en el programa.

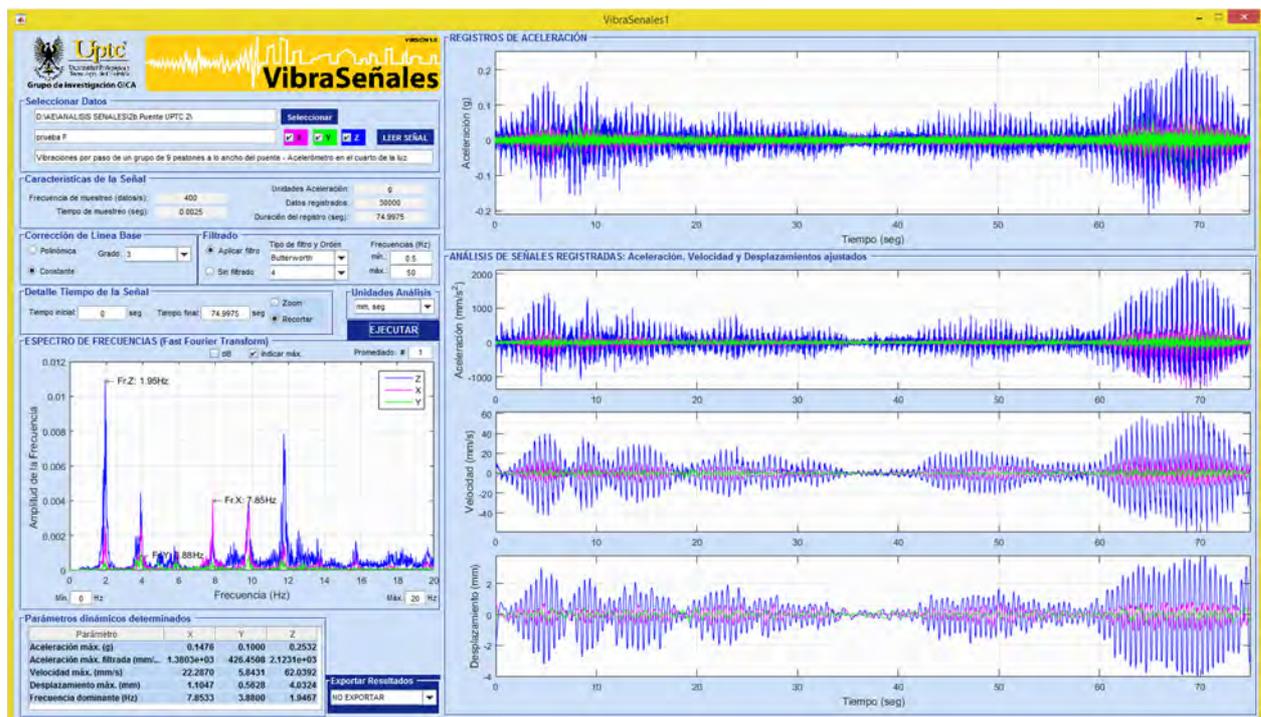


Figura A-5 Resultados del análisis de las señales de aceleración con VibraSeñales V1.0

En general, se pueden hacer la cantidad de ajustes posibles dando clic en “ejecutar” para actualizar. Los análisis pueden mostrarse para cada una de las direcciones, marcando las casillas de interés en el recuadro de “selección de datos” y volver a pulsar el botón “ejecutar”. De la misma forma, se puede aplicar un filtrado con parámetros diferentes u obtener una parte de la señal indicando los correspondientes valores de tiempo inicial y final. Como ejemplo, en la Figura A-6 se presenta el detalle (zoom) de la señal en X para un tiempo desde 20 hasta 25 segundos. Para mostrar nuevamente la señal completa, se puede volver a colocar los valores de tiempo originales en el “detalle de tiempo de la señal”, o mejor, dar un clic en “leer señal” y se cargará nuevamente el registro completo.

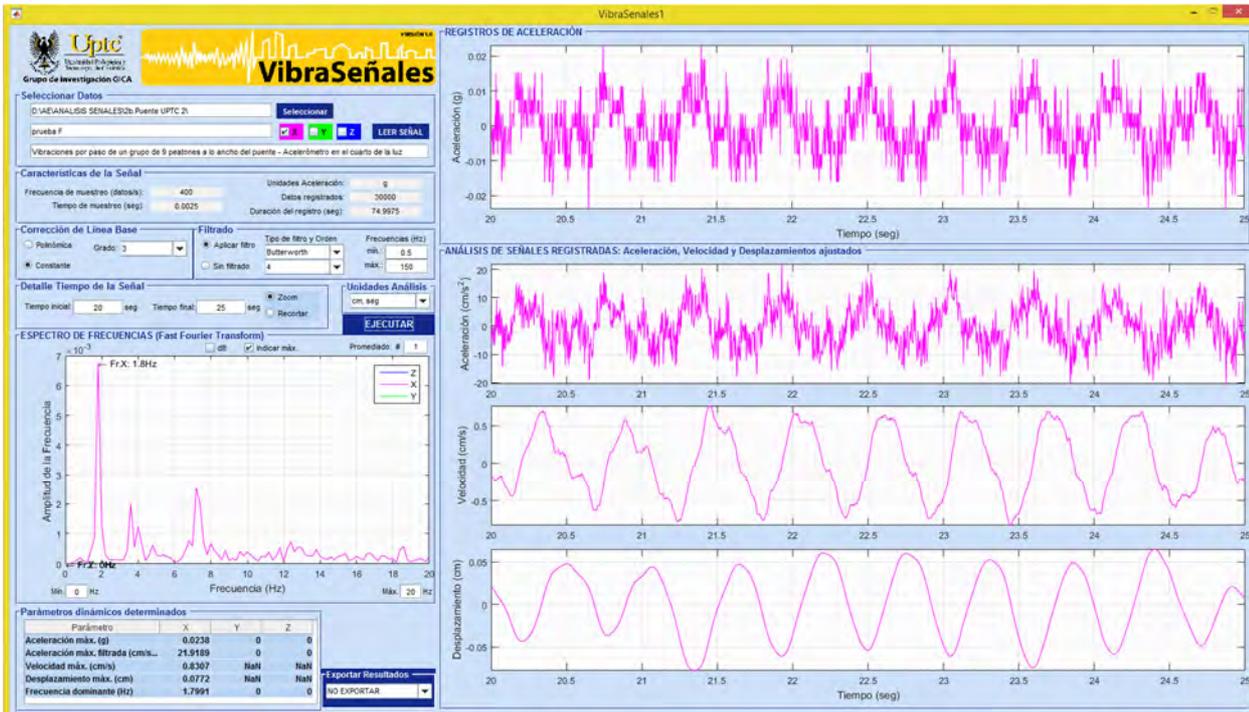


Figura A-6 Detalle de la respuesta en X para un tiempo entre 20 y 25 seg.

## A.2.7 Espectro de frecuencias

Un análisis de frecuencias de la señal es una herramienta fundamental en la determinación de las propiedades de respuesta dinámica de la estructura. Con un análisis de frecuencias adecuado se puede obtener parámetros como frecuencias de vibración de los modos predominantes, formas modales y amortiguamientos de la estructura. En la aplicación, se cuenta con las principales herramientas para obtener un análisis de frecuencias preliminar que pueda dar una indicación rápida de las propiedades importantes de la estructura. En razón al objetivo general de la aplicación, no se realiza un estudio complejo como el que se abarca en un análisis modal experimental u operacional para la determinación algorítmica (automática) de los parámetros modales. Sin embargo, se cuenta con las herramientas fundamentales para hacer una aproximación de las principales frecuencias y un análisis preliminar del comportamiento modal de la estructura.

La aplicación mostrará la señal en el dominio de la frecuencia, determinada mediante la transformada rápida de Fourier. A fin de identificar de mejor forma los parámetros y propiedades procedentes de este espectro de frecuencias, las siguientes opciones pueden ser aplicadas:

- La amplitud de este espectro de frecuencias suele darse en decibeles a fin de observar de mejor forma todo el rango de frecuencias dominantes. Así, en la aplicación marcando la casilla “dB” se muestra el eje de las ordenadas en decibeles.

- Igualmente, se puede **indicar los máximos** generales, que determinan las frecuencias principales de cada señal.
- A fin de observar de mejor forma las frecuencias predominantes en espectros con mucho ruido, el espectro puede ser filtrado mediante el promediado a través de una función de transferencia de puntos consecutivos, así en la casilla de “#” se puede introducir el ancho de la ventana o de puntos consecutivos que se quiere promediar. Se recomienda que este valor este entre 1 y 10. Siendo 1 el valor para el cual no se hace ninguna suavización del espectro.
- En el eje de las abscisas puede indicarse la frecuencia mínima y máxima que se quiere visualizar a fin de hacer un detalle del espectro en las frecuencias de interés.

En la Figura A-7 se muestra el espectro de frecuencias para el registro de la pasarela aplicando las opciones mencionadas anteriormente.

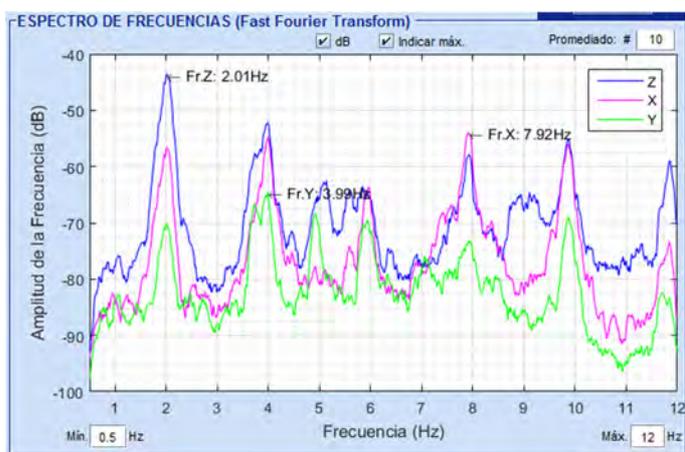


Figura A-7 Detalle de espectro de frecuencias con ajustes

### A.2.8 Aceleración, velocidad y desplazamiento

Es siempre requerido en la evaluación de una estructura, el estudio de la respuesta en aceleración y sus correspondientes velocidad y desplazamiento, las cuales pueden ser estimadas con un proceso básico de integración. Como se ha mencionado anteriormente, es indispensable en muchas estructuras definir los niveles o magnitudes de la vibración que se presentan ante una acción determinada y con esto asegurar el cumplimiento de unos límites que aseguren la tranquilidad, funcionalidad y seguridad de la estructura durante toda su vida útil. Las amplitudes de las aceleraciones medidas con acelerómetros calibrados resultan ser de gran utilidad para dar un concepto certero del nivel de cumplimiento de dichos requerimientos.

Las aceleraciones directamente registradas sobre la estructura pueden establecer el cumplimiento o no de los niveles de vibraciones permitidos en los estándares normativos actuales. No obstante, en muchos casos es indispensable dar un valor de velocidad presente en la estructura o elemento evaluado debido a que muchos componentes y acciones son limitadas en las normativas por la velocidad y no por la aceleración. Así, es de importancia contar con las pseudovelocidades obtenidas a partir de las señales de aceleración. Por otro lado, aunque los valores de pseudodesplazamiento resultan ser tan solo una aproximación de los valores reales que tendría la estructura o componente estructural, estos pueden servir de ayuda en la definición y evaluación del comportamiento.

Por lo anterior, la visualización y análisis de las señales de aceleración, velocidad y desplazamiento resultan imprescindibles en la evaluación de una estructura, y así, son mostradas como parte necesaria

en el programa VibraSeñales. En la parte inferior derecha de la ventana principal de la aplicación, aparece entonces graficadas las señales de aceleración, velocidad y desplazamiento.

### A.2.9 Parámetros dinámicos determinados

Los parámetros generales de las señales que son determinados por la aplicación son los siguientes:

- Valores de aceleración máxima de cada registro o tramo visualizado.
- En la señal de aceleración filtrada cambian ligeramente los valores máximos. Estos son mostrados en las unidades de salida seleccionada en la ejecución.
- Valores máximos de pseudovelocidad.
- Valores máximos de pseudodesplazamiento.
- Frecuencias dominantes en el rango de frecuencias definido por el filtro aplicado.

Cada vez que se realiza algún cambio en la señal dichos parámetros son actualizados y mostrados en la parte inferior izquierda de la ventana principal.

## A.3 Reporte de resultados

### A.3.1 Exportar resultados

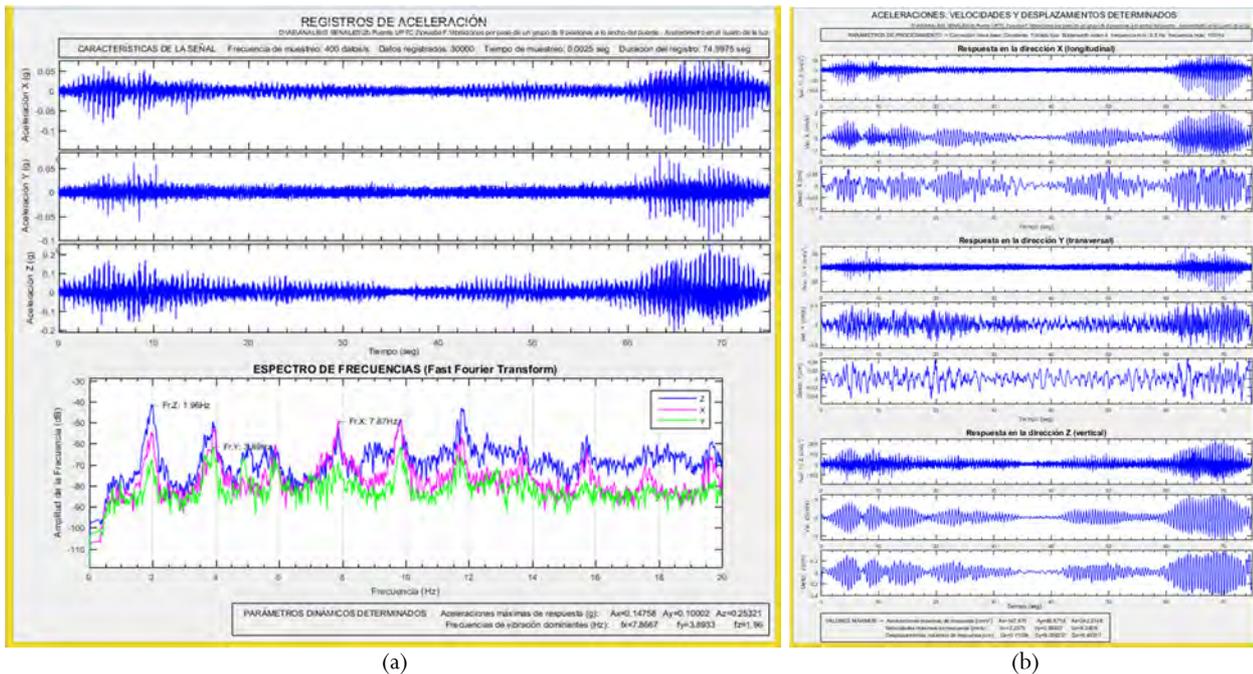


Figura A-8 Ventana de trabajo al seleccionar: a) “G1. Registro y FFT”, b) “G2. Acel., Vel. y Des”

En la parte inferior de la ventana principal aparece la opción “Exportar resultados”. Esta tiene el propósito de generar ventanas adicionales para el manejo de las gráficas determinadas y a su vez emitir automáticamente reportes de las señales analizadas. Las opciones con que cuenta esta opción son las siguientes:

- **NO EXPORTAR:** Esta opción está por defecto a fin de poder trabajar con la ventana principal, haciendo los ajustes pertinentes.

- **G1. Registro y FFT:** Abre una nueva ventana donde se muestra el detalle de los tres registros y el espectro de frecuencias con los ajustes definidos. Guarda automáticamente un reporte en el directorio donde se almacenan los registros.
- **G2. Acel., Vel. y Des:** Abre una nueva ventana donde se muestra el detalle de las señales de aceleración filtradas y sus correspondientes señales de velocidad y de desplazamiento, para los tres registros trabajados con los ajustes definidos. Guarda automáticamente un reporte en el directorio donde se almacenan los registros.
- **G3. Amortiguamiento:** Esta ventana es utilizada para la determinación del amortiguamiento en pruebas donde se puede aplicar un impulso. Esta requiere de un detalle de la señal en la zona de decremento de la excitación por amortiguamiento. Esta aplicación estará deshabilitada en la versión abierta de la aplicación dado que requiere de unos requisitos especiales para su aplicación. Actualmente, esta sección se encuentra en desarrollo a fin de definir una estandarización del procedimiento.
- **G4. PANTALLA:** Esta opción toma una imagen de la ventana principal de la aplicación y la guarda en el directorio donde se almacenan los registros.

La Figura A-8 muestra las ventanas al seleccionar las opciones G1 y G2 en el menú de “**exportar resultados**”, para el ejemplo del registro en una pasarela. En estas ventanas se pueden manejar las gráficas con las herramientas para visualizar detalles, como también, se puede identificar valores en cada curva mediante el movimiento del cursor de datos.

### A.3.2 Reporte de la una prueba con VibraSeñales

Antes de adelantar un procesamiento más detallado por alguna técnica de análisis experimental avanzado, el reporte de la prueba de vibraciones debe ser presentado para dar evidencia del proceso realizado en campo, así como para presentar los resultados preliminares evidenciados en el análisis básico de cada registro. En la Figura A-9 y Figura A-10 se muestran los reportes tipo creados para una prueba de vibraciones en un puente peatonal emitidos con la ayuda de la aplicación VibraSeñales. En estos se presentan las características principales del proceso de medición, las características y registros de las señales de vibración para un acelerómetro 3D y los resultados preliminares que pueden ser evidenciados del análisis y evaluación de cada registro.

La Figura A-11 muestra un reporte adicional que podría ser emitido en el caso que se realicen pruebas específicas de medición de amortiguamiento con base en el método del decremento logarítmico, el cual se basa en medir la respuesta decreciente en vibración libre luego de la imposición de un impulso inicial o un desplazamiento inicial en la estructura.

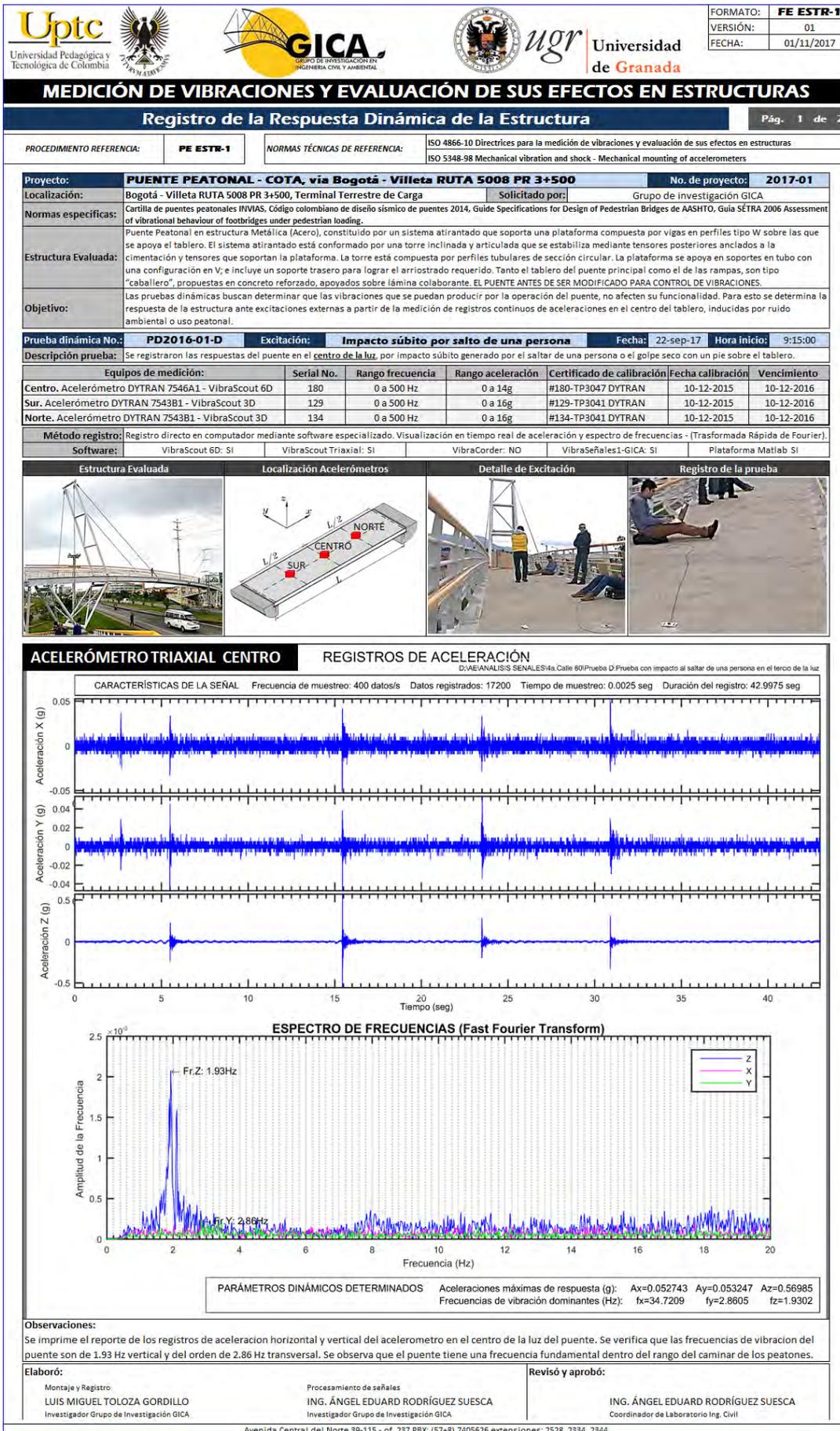


Figura A-9 Reporte No. 1 de prueba de vibraciones – Registros y Espectros de frecuencias

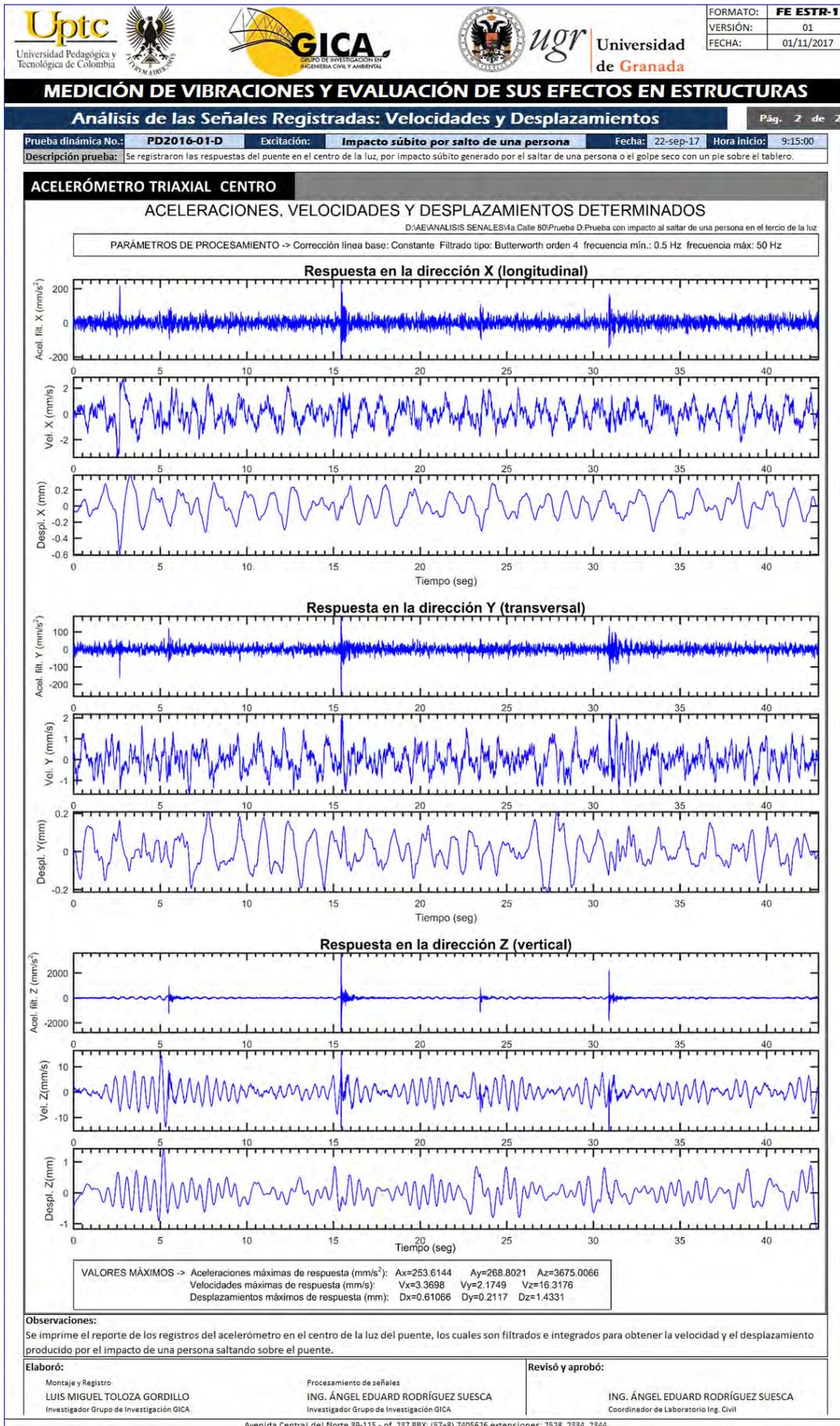


Figura A-10 Reporte No. 2 de prueba de vibraciones – Aceleraciones, velocidades y desplazamientos

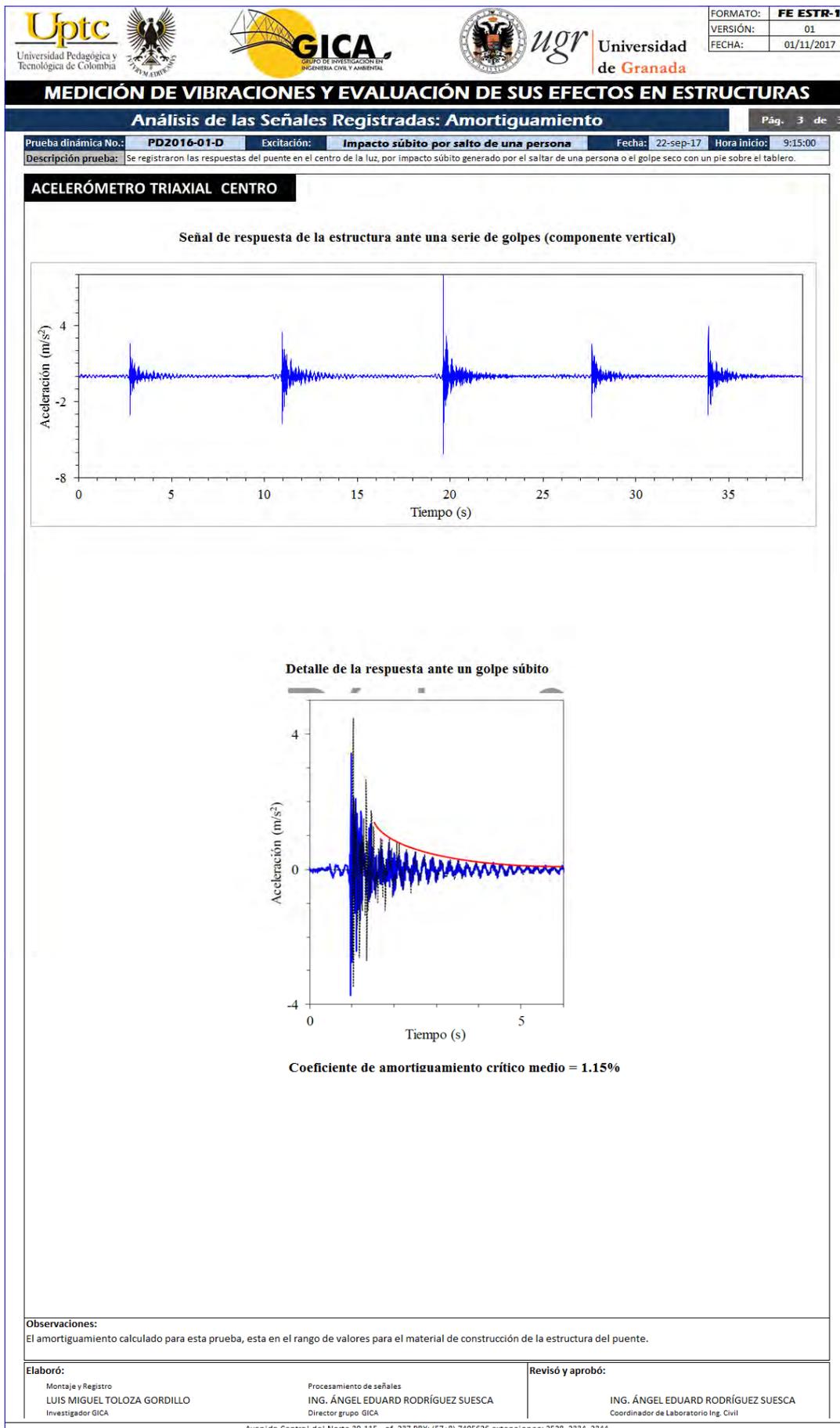


Figura A-11 Reporte No. 3 de prueba de vibraciones – Determinación de amortiguamiento

# Apéndice B

## Secuencia de ensayo nudos de CR

El presente anexo muestra un detalle del comportamiento de los tres especímenes de nudo viga-columna de CR durante la secuencia de ensayo. Se muestra un detalle de los principales puntos de comportamiento mostrando la apariencia de cada espécimen ensayado hasta la falla. Cada espécimen se distingue por el tipo de concreto utilizado: 1) Concreto tradicional, TC; 2) Concreto con adición de resina epóxica, ERC; y 3) Concreto con adición de polvo de caucho de llanta reciclada.

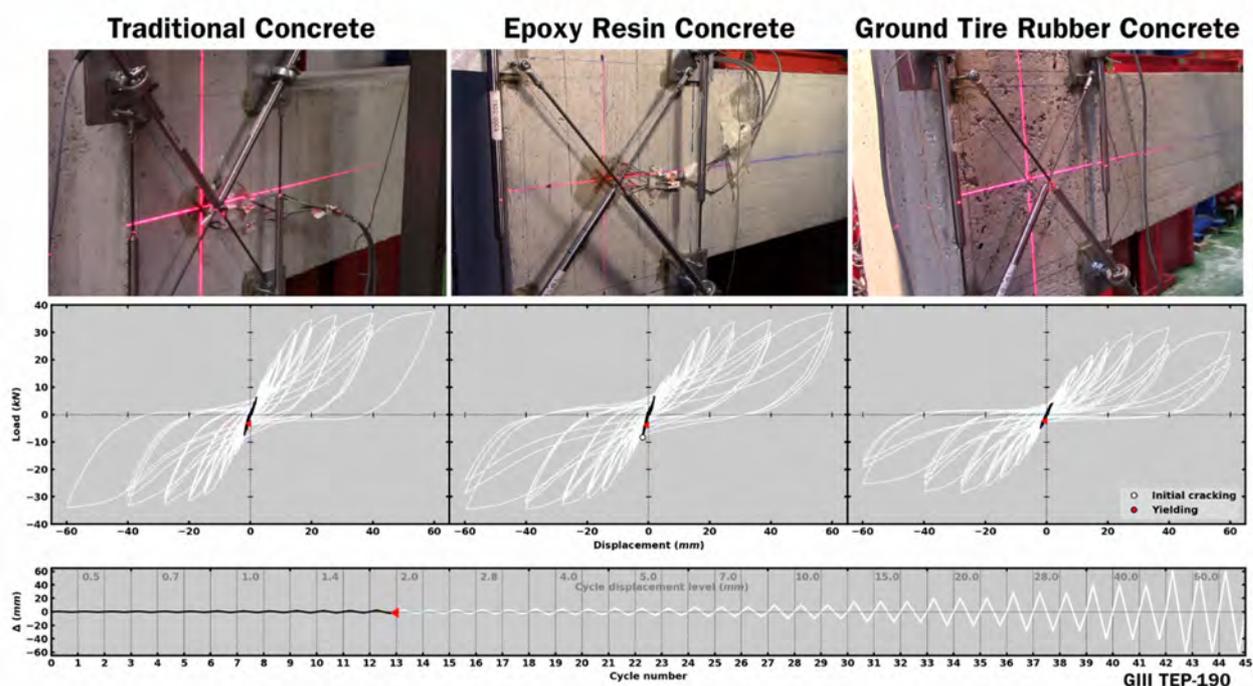


Figura B-1 Estado de nudos a un nivel de deriva de 0.15% - 1er ciclo: punto de agrietamiento en ERC

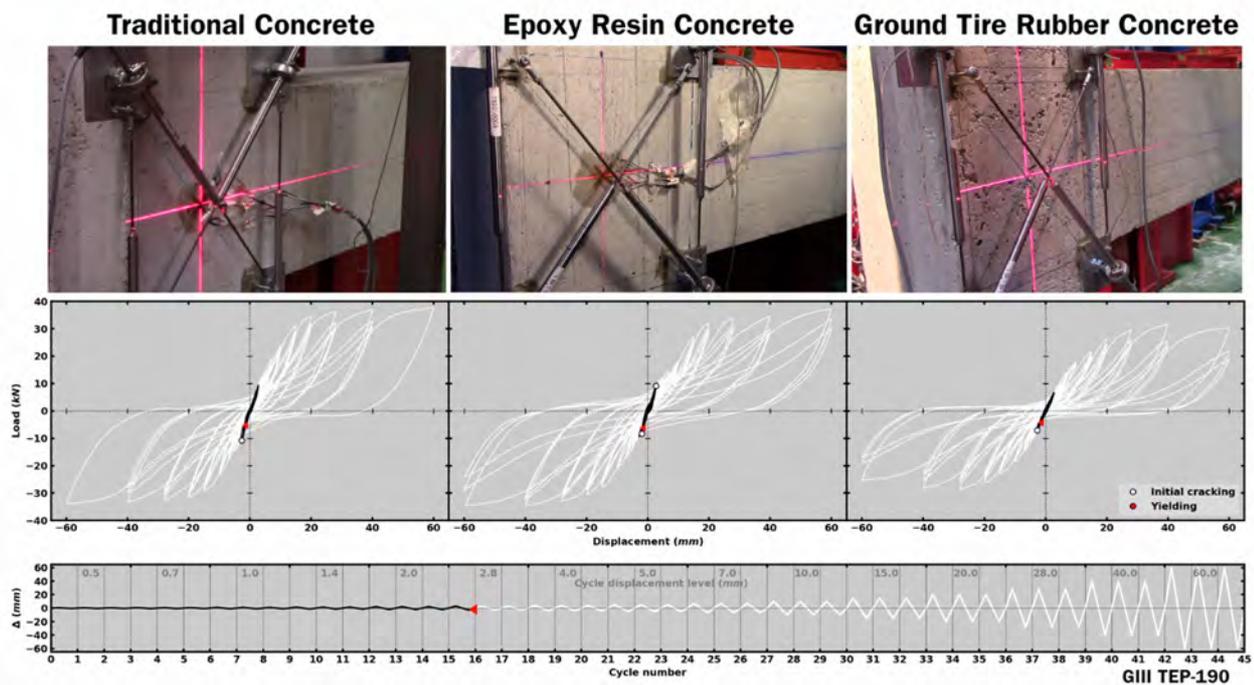


Figura B-2 Estado de nudos a un nivel de deriva de 0.22% - 1er ciclo: punto de agrietamiento en TC y GTRC

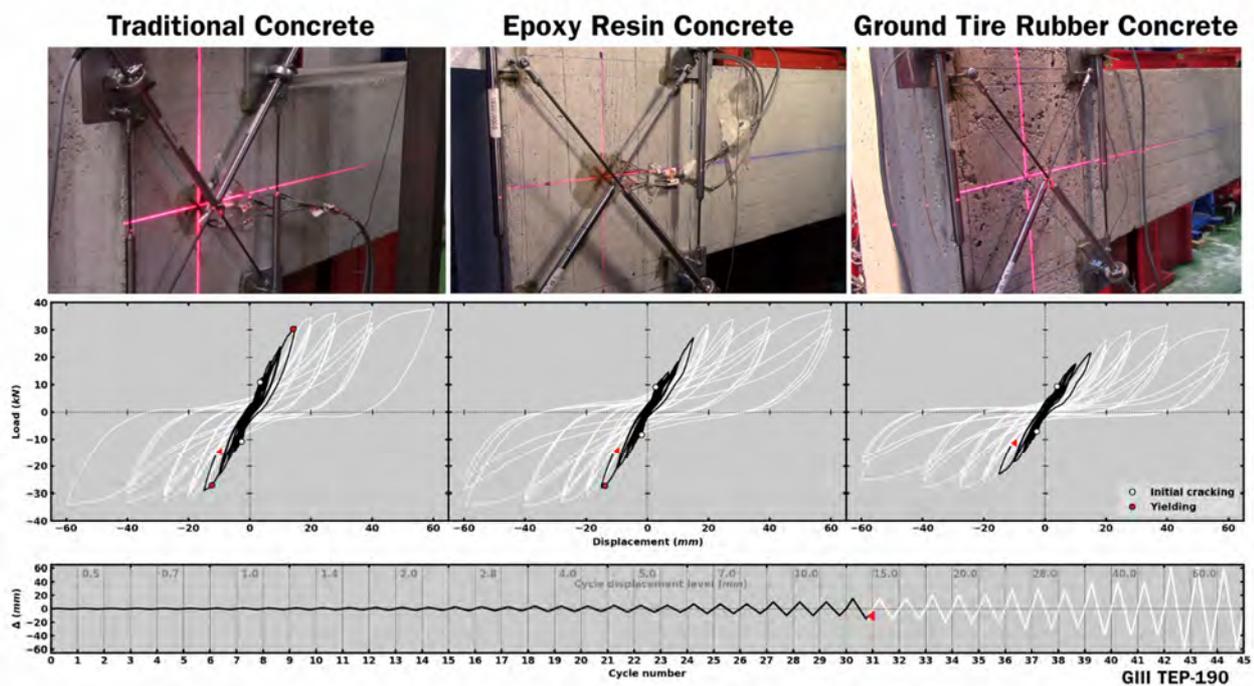


Figura B-3 Estado de nudos a un nivel de deriva de 1.15% - 1er ciclo: fluencia en viga de TC y ERC

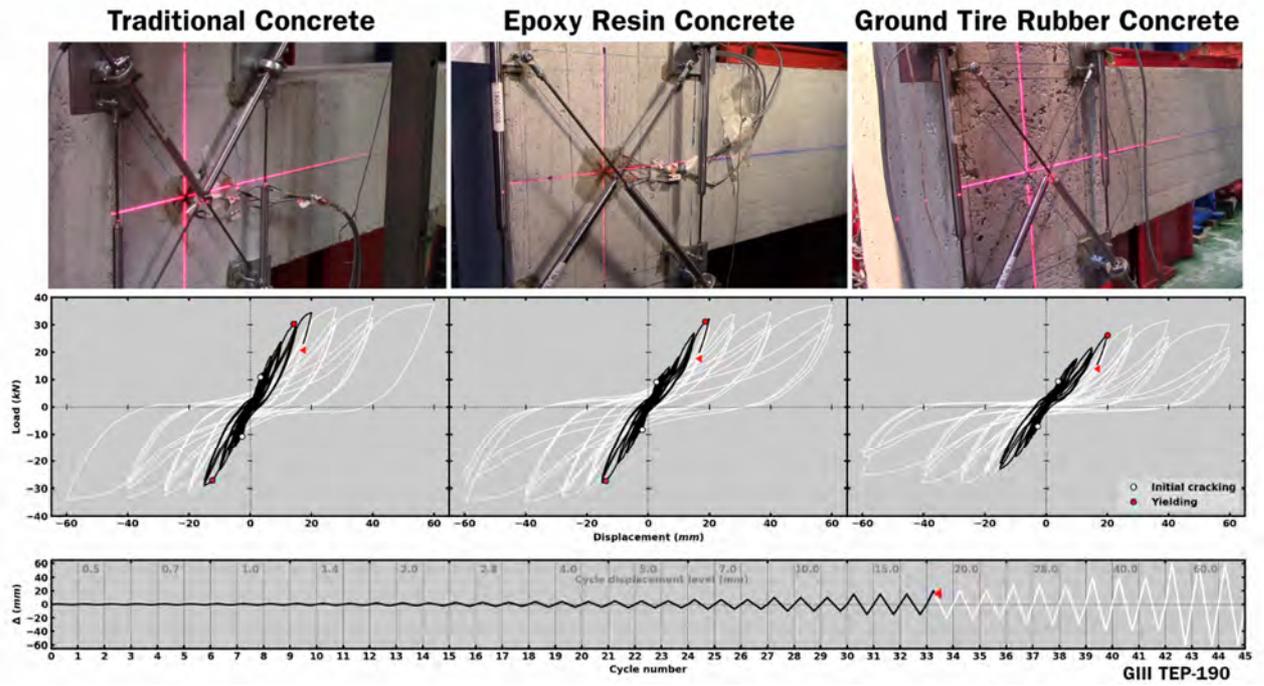


Figura B-4 Estado de nudos a un nivel de deriva de 1.54%, 1er ciclo: fluencia en viga de GTRC e inicio del agrietamiento por cortante en la zona del nudo en todos los especímenes

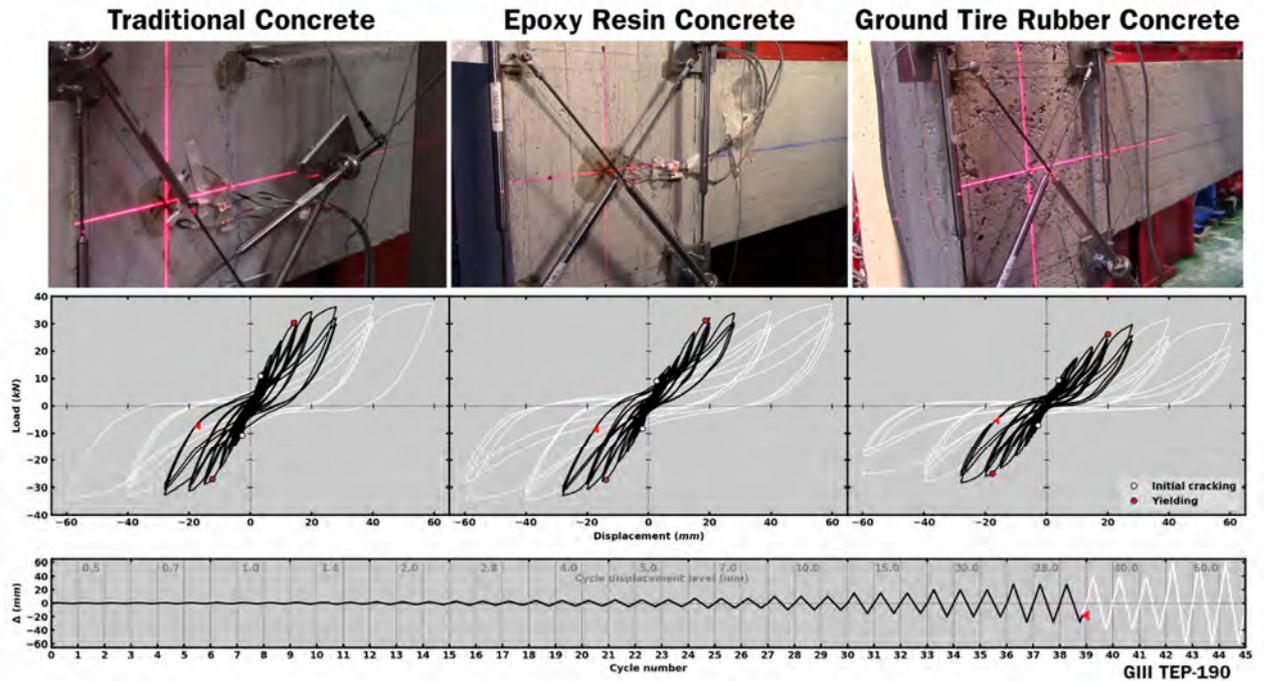


Figura B-5 Estado de nudos a un nivel de deriva de 2.15%, 3er ciclo: agrietamiento extendido en la zona del nudo

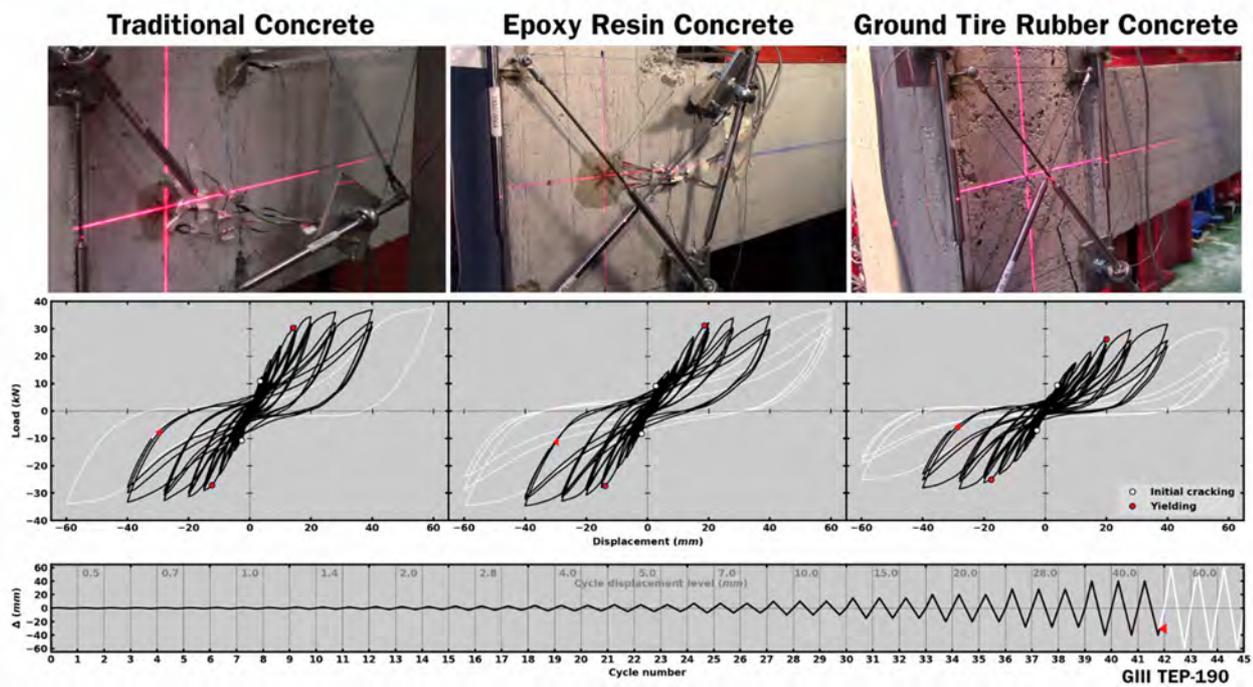


Figura B-6 Estado de nudos a un nivel de deriva de 3.08%, 3er ciclo: desprendimiento de concreto y ensanchamiento de grietas

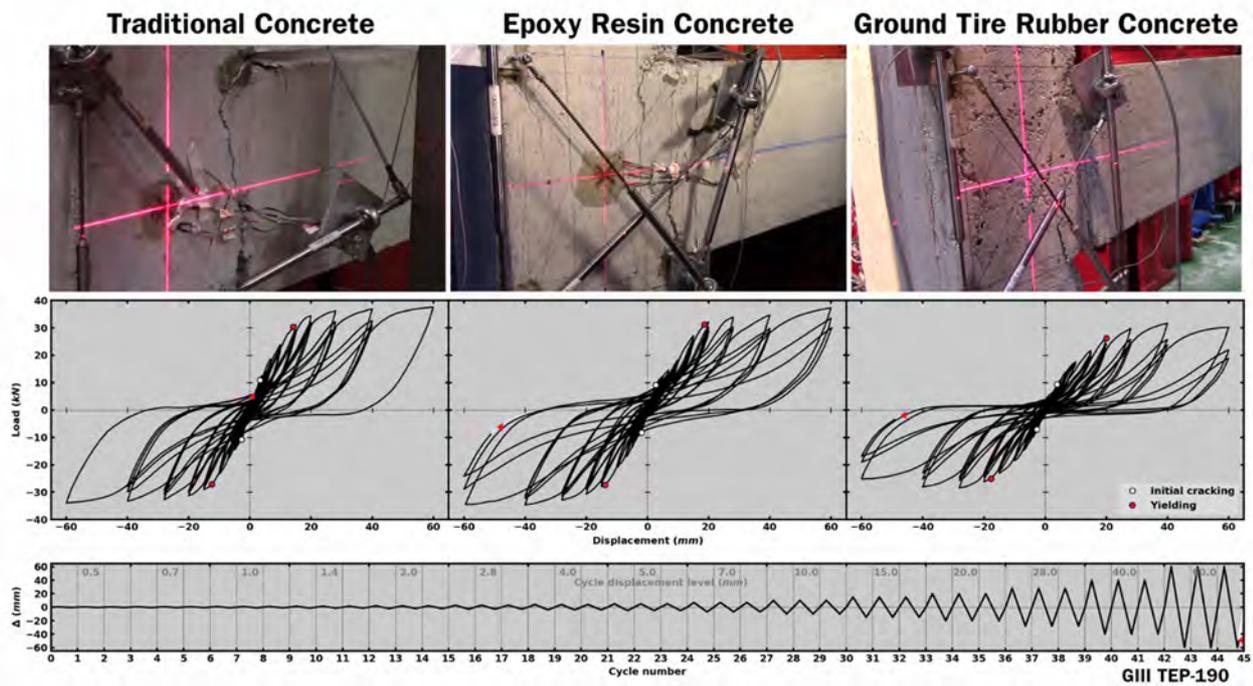


Figura B-7 Estado de nudos a un nivel de deriva de 4.62%, 3er ciclo: estado avanzado de deterioro con desprendimiento de recubrimiento en las zonas de mayor compresión

# Apéndice C

## Manuscrito publicado en Construction and Building Materials, 2019

---

El presente anexo contiene la versión *draft* del documento publicado en la revista Construction and Building Materials (Volume 211, 2019, Pages 659-674. ISSN 0950-0618, JCR Q1). El artículo titulado **“Cyclic behavior of RC beam-column joints with epoxy resin and ground tire rubber as partial cement replacement”** es producto de los resultados del análisis experimental de los tres nudos viga-columna de concreto reforzado estudiados en el desarrollo de la presente tesis, y los cuales fueron detallados en el Capítulo 4 de esta memoria.

La versión final del documento puede ser consultada a través del DOI de la publicación: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.216>. Accediendo a la versión online del documento, se puede ver un video complementario en el que se compara la secuencia de ensayo y de comportamiento histerético de los tres especímenes de laboratorio estudiados.

## Cyclic behavior of RC beam-column joints with epoxy resin and ground tire rubber as partial cement replacement

L.M. Gil-Martín <sup>a</sup>; A.E. Rodríguez-Suesca <sup>b</sup>; M.A. Fernández-Ruiz <sup>c\*</sup>; E. Hernández-Montes <sup>d</sup>

<sup>a</sup>Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR). Campus Universitario de Fuentenueva s/n. 18072 Granada, Spain. E-mail: mlgil@ugr.es

<sup>b</sup>Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR), Campus Universitario de Fuentenueva s/n, 18072 Granada, Spain. E-mail: angeleduard@correo.ugr.es

School of Civil Engineering, Pedagogical and Technological University of Colombia. Central North Avenue, 150003 Tunja, Colombia. E-mail: angel.rodriguez@uptc.edu.co

<sup>c</sup>Department of Industrial and Civil Engineering, University of Cádiz (UCA). Campus Bahía de Algeciras, Avda. Ramón Puyol, s/n. 11201 Algeciras (Cádiz), Spain. E-mail: manuelalejandro.fernandez@uca.es. \*Corresponding author

<sup>d</sup>Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR). Campus Universitario de Fuentenueva s/n. 18072 Granada, Spain. E-mail: emontes@ugr.es

### Abstract

The introduction of polymers in ordinary cement concrete in order to reduce the Portland cement consumption is gaining more attraction in the field of civil engineering. However, in order to promote the use of Polymer-Modified Concrete (PMC) in real works, in addition to the mechanical characterization of the material, the study of its structural behavior is necessary. Two Polymer Cement Concrete (PCC) with 5% and 15% of cement replacement (expressed in terms of polymer/cement mass ratio ( $p/c$ )) by Ground Tire Rubber and epoxy, respectively, have been considered. The above replacements of cement were considered as optimum in a previous research carried out by the authors. This paper reports the experimental behavior of Reinforced Concrete (RC) beam-column joints made with conventional and PCC subjected to quasi-static reversed cyclic loading. The specimens included a control, one reference specimen made of a traditional concrete, and another two ones in which the joint zone was casted with epoxy resin and ground rubber respectively as partial cement replacement. The influence of the two polymer-cement concretes on the overall structural behavior of the RC joints was studied in terms of load-carrying capacity, strength degradation, ductility, stiffness degradation, energy dissipation capacity, equivalent viscous damping ratio, joint damage level and pinching width ratio. The results revealed that the epoxy resin concrete exhibited a good structural behaviour. On the contrary, the results corresponding to ground tire rubber concrete discourage its use in structures.

**Keywords:** Beam-column joint; Polymer Cement Concrete; Cyclic behavior; Reinforced concrete; Epoxy resin; Ground tire powder; Shear; Sustainability.

### 1. Introduction

The study of the hysteretic behavior of Reinforced Concrete (RC) beam-column connections is of great interest to seismic design [1–3]. Beam-column joints are mostly responsible for the structural integrity in moment-resisting frame buildings subjected to severe seismic loadings. In this type of RC structures, plastic hinges should ideally appear in beams before appearing in columns (“strong-column and weak-beam” concept) and the shear strength of members should exceed the shear corresponding to flexural strength. These principles can be considered at the initial stages of the performance based seismic design developed in the 1960s and 1970s.

Regarding joint behavior, two types of RC joint failure modes are defined:  $J$  failure refers to joint shear failure before a plastic hinge appears at the end of the beam while  $BJ$  failure refers to joint failure after a plastic

hinge appears at the beam end. In order to dissipate a high earthquake induced energy without collapse, *BF* failure is required, and therefore the ultimate joint shear strength should be greater than the shear corresponding to flexural strength of the adjacent beam. In addition to this, joint shear strength should not present degradation before the beam reaches its required ductility.

Current seismic design is based on structural performance rather than on strength, forcing the designers to find a balance between structural ductility and structural strength. Therefore, the use of concrete with enhanced properties of ductility can be a good design solution.

Ordinary cement concrete is the most widely used construction material in the world despite of the considerable environmental footprint that the concrete industry leaves on the Planet Earth [4]. As a result, currently the search for an improved structural response to RC joints is in line with a rational investment of building materials which support environmental sustainability. New materials are being developed in order to provide better RC structures performance and to make constructions more sustainable and efficient. As a result, concrete with enhanced ductility and durability properties obtained from the incorporation of recycled or low cost materials can be an attractive strategy for the seismic design of RC structures. Several investigations on the use of fiber composite materials to improve the structural behavior of RC beam-column connections have been carried out [5–8]. Other authors investigated the effects of the yield strength of longitudinal bars and the compressive strength of concrete on seismic behaviour of RC beam-column joints [9]. In addition, other research works have focused on the structural behavior of RC joints made with alternative materials, such as recycled aggregates from building demolition [10,11] and electric arc furnace slag [12,13].

Polymer-Modified Concrete (PMC) is made with the incorporation of polymer additives in ordinary cement concrete. Polymer additives include polymer powders, latexes, water-soluble polymers, liquid resins, etc. The introduction of these polymers in concrete and mortars improves the ductility, bond, impermeability, strength, chemical resistance and durability properties in these elements [14–17]. This explains why PMC is increasingly used for structural concrete [18,19]. Polymer Cement Concrete (PCC) is a type of PMC which is made by replacing a part or all of the cement with polymer (both cement paste and polymer serve as binders). Fernández-Ruiz et al. [20] studied both the mechanical and durability properties of concrete mixtures with different percentages of epoxy resin -with and without hardener- and ground tyre rubber as a partial substitution of cement. The two concrete mixtures which exhibited a better behavior in [20] have been used here to study the structural response of members with seismic dissipation capacity requirements. Results in [20] indicated that the addition of epoxy resin improved the durability and ductility properties of the resultant concrete but the use of ground tyre rubber as cement replacement reduced both the strength and the durability of the resultant mix. However, the use of waste tyre rubber (as cement and/or aggregate replacement) in concrete leads to a reduced weight, increased ductility and toughness, decreased brittleness, and improved energy absorbing characteristics in the resultant mix [17,20].

In the literature, a considerable amount of research can be found on the structural behavior of RC joints made with recycled aggregates and electric arc furnace slags [11,12,21] as well as on joints repaired with epoxy resin and glass fiber-reinforced polymer sheets [22–24]. Nevertheless, none of them used epoxy or ground tyre rubber as partial cement replacement. In this work, the experimental behavior of three RC beam-column joints under quasi-static cyclic loading is analyzed. One specimen was made with ordinary cement concrete and another two incorporated epoxy resin and ground tyre rubber as partial cement replacement, respectively; the same reinforcement layout was used in all the specimens to allow comparison. The influence of both PCC (epoxy and ground tyre rubber) on the structural behavior of the specimens was studied in terms of the dissipated energy, ductility, stiffness decay, equivalent damping, damage index and hysteresis response.

This paper presents the response of three RC beam-column joints with PCC subjected to reversal cyclic loads. The reference specimen was built with traditional concrete. The joint zone of the other two specimens were casted with PCC with optimal replacement of cement (with epoxy and ground tyre rubber, respectively).

The optimal content of both polymers was obtained from the mechanical characterization carried out by Fernández-Ruiz et al. [20].

With the aim of evaluating the structural behavior of the two considered Polymer Cement Concretes, all results are presented in comparative term between the responses of the specimen of control and the ones of the other two specimens.

## 2. Materials and experimental methods

### 2.1 Materials description

A multipurpose bi-component epoxy resin of common use was chosen. The epoxy resin consists of a matrix resin called "Part A" and a hardener called "Part B". Part A consists mainly of bisphenols (bisphenol-A and bisphenol-F) and quartz ( $\text{SiO}_2$ ), while Part B generates the action of catalyst and is composed essentially of polyaminoamides (3-aminomethyl and m-phenylenebis and benzyl alcohol). A mixing ratio of Part A to Part B of 2.5:1 by volume was considered according to the manufacturer's instructions [25]. General properties of the epoxy resin can be found in Table 1.

**Table 1. Properties of epoxy resin selected [25].**

Commercial name	Sikafloor® 161
Appearance	Liquid
Color	Light brown
Density	1.4 g/cm <sup>3</sup> , 23°
Kinematic viscosity	ca. > 20.5 mm <sup>2</sup> /s, 40°
Flash point	130 °C
Volatile organic compounds	62 g/l
Shore D Hardness	~76 (7 days / +23°C)
Compressive Strength in sand mortar	~ 45 N/mm <sup>2</sup> (28 days / +23°C / 50% r.h.)
Flexural Strength in sand mortar	~ 15 N/mm <sup>2</sup> (28 days / +23°C / 50% r.h.)
Tensile Adhesion Strength	> 1.5 N/mm <sup>2</sup> (failure in concrete)

The recycled rubber powder used in the present study was obtained from crumb tire rubber by a mechanical trituration process. The apparent and relative densities of the ground rubber were 0.4 kg/dm<sup>3</sup> and 0.5 kg/dm<sup>3</sup> respectively. Details of the chemical composition and grain size distribution are given in [26]. The rubber powder was surface-treated with NaOH, and then saturated in aqueous solution for 20 minutes as suggested in [27,28] in order to enhance the hydrophilicity of the rubber surface and, consequently, to improve the rubber adhesion with the cement paste. Ordinary Portland cement type CEM I 32.5 R, siliceous crushed sand with a grain size of 0.6-4 mm and gravel with sizes of 4-16 mm were used for concrete production. Information about particle size distributions for sand, gravel and ground tire powder used in this study can be seen in [20].

**Table 2. Concrete mixture proportions (per m<sup>3</sup> of concrete)**

	TC	ERC	GTRC
Sand (kg)	1005	1005	1005
Gravel (kg)	722	722	722
Cement (kg)	350	314	316.1
Water (l)	210	188.4	189.7
w/c	0.6	0.6	0.6
Epoxy resin (kg)	-	47.1	-
Ground tire rubber (kg)	-	-	15.81

Three types of mixtures have been made: ordinary cement concrete, epoxy-modified concrete and ground tire rubber concrete. The ordinary cement concrete (Traditional Concrete, TC) had a compressive strength of 30 MPa. In the epoxy-modified concrete (Epoxy Resin Concrete -with hardener-, ERC), cement was replaced with epoxy resin with  $p/c$  15% (polymer/cement mass ratio). In the case of the Ground Tire Rubber

Concrete (GTRC), cement was replaced with rubber powder with  $p/c$  5%. The volume of water + cement + polymer, the aggregate content and the water/cement ratio ( $w/c$ ) was the same in the three mixtures in order to have an uniform criterion for the comparison of the results. A detailed study of the mechanical and durability properties of these mixtures can be seen in Fernández-Ruiz et al. [20].

In Fernández-Ruiz et al. [20], encouraging results of resistance and durability were obtained for the polymer proportions chosen in the present work. Table 2 shows the details of the mixtures.

## 2.2 Specimens details

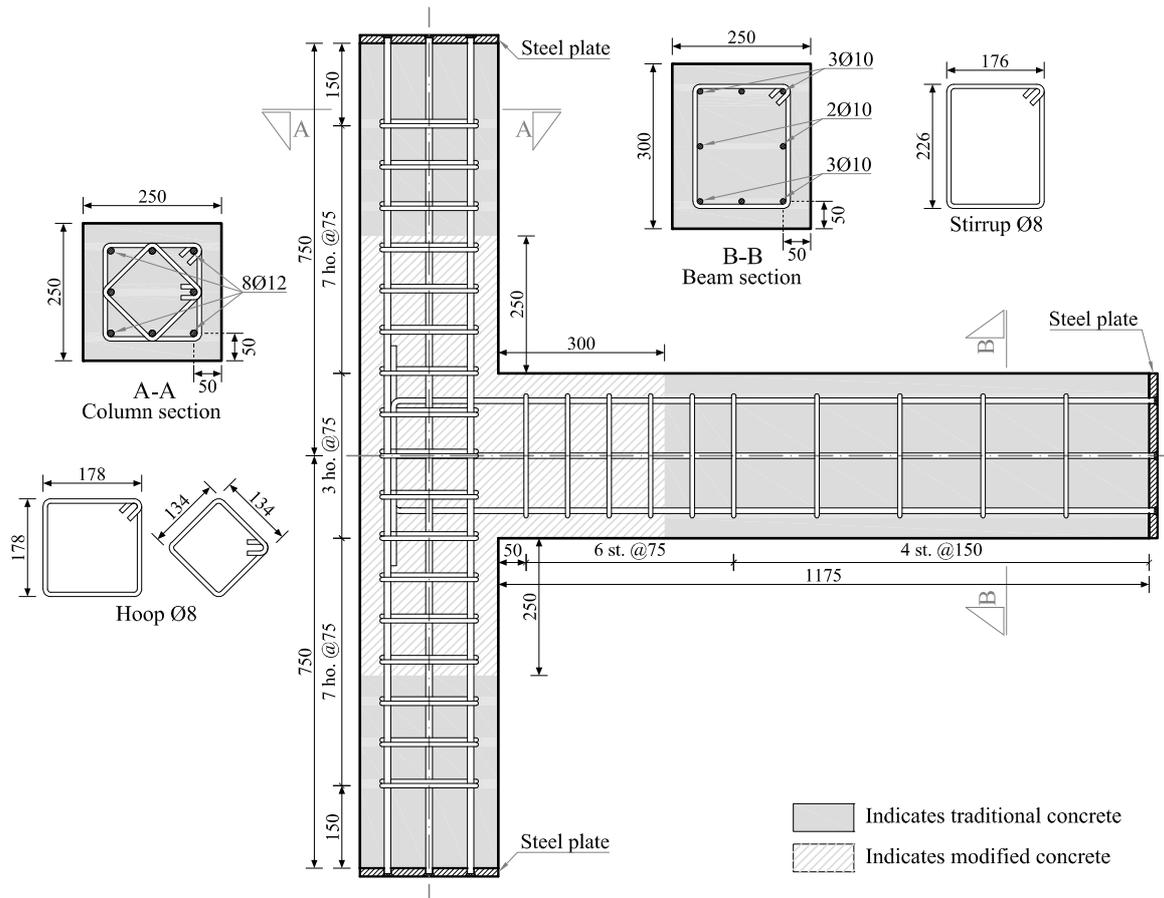


Fig. 1. Specimen construction details (dimensions in mm).

Three RC beam-column joints were casted, one per each concrete mixture studied in this work. All of them had the same geometry and reinforcement detailing. Joints were designed following the Eurocode 8 [29] prescriptions corresponding to a building with a high requirement of energy dissipation capacity. Dimensions and reinforcement detailing of both the beam and the column allow significant shear stress levels in the joint before the formation of a plastic hinge in the beam. The overall design of the beam-column joint was chosen to highlight the resisting mechanisms of concrete in order to appreciate the influence of the different mixes studied in this work. One specimen was built entirely with traditional concrete (TC specimen) serving as reference. The other two specimens were casted replacing the traditional concrete of the connection zone by epoxy resin concrete (ERC specimen) and ground tire rubber concrete (GTRC specimen), respectively, as shown in Fig. 1. In Fig. 1 the PCC was placed along the lengths of the critical regions proposed by Eurocode 8 [30] for the case of Medium ductility class for both, primary seismic beams and columns.

The specimens dimensions were: beams with a cross section of 250×300 mm and a length of 1175 mm and columns with a cross section of 250×250 mm and a total height of 1500 mm. The column reinforcement

was made up of 8 $\varnothing$ 12 ( $\varnothing$  indicates the diameter) longitudinal bars and  $\varnothing$ 8 double hoops. Beams were reinforced with 8 $\varnothing$ 10 (see Fig. 1) and  $\varnothing$ 8 stirrups. Dimensions and reinforcement detailing of the specimens are shown in Fig. 1.

According to Barbhuiya and Choudhury [31] there is an important size effect in the response of beam-column joints under cyclic loading. In our case, the available space in the laboratory did not allow for testing full scale specimens and so small specimens were tested. In order to do a comparative study of the influence of the type of concrete, big enough cross-sections in the joint zone were necessary. For this reason, specimens with similar dimensions to the ones tested by Karayannis et al. [23,24] were adopted (Fig. 1).



Fig. 2. Formwork (a) and casted specimen (b).

Specimens were casted and properly compacted in formworks as shown in Fig. 2. After 24 hours the specimens were demolded. The curing process continued for 28 days covering the specimens with soaked burlaps in order to maintain adequate temperature and humidity conditions (20°C and RH > 95%) until the time of testing. In the case of specimens ERC and GTRC, the two types of concretes were mixed at the same time with two concrete mixers. Wooden hatches (Fig. 2.a) properly located in the mold were used to separate each zone during the pouring. The concreting and consolidation of the two mixes were done simultaneously. Finally, these hatches were removed and the concrete was vibrated in order to eliminate any discontinuity.

Three 150 mm cube samples of each type of concrete were used to evaluate the compressive strength of each concrete mixture (see results in 0). In the same way, the yield strength ( $f_y$ ) and the ultimate yield strength ( $f_u$ ) of the steel bars were obtained from tensile tests (see 0).

Table 3. Strength of concrete mixtures and steel reinforcement.

Concrete	Steel			
	$f_{cm}$ (MPa)	$\varnothing$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
TC	30.4	8	554,1	642,2
ERC	24.6	10	515,6	614,9
GTRC	18.4	12	529,5	613,4

### 2.3 Test set-up and instrumentation

All the specimens were tested under quasi-static cyclic loading using two electronically controlled hydraulic actuators of 1000 kN capacity. Hinge mechanisms were arranged at each end of the column to simulate inflection points (zero value of bending moments). A constant axial load was applied to the top of the column using the first actuator (see Fig. 3) and keeping the other end of the column supported to produce the equal reaction. The second actuator was placed at the beam end to introduce a cyclic force. Identical assemblies were used for the three tested specimens. Next to the column, in the face opposite to the beam, an auxiliary frame served to restraint the lateral displacement of the column during the test.

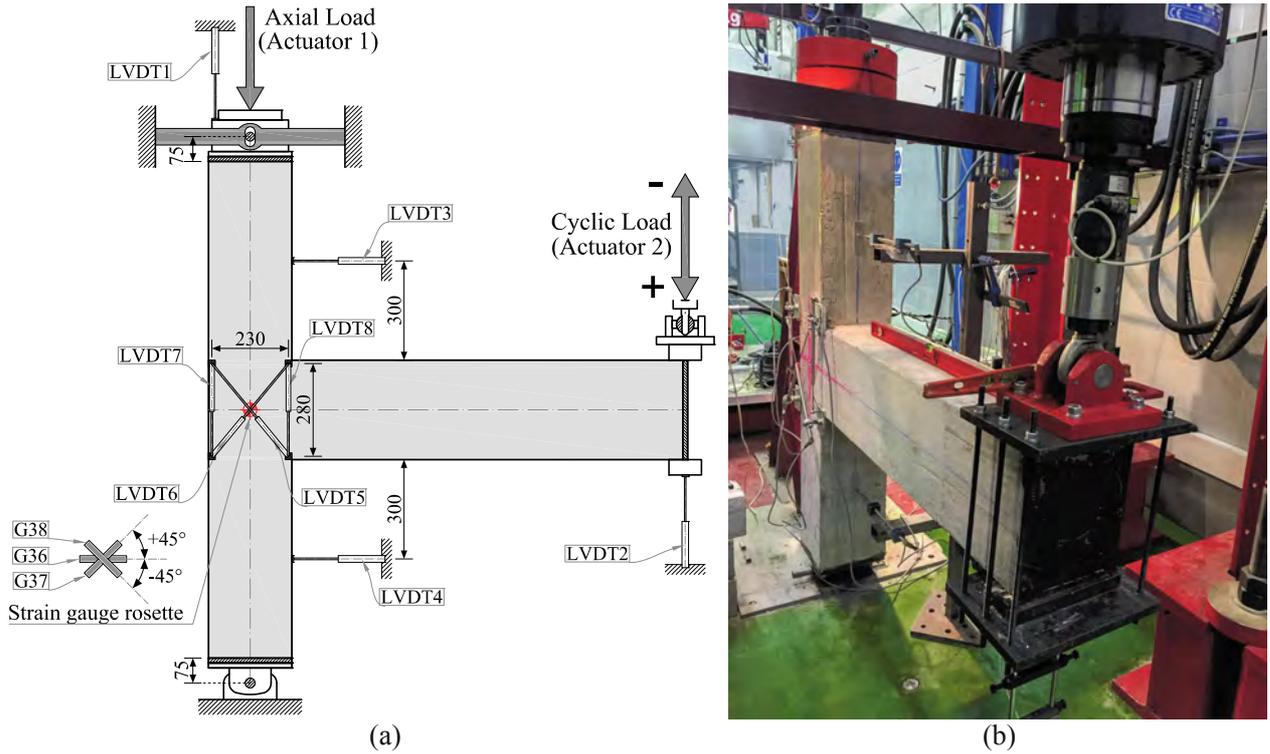


Fig. 3. Test setup: general scheme and TC specimen before testing.

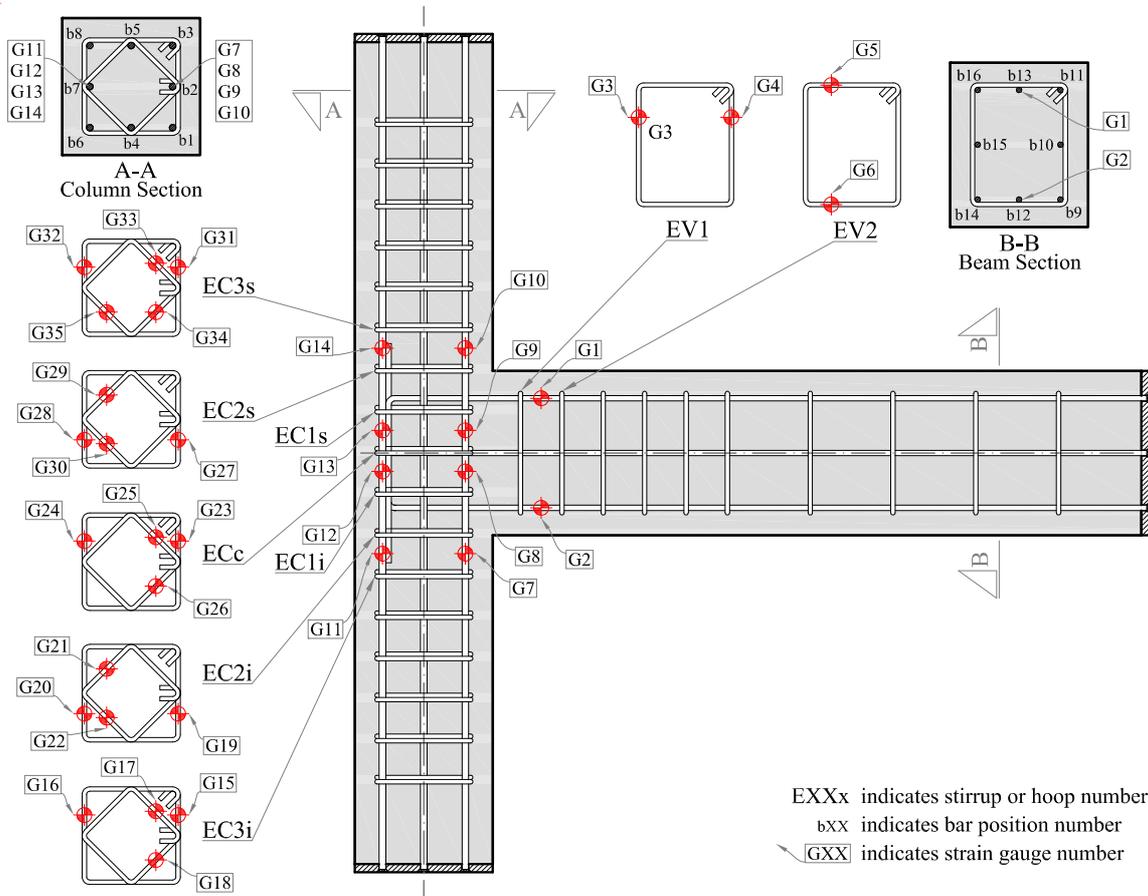


Fig. 4. Location of strain gauges.

Strain gauges were attached to longitudinal and transverse reinforcement bars of both beam and column in the joint zone to record the strain during the loading process. A concrete rosette strain gauge was also placed on the concrete surface of the intersection between the longitudinal axes of the beam and the column to measure the shear strains. Four linear displacement transducers LVDT with a range of 100 mm were used to record the horizontal and vertical displacements of the beam-column joint and additional four LVDT with a range of 10 mm were placed on the intersection to measure deformations. Finally, two load cells were used to measure the applied forces on both, the top of the column and the beam end. Fig. 3 shows the general scheme of the test setup, indicating the position of the measuring instruments. The location of the strain gauges and the nomenclature used for their identification are shown in Fig. 4.

## 2.4 Test program

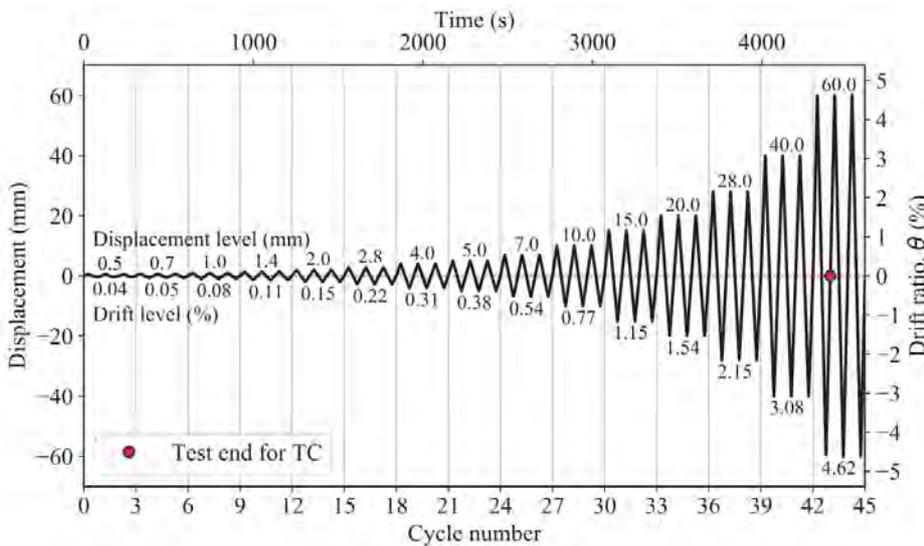


Fig. 5. Cyclic loading history.

Three beam-column joints made with TC, ERC and GTRC were tested in the Structures Laboratory of the University of Granada. The test setup used in this investigation is shown in Fig. 3. As shown, the

column was vertically positioned and firmly fixed under the application of a constant axial load of 103kN (corresponding to 10% of the column axial load capacity of the reference concrete) which was kept constant during the test, as recommended by other researchers [26,27,28] to simulate the gravity load. At the end of the beam a quasi-static reversed cyclic load with displacement control was introduced. As suggested by ACI 374.1-05 recommendations [35], the adopted load sequence was based on generating a gradual process of loading from small deformations until levels of drift considered unacceptable. Three fully reversed cycles with a frequency of 0.01 Hz were applied to each displacement starting from  $\pm 0.5$  mm to  $\pm 60$  mm with gradual increments such as the displacement of a step had values between 1.25 and 1.5 the previous one (Fig. 5), until the failure of the specimen. The frequency was kept equal to 0.01 Hz during the whole process of loading. The downward loading direction is established as positive in this study. The vertical moment associated with the P- $\Delta$  effect in the column is neglected and so no additional moment apart from the one due to the beam rotation has been considered.

The drift ratio  $\theta$  or angular rotation imposed on the connection is calculated as the ratio between the displacement imposed at the end of the beam,  $\Delta$ , and the length of the beam from the column centroidal axis (see the values of  $\theta$  in Fig. 5).

### 3. Results and discussion

#### 3.1 Global response

In this section, the experimental results corresponding to the three tested RC joints (TC, ERC and GTRC) are reported.

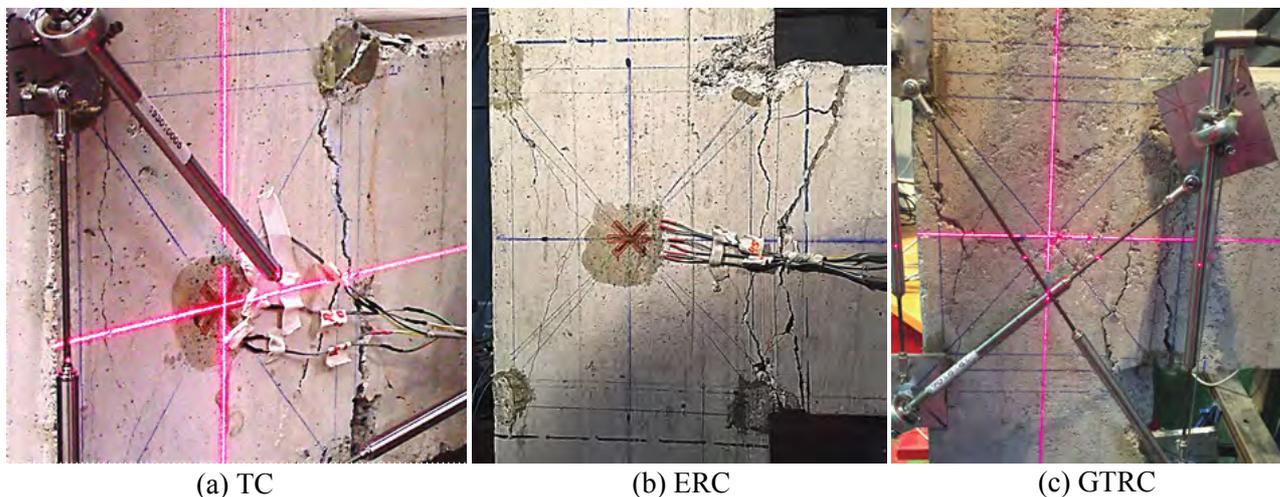


Fig. 6. Cracking at advanced state of loading.

The three specimens presented early formation of beam flexural cracks in sections adjacent to the joint for drift ratios of around 0.25%. Yielding of beam longitudinal reinforcement occurred for drift ratios of between 1.0% and 1.5% leading to a reduction in the rate of loading capacity of the specimens. Yielding of longitudinal reinforcement occurred before than shear cracks in the joint zone (presenting the so-called *BJ* failure mode [36,37]) since shear-induced cracks in the joint panel appeared for drift ratios of between 1.5% and 2.2%. For drifts from 2.2 to 3.1%, concrete deterioration was greater in the joint and in the portion of the beam next to the joint due to the propagation of the shear cracks, the widening of flexural cracks and the spalling of the concrete cover. Finally, for drifts greater than 3.1% the damage in the joint increased and concrete cover spalling occurred on the face of the column opposite to the beam. The three tested connections showed a high flexural degradation and a loss of bond when the last drift ratio was imposed. Such severe damage was not observed in relation to shear. Fig. 6 illustrates the crack patterns at an advanced state of loading for the three tested specimens.

A similar behavior in the three specimens was perceived during the tests. Fig. 7 shows the cyclic load versus drift ratio response for each tested specimen (a video is included in the Supplementary Material to better visualize this experimental results). In all of the hysteresis curves the following points are identified: 1) appearance of initial beam flexural cracks (reduction of the stiffness of the joints); 2) yielding of beam longitudinal reinforcement; 3) appearance of joint shear cracks; 4) the zone of the beam close to the joint showed a great amount of damage and the spalling of concrete cover is evident; 5) maximum load is reached. In general, the curves shown in Fig. 7 are similar for both upward and downward load directions. Specimens with TC and ERC presented similar behavior but the hysteresis curve corresponding to the specimen with GTRC in the joint showed a noticeable reduction of the load capacity for intermediate and high drift ratios.

The load-displacement hysteretic responses represented in Fig.7 show that, for the first cycle of each applied drift, TC and ERC specimens exhibited similar hysteretic loops with overall ductile responses. However, the GTRC showed a considerable reduction in load-carrying capacity for the first cycle, which is more pronounced for drift ratios greater than 3%. As can be seen in Fig. 7, in both TC and ERC no decline in load-carrying capacity exist. Moreover, in the last hysteretic loop the ERC specimen reached the same load

that of the control specimen, TC. This might be attributed to an enhancement of bond associate with the content of epoxy resin.

As shown in Fig. 7, for the last two cycles of applied drifts GTRC specimen showed an important loss of the load-carrying capacity being this decay the more important the bigger the drift ratio is. This significant strength degradation during repeated cycles for a given drift might be associated to the lower compressive strength of GTRC, to the sliding of longitudinal reinforcement of the beam or to both reasons. This effect was not exhibited in neither TC nor ERC specimens, in which the reduction in load capacity for second and third cycles is kept almost constant for all the applied drift ratios.

Fig. 8 shows the envelope curves of the tested hysteretic loops, which represent the maximum load peaks for each imposed drift level. Table 4 summarizes the most relevant parameters of the experimental tests of the three specimens in terms of drift ratio ( $\theta$ )-load ( $P$ ): first cracking ( $\theta_{cr}$ ,  $P_{cr}$ ), yielding ( $\theta_y$ ,  $P_y$ ), maximum load ( $\theta_{Pmax}$ ,  $P_{max}$ ) and the values associated with the failure of each specimen or ultimate load ( $\theta_{ult}$ ,  $P_{ult}$ ).

Fig. 8 shows that TC and ERC specimens presented after yielding a slight increase in strength and a subsequent tendency to maintain the load capacity level. However, in the case of the GTRC specimen, a slight drop in strength was observed during the last cycle. Envelope curves of TC and ERC specimens show similar load capacity values for negative loading direction but for the positive direction the ERC specimen showed a slight reduction of the load capacity and a noticeable larger deformation in comparison with the TC. However, at the ultimate drift ratio both ERC and TC specimens had approximately the same maximum load. On the contrary, the envelope of the GTRC specimen showed a reduction in strength and greater deformations with respect to the control specimen.

Fig. 8 and Table 4 show that ERC and GTRC specimens had a cracking load slightly lower than that of the TC specimen; TC and ERC specimens had approximately the same values of yielding, maximum and ultimate load for both loading directions. In the case of GTRC specimen, a reduction of 11% in the yielding load, of 16% in the maximum load and of 23% in the ultimate load respectively with respect to the TC specimen was observed. The aforementioned results confirm similar hysteretic behavior of TC and ERC joints. On the contrary, the specimen with a GTRC joint showed a lower load capacity and a higher stiffness degradation. The initial stiffness of each tested connection  $K_i$ , corresponding to the slope of the line connecting the origin with the yield point, are summarized in Table 4. On average, the reduction of  $K_i$  for ERC and GTRC specimens was 16% and 37% respectively in relation with the reference specimen, TC. This reduction in initial stiffness in both ERC and GTRC joints was consistent with the difference between the compressive strengths of the concrete mixtures (see 0).

**Table 4. Main response values of each specimen.**

	TC		ERC		GTRC	
	Downward	Upward	Downward	Upward	Downward	Upward
$P_{cr}$ (kN)	10.9	10.7	9.2	8.2	9.4	7.1
$\theta_{cr}$ (‰)	0.25	0.21	0.21	0.15	0.30	0.21
$P_y$ (kN)	30.5	27.1	31.3	27.3	26.2	25.1
$\theta_y$ (‰)	1.09	0.95	1.43	1.07	1.54	1.36
$P_{max}$ (kN)	37.5	33.9	37.3	34.6	31.6	28.4
$\theta_{Pmax}$ (‰)	4.62	4.62	4.62	3.08	3.08	2.15
$P_{ult}$ (kN)	37.5	33.9	37.3	34.4	30.1	25.2
$\theta_{ult}$ (‰)	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62
$K_i$ (kN/mm)	2.15	2.19	1.68	1.96	1.31	1.42
$P_{peak42}$ (kN)	29.9	27.9	28.7	31.4	23.7	23.0
$\theta_{D25\%}$ (‰)	4.62*	4.62*	4.62	4.24**	3.08	3.50**
$\mu\theta = \theta_{D25\%} / \theta_y$	4.2	4.9	3.2	4.0	2.0	2.6

\* Expected value based on the tendency of precedent drift levels.

\*\* Value obtained by interpolation.

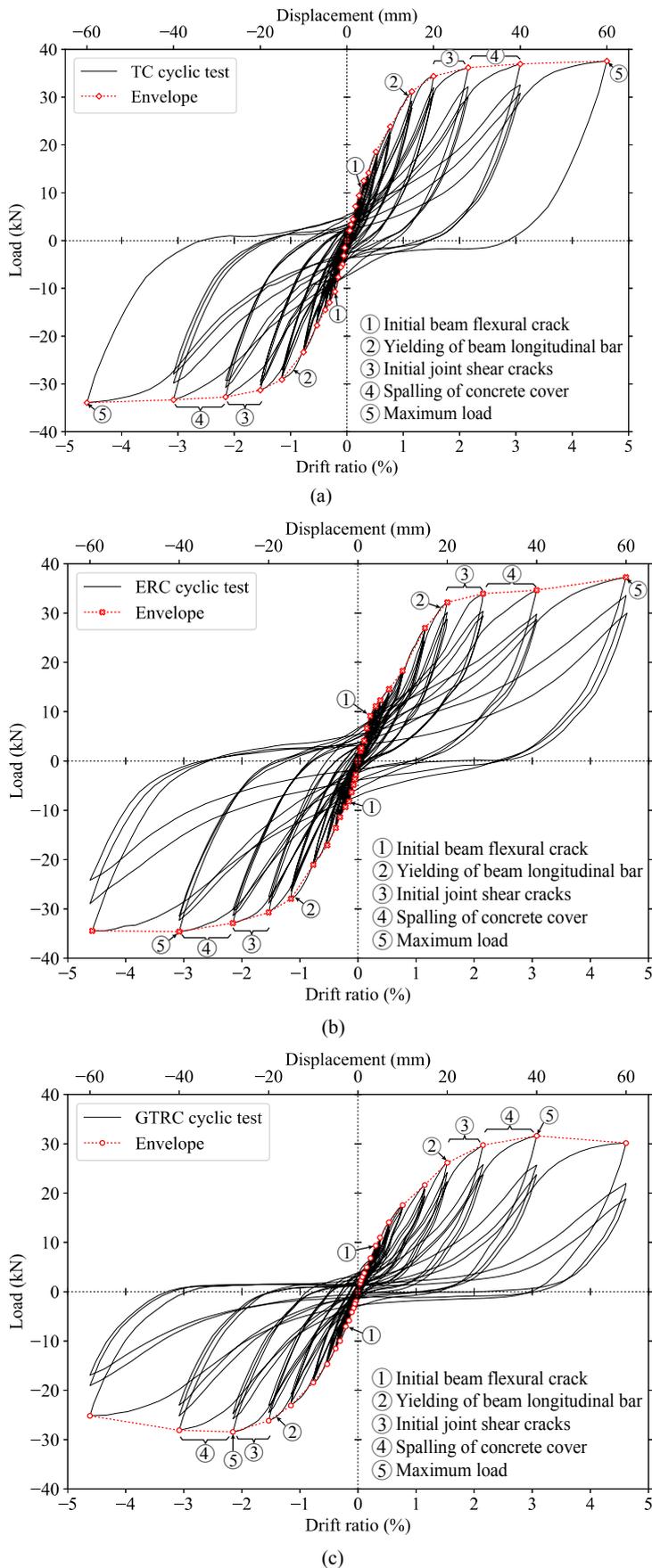


Fig. 7. Hysteresis curves of TC (a), ERC (b) and GTRC (c) specimens.

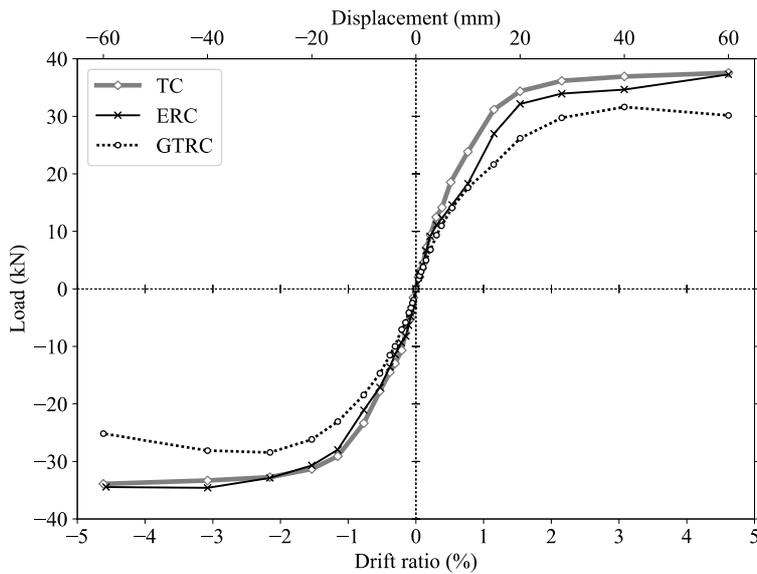


Fig. 8. Comparison of load-displacement response (hysteresis envelope curves) for each tested specimen.

### 3.2 Strength degradation and ductility

In this work, as suggested by ACI 374.1-05 [35], the strength degradation is determined as the reduction in the load capacity for the third cycle of each drift level in relation to the maximum load reached during the test for the same loading direction. For the third cycle of a drift ratio level of 3.08%, the relationship between peak load of cycle 42,  $P_{peak42}$ , (see Table 4) to the maximum load reached in the test ( $P_{max}$ ) is calculated in order to compare the strength degradation at high drift ratios. Thus, an average of positive and negative loading directions for a drift ratio of 3.08%, strength degradation of TC, ERC and GTRC specimens was 19%, 16% and 22% respectively. For the end of the tests (4.62% drift ratio), ERC and GTRC specimens reached an average strength degradation of 25% and 40% respectively.

For each loading direction, a maximum strength degradation of 25% for drift ratios lower than 3.5% is specified in [35] for RC beam-column joint designed to satisfy high seismic performance or located in regions of high seismic risk. In Table 4, the drift ratio for which a 25% strength degradation is reached ( $\theta_{D25\%}$ ) has been summarized. For ERC and GTRC specimens, the  $\theta_{D25\%}$  values were determined by interpolation of strength degradation results between drift levels of 3.08% and 4.62%. Values of  $\theta_{D25\%}$  in Table 4 indicates that the above requirement is sufficiently fulfilled for TC and ERC specimens, while the GTRC specimen only satisfied the limit of 25% of degradation for the negative loading direction, not being fulfilled for the downward load direction.

Based on the strength degradation limit of 25% proposed by ACI 374.1-05 [35], a parameter  $\mu_{\theta}$  defined as the relationship between  $\theta_{D25\%}$  and the yielding drift ratio ( $\theta_y$ ) has been calculated (last line in Table 4). This parameter is an indicator of the rotational ductility of the specimen. Average values of  $\mu_{\theta}$  for the tested specimens were 4.6, 3.6 and 2.3 for TC, ERC and GTRC joints, respectively. Consequently, ERC joint ductility was 21% lower than that of TC joint, which may be due to its initial lower rigidity. Regarding the GTRC joint, the ductility was half the value of the reference specimen (TC), likely due to the low concrete compressive capacity and a probable loss of bond of concrete with the reinforcing steel bars.

### 3.3 Cracking pattern

Crack patterns from a visual inspection during the loading history are reported for the three specimens in Fig. 9. The numbers in Fig. 9 refer to the drift ratio level at which the cracks were evident. The first cracks in the beam appeared in the section closest to the column. As the drift level increased, these cracks extended towards the beam axis. The first inclined shear cracks in the specimens were observed for drift ratios of 1.54%, being more noticeable for 2.15%. For drifts from 1.5% to 3.1%, vertical cracking inclined slightly and appeared on the sides of the column core. Fig. 9.a and 9.b show that both TC and ERC specimens showed a cracking pattern of X-shaped, generated by cyclic changes in loading direction. The GTRC joint exhibited a few inclined cracks having some almost horizontal cracks (Fig.9.c). The failure mode of the GTRC specimen could be associated to a loss of bonding and flexural overstresses due to the low concrete compressive strength of the GTRC concrete. In the reference specimen (Fig.9.a) an anticipated horizontal crack appears in the joint for the drift around 1.0%, just at the level of the bottom longitudinal reinforcement of the beam. This could be connected to an anticipated loss of bond of the reinforcing steel bars in that zone which could lead to reinforcement slippage with the consequent loss of capacity of the TC connection for negative loading direction, as perceived in Fig. 8.

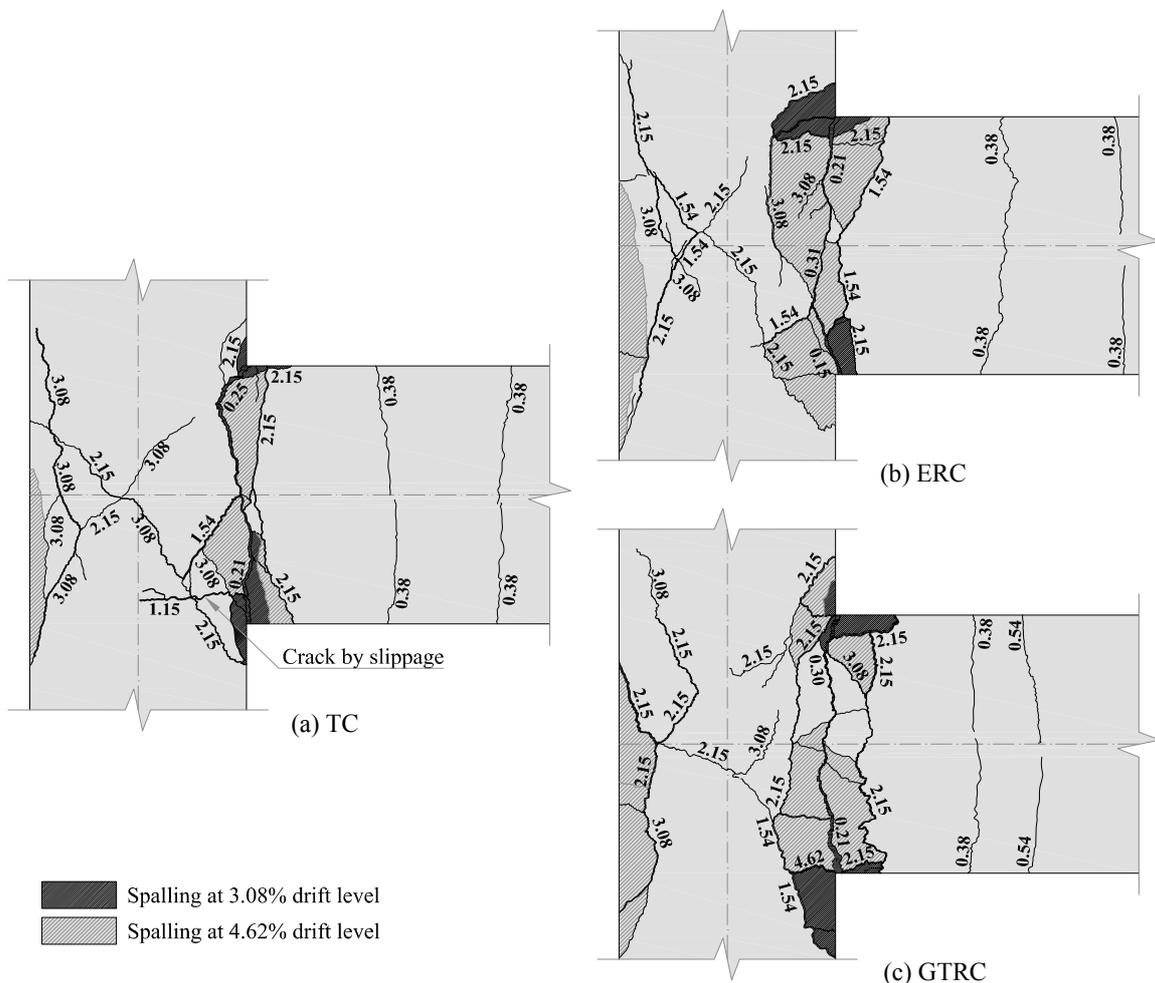


Fig. 9. Cracking pattern for each specimen. Numbers indicate drift level at which cracks appear.

The spalling in zones with larger compression stress was evident at drift ratios of between 2.2% to 3.1%. The concrete degradation in the zone of the beam adjacent to the joint was major at drift ratios larger than 3.1% and spalling of concrete was spread towards the axis of the beam. For drifts greater than 3.1% spalling of the column cover concrete on the face opposite to the beam occurred.

The cracking pattern of all the specimens indicates that deterioration of the connection were predominantly associated to flexure of the beam and beam longitudinal reinforcement slippage, in accordance with the beam-column flexural strength ratio and the appropriate amount of transverse reinforcement in the joint. Joint shear was adequately controlled by the transverse reinforcement and possibly by a contribution of the longitudinal reinforcement placed on the axis of the beam.

### 3.4 Stiffness degradation

Peak-to-peak stiffness was computed as the slope of the line that connects the points of maximum load and displacement on positive and negative directions for each loading cycle. Fig. 10 shows the peak-to-peak stiffness for each loading cycle versus the imposed drift ratio. For drift ratios of up to 0.15% (the beginning of beam cracking), ERC joint stiffness was similar to that of the TC joint while for higher drift ratios the ERC joint presented a larger stiffness degradation. At a 0.77% drift ratio, the stiffness of the ERC specimen is around 84% of that of TC specimen. Fig. 10 shows that from a drift ratio of 0.77% the rate of stiffness degradation gradually decreases until it equals the values of the reference specimen, TC. Finally, for drift ratios above 2.15% both, ERC and TC specimens had almost identical stiffness. In view of the above, it can be concluded that the ERC joint showed a lower stiffness degradation for drift ratios above 0.77%, which indicates a better performance for high levels of cyclic deformation than the reference specimen. On the other hand, the GTRC joint presented lower stiffness than the TC joint (an average of 77% of the TC joint stiffness during the test). Fig. 10 shows that the GTRC specimen presented a uniform stiffness degradation with a similar trend to the TC specimen but with less stiffness in the whole range of drifts. Reduction of GTRC joint stiffness was associated to the lower compressive strength of the GTRC in comparison with TC.

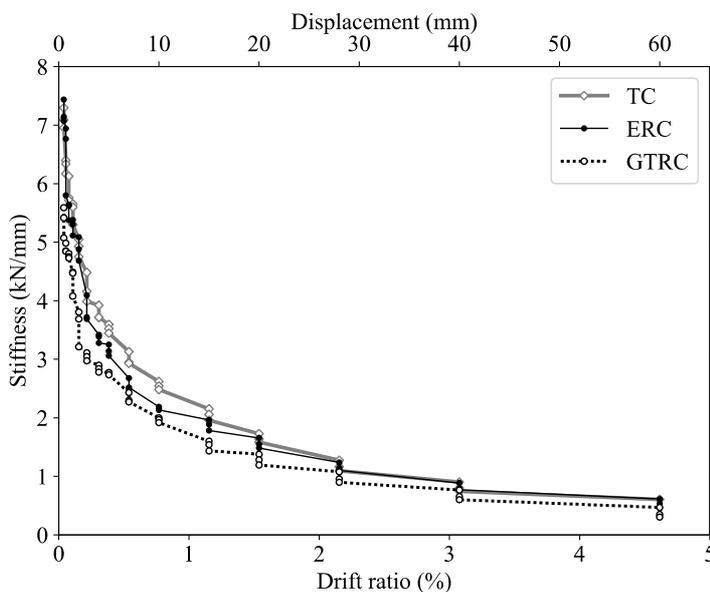


Fig. 10. Degradation of peak-to-peak stiffness.

### 3.5 Energy dissipation capacity

Energy dissipation capacity of RC joints improves the seismic performance of the structure under earthquake actions. Dissipated energy is the sum of the energy dissipated by damping (damping energy) plus the energy dissipated by deformation (expended strain energy) [38]. Because the speed of the loading procedure is very small, the damping energy can be neglected and only the dissipated energy that comes from expended strain energy is going to be considered in this work. The expended strain energy was determined computing the area enclosed by the hysteresis loops during the reversed cycling loading history. Fig. 11 shows the cumulated expended strain energy for each load cycle. In Fig. 11 the corresponding drift ratio is also

indicated in the upper axis. Fig. 11 shows that for drift ratios above 0.38%, the ERC specimen presented lower energy dissipation capacity compared to that of the TC joint, being the maximum difference 24% at 1.54% drift ratio. However, for drift ratios greater than 1.54%, the ERC joint improved its capacity to dissipate energy, equaling the cumulated dissipated energy corresponding to the TC joint at the end of the test. The above information regarding the initial dissipated energy of the ERC joint was consistent with its smaller initial stiffness (Fig. 8) and the lower concrete compressive strength of this type of concrete. Accounting for the fact that as loading cycles progress the concrete degradation increases and reinforcement tends to suffer greater slippage [39], the improvement in the energy dissipation capacity of the ERC joint at the final stage of the test could be attributed to a bond enhancement between epoxy resin, concrete and reinforcement.

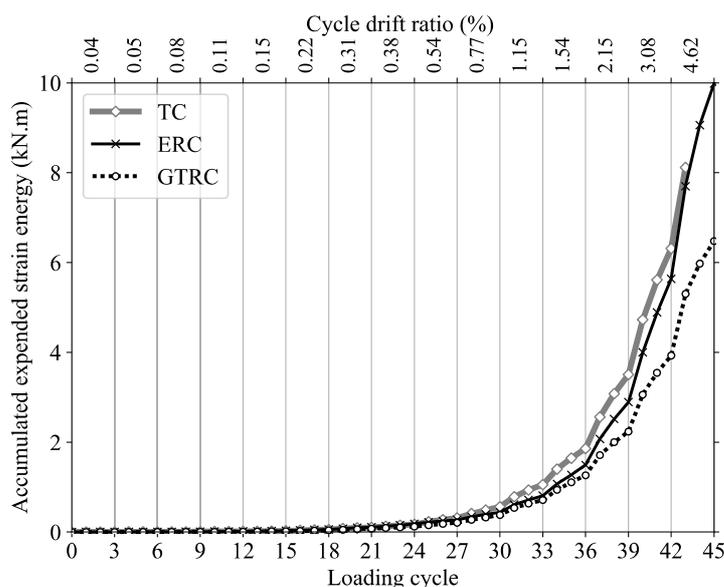


Fig. 11. Accumulated expended strain energy in each loading cycle.

For all drift ratio levels, the GTRC joint showed an expended strain energy up to 45% lower than the one showed by the TC joint. The main reasons for this smaller energy dissipation of the GTRC joint are associated with the low concrete compressive strength which resulted in: 1) lower flexural and shear capacity of the connection; and 2) a possible loss of bond of the longitudinal reinforcement which lead to a greater pinching effect at last loading cycles.

### 3.6 Equivalent viscous damping ratio

The equivalent viscous damping ratio has also been used as criteria of comparison of the tested specimens. The equivalent viscous damping ratio  $\xi_{eq}$  is obtained from Eq. (1) [40]:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_{SE}}{E_{el}} \quad (1)$$

where  $E_{SE}$  is the expended strain energy obtained as the area of the surface enclosed within a hysteresis loop and  $E_{el}$  is the elastic strain energy stored in an equivalent linear elastic system. The value of  $E_{el}$  is obtained for each hysteresis loop as the area of the triangle defined by the origin, the point of maximum load and its corresponding displacement and the horizontal axis, for both positive and negative directions.

Fig. 12 allows for the comparison of the three tested specimens in terms of the equivalent viscous damping ratio corresponding to the first, second and third cycles, respectively, of each applied drift. Comparison of the results for the first cycles of each drift level in term of the equivalent viscous damping ratio (Fig. 12) shows

that the value of  $\xi_{eq}$  corresponding to ERC specimen was around a 15% lower than that of TC specimen for drift ratios up to 3.08%. However ERC specimen presented the largest equivalent damping ratio at the last drift level (4.62%), being  $\xi_{eq}$  equals to 0.153. In the second cycles, the difference between TC and ERC equivalent damping indices decreases considerably. Fig. 12 shows that for the third cycle of loading, the equivalent damping ratios are almost the same for both TC and ERC joints. At drift ratios above yielding, GTRC specimen exhibited a considerably smaller hysteretic damping capacity with values of  $\xi_{eq}$  ranging between 68% and 80% to that of TC specimen.

Comparison of the equivalent viscous damping ratio of specimens for each cycle of drift level in Fig. 12 shows a good energy dissipation capacity of the ERC. Moreover, the ERC specimen exhibited an improvement of the dissipation capacity for the largest drift levels as well as a better conservation of it after damaged in a previous cycle. The above may be due to an enhancement of bond between ERC concrete and reinforcement.

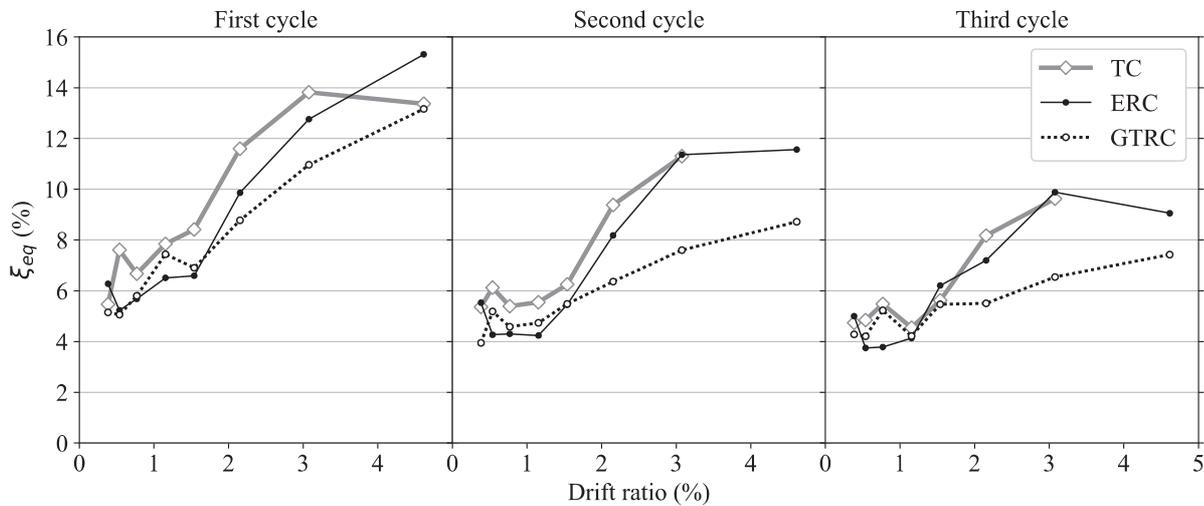


Fig. 12. Equivalent viscous damping ratio for first, second and third cycle of each drift level.

### 3.7 Joint damage level

The Damage Index ( $DI$ ) is a dimensionless parameter whose values vary from 0 (for no damage) to 1 (for complete damage). Different levels of damage of the structure can be defined depending on the value of the damage index. The damage index model by Park and Ang [41] has been used in this work to compare the relative performance of the three tested beam-column joints. This damage index is calculated from the following equation:

$$DI = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE \quad (2)$$

In Eq. (2),  $\delta_M$  is the maximum displacement of the cycle considered,  $\delta_u$  is the ultimate displacement under monotonic loading and the integral part is the amount of expended strain energy dissipated up to the cycle under consideration. The yield strength of each specimen determined from the experimental campaign,  $P_y$ , is summarized in Table 4.

The coefficient  $\beta$  in Eq. (2) is related with the strength degradation of the structure. The value of this parameter has been obtained from the expression proposed by Park and Ang [41] as:

$$\beta = \left( 0.447 + 0.073 \frac{l_v}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_l \right) 0.7^{\rho_w} \quad (3)$$

being  $l_v$  the ratio  $M/V$ ,  $d$  the effective height of the cross section,  $n_0$  the normalized axial stress (defined as:  $n_0 = \frac{N}{f_{ck}bd}$ , with  $b$  the width of the cross section),  $\rho_l$  the longitudinal steel ratio (as a percentage) and  $\rho_\omega$  the confinement ratio (defined as volumetric ratio of stirrup to the core concrete, expressed as a percentage). The value of parameter  $\beta$  obtained from Eq. (3) for the studied specimens is 0.11, which is in agreement with the value of 0.1 used in other studies about RC exterior beam-column joint connections [42,43] as proposed by Villemure and Ventura [44].

As others authors did [24,45], the value of  $\delta_u$  corresponding to the TC joint in Eq. (2) has been estimated using the expression proposed by Biskinis and Fardis [46] and adopted by Eurocode 8 [30] for the ultimate drift  $\theta_{um}$  (Eq. (4)):

$$\theta_{um} = 0.016(0.3^v) \left( \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right)^{0.225} \left( \frac{l_v}{h} \right)^{0.35} (25)^{\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_{cm}}} \quad (4)$$

In Eq. (4)  $h$  is the height of the section,  $v = \frac{N}{f_{cm}bh}$ ,  $\omega$  and  $\omega'$  are the mechanical reinforcement ratios of the tension (including the web reinforcement) and compression, respectively, longitudinal reinforcements;  $\rho_s$  is the ratio of transverse reinforcement ( $\frac{A_s}{bs}$ ,  $s$  = stirrup spacing) and  $f_{yw}$  and  $f_{cm}$  the stirrup yield strength and the concrete compressive strength, respectively (both in MPa). Parameter  $\alpha$  in Eq. (4) is the confinement effectiveness factor, given by [46]:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0h_0} \right) \quad (5)$$

In Eq. (5)  $b_0$  and  $h_0$  are the dimensions of confined core to the centerline of the hoop and  $b_i$  is the centerline spacing of longitudinal bars restrained laterally by stirrups.

In the cases of both ERC and GTRC specimens the corresponding values of  $\delta_u$  has been obtained by weighting the value obtained for TC joint (Eq. (4)). The weighted values have been obtained based on parameter  $\theta_{D25\%}$  (see Table 4). Table 5 summarizes the values of  $\delta_u$  considered for the three tested joints.

**Table 5. Values of  $\delta_u$  adopted in Eq. (2) for each specimen.**

	TC	ERC	GTRC
$\delta_u$ (mm)	87.1	83.5	62.0

The DI values calculated from Eq. (2) are represented in Fig. 13 as a function of the drift ratio. In Fig. 13 the evolution of the damage during the cycling loading history can be seen. This figure shows that GTRC joint has a higher damage index in each drift ratio compared to both TC and ERC specimens. Ang et al. [47] consider that a damage index equal to 0.8 represents an acceptable limit to prevent collapse and Saghafi and Shariatmadar [42] consider complete damage of the specimen if  $DI \geq 0.8$ . Comparison of the damage level of the beam-column joints in Fig.13 shows that the levels of damage exhibited by both TC and ERC specimens are almost identical and reach 80% damage at a drift ratio of around 3.5%. In average, the GTRC joint exhibited a damage 33% greater to that of TC specimen, reaching 80% damage for a drift ratio of 2.9%.

So, the measured damage in the specimens is consistent with results presented in the previous sections and confirms an acceptable behavior of both TC and ERC joints. On the contrary, the behavior exhibited by GTRC joint discourages their use in high seismic hazard locations.

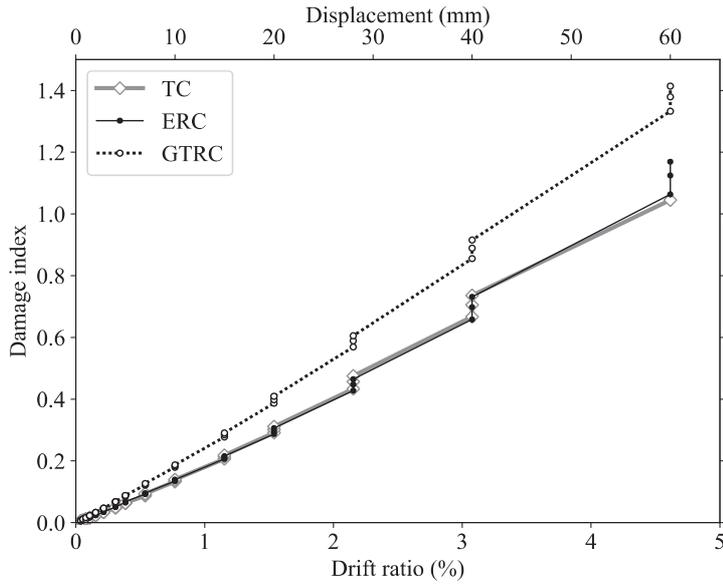


Fig. 13. Damage index vs drift ratio for all hysteretic cycles.

### 3.8 Joint shear behavior

The overall RC joint shear stress-strain relationship is most dependent on the concrete compressive strength [48]. The joint shear strain  $\gamma_{joint}$  (see Eq. (6)) has been computed using the measurements of the strain gauge rosette and the displacement transducers placed on the joint panel (see Fig. 3). In Eq. (6),  $\epsilon_a$  and  $\epsilon_b$  are the strains computed using LVDT6 and LVDT5 respectively and  $\alpha$  is the angle of the measuring device with respect to the horizontal axis, equal to  $50.60^\circ$ . In the case of the strain gauge rosette (G37 and G38, see Fig. 3)  $\alpha = 45^\circ$ . For low drift ratios the strain values recorded by both LVDT and strain rosette were similar. Shear strains from the rosette gauge gave accurate information about the concrete behavior in the center of the joint before cracking, but after cracking the strain values were obtained from the LVDT records. For the highest drift ratios (above 2.15%), LVDT measurements were influenced by cracking mainly due to the shift of the points of support of the device. As a result, no records could be obtained for the last level of imposed drift ratios.

$$\gamma_{joint} = \frac{\epsilon_a - \epsilon_b}{2\sin(\alpha)\cos(\alpha)} \quad (6)$$

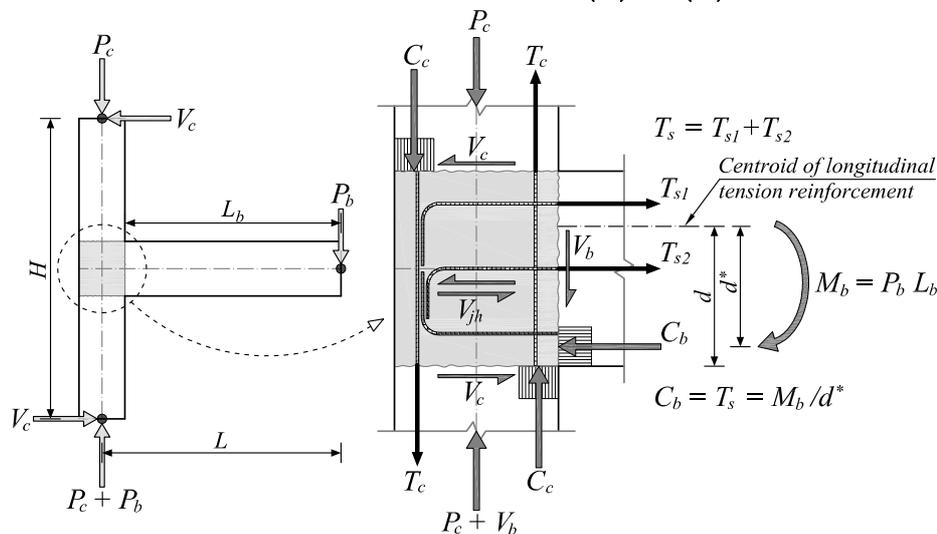


Fig. 14. Forces from beam and columns acting on the joint (downward direction).

Fig. 14 shows the forces acting on the joint when the external actions are applied to both beam and column during the tests. Joint shear stress  $\tau_{joint}$  was computed as the ratio between the acting horizontal shear force  $V_{jh}$  to the horizontal joint area  $A_{jh}$  (equal to the area of the cross section of the column), as shown in Eq. (7). In Eq. (7)  $T_s$  is the tensile force acting on the beam longitudinal reinforcement and  $V_c$  is the shear force on the column. The force  $T_s$  was calculated from the bending moment acting on the critical beam section and  $d^*$  (distance between the centroid of longitudinal tension reinforcement and the concrete compressive force  $C_b$ ). As in [12,49,50], a constant value of  $d^* = \beta d$  can be assumed for the three specimens without significant errors, where  $d$  is the distance from the extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement and  $\beta$  is a coefficient that depends on the position of  $C_b$ . From a beam sectional analysis, considering the reinforcement placed at the level of the axis of the beam ( $T_{s2}$  in Fig. 14) and for values of bending moment larger than the cracking flexural moment of the beam, an average value of  $\beta = 0.88$  was estimated.

$$\tau_{joint} = \frac{V_{jh}}{A_{jh}} = \frac{T_s - V_c}{A_{jh}} = \frac{P_b(L_b/d^* - L/H)}{A_{jh}} \quad (7)$$

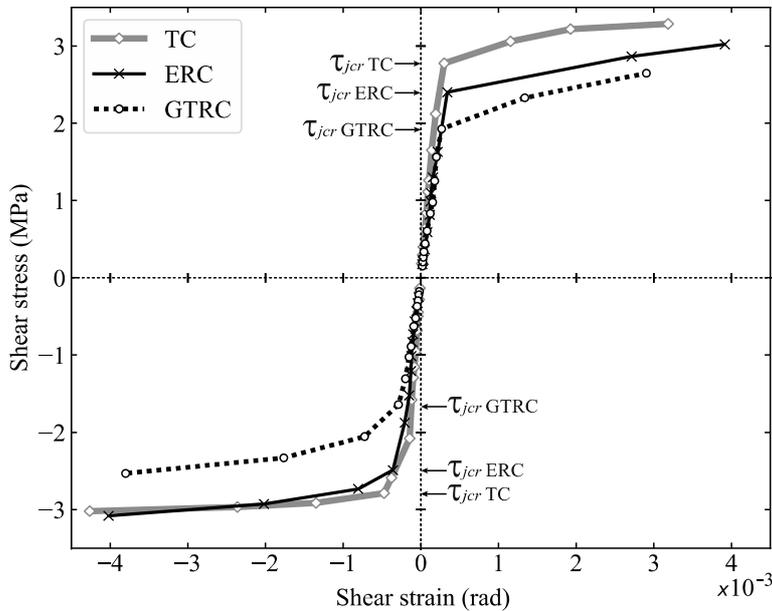


Fig. 15. Joint shear stress-strain envelope.

Fig. 15 shows the joint shear stress-strain envelope curves of each tested specimen. These curves depict the points of maximum shear stress for each drift level. Before shear cracking, structural behavior of the joints was almost linear. After shear cracking, a high increase in joint shear strain was observed caused by the rapid propagation of diagonal cracking. It is worth noting that the zone of the joint adjacent to the beam was deteriorated due to concentrations of high stress. Beam yielding limited the value of shear force applied to the joint, so maximum values of joint shear capacity were not observed.

For low strain values, joint shear stiffness was computed for each specimen. Shear stiffness of the joint  $G_j$ , which can be considered as an approximation of the concrete shear modulus, was obtained as the slope of the initial lineal region of the shear stress-strain relationship represented in Fig. 15. In Table 6  $G_j$  values for positive and negative loading directions are summarized. The ERC joint had an average shear stiffness of 19% lower than the one corresponding to the TC joint and for the GTRC joint this reduction reached 35%. The joint stress level corresponding to the concrete shear cracking ( $\tau_{jcr}$ ) is indicated in Fig. 15 for each specimen and the

corresponding values are shown in Table 6. The ERC and GTRC specimens presented, on average, a 12% and 36% reduction respectively in  $\tau_{cr}$  in relation to the value corresponding to the TC specimen. According to Priestley [51], the joint shear cracking of exterior beam-column connections is associated mainly to the principal tensile stresses, occurring joint cracking when the principal tension stress,  $\sigma_t$ , ranges from between  $0.29\sqrt{f_{cm}}$  MPa (lower limit) and  $0.42\sqrt{f_{cm}}$  MPa (upper limit). The values of the shear cracking stress obtained from  $\tau_{cr} = \sigma_t\sqrt{1 + \sigma_c/\sigma_t}$  for the tested specimens have been summarized in Table 6. The principal compression in the joint depends on: the compression axial load force to which the column is subjected, the compression forces at diagonally opposite corners due to the bending moments induced for both, beam and column; and the forces transferred by bond stress along beam and column longitudinal reinforcements. To simplify matters, it is going to be considered that the principal compression stress at joint is due solely to the column axial load, i.e.  $\sigma_c = P_c/A_{jh}$  is assumed. Regarding  $\sigma_t$ , the two extreme values proposed by Priestley [51] have been considered (Table 6). As can be seen in Table 6, experimental values of  $\tau_{cr}$  are proportional to the compressive strength of the concrete of each joint and they are in line with the estimation done for the theoretical values.

**Table 6. Shear stiffness and shear cracking stress of the joint (values in MPa)**

	TC		ERC		GTRC	
	Downward	Upward	Downward	Upward	Downward	Upward
$G_j$	12091	12329	9511	10172	7880	7920
$\tau_{jcr}$ – experimental	2.78	2.79	2.40	2.49	1.93	1.64
$\tau_{jcr}$ – theoretical*	2.28 to 3.03		2.10 to 2.78		1.90 to 2.49	

\* lower to upper limit of expected values [51]

As indicated by many researchers and assumed by several design guidelines, such as ACI-318, shear strength may be described by diagonal concrete strut mechanism, this being the joint shear failure associated to the reach of diagonal concrete compressive strength or degradation of the strut. Joint shear strength is mainly affected by the concrete compressive strength but there are many other factors that limit shear capacity and determine the joint degradation [36]. In the literature, there are different opinions on the effect of transverse reinforcement ratio in joint shear strength, however, all agree that joint hoops contribute to the conservation of shear capacity to high levels of drift.

In the tested specimens, no degradation of the shear strength at joint occurred during the tests, so ultimate joint shear strength can be considered to be greater than the flexural strength of the adjacent beam. As expected, the three tested specimens presented a beam-joint (*Bj*) failure mode, mainly governed by the compressive strength of concrete.

### 3.9 Pinching index

The damage of specimens associated with the lower capacity to dissipate energy in the inelastic range is related to the pinching of the hysteretic loops in the cyclic load-displacement response of RC joints. The comparison of the pinching patterns of different specimens has been used to evaluate both, the loss of compression strength due to the effect of repeated reversed loading and the slippage due to the loss of bond between longitudinal reinforcement bars and concrete. For this purpose, Mostofinejad and Akhlaghi [52] introduced the concept of pinching width ratio PWR, which is defined as the pinching width in the actual force-drift ratio curve ( $P_a$ ) divided by the pinching width in an idealized curve ( $P_i$ ). Figure 16 shows the idealized curve proposed by [52], which corresponds to the ABCD parallelogram defined by the load-drift peaks (A and C) during the considered cycle and lines AB and CD, whose slopes are equal to the uncracked stiffness for both, positive ( $K_1$ ) and negative ( $K_2$ ) directions, respectively. In Figure 16, PWR parameters corresponding to the third cycle of loading for the TC specimen are illustrated.

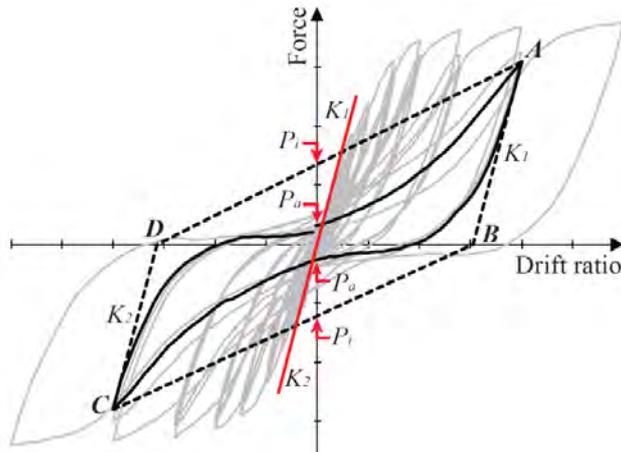


Fig. 16. Pinching index parameters for a hysteresis loop. Adapted from [52].

Based on the definition of PWR given by Mostofinejad and Akhlaghi [52], a pinching index  $I_p$  has been defined to provide a direct measurement of the level of pinching of each hysteretic loop. The pinching index,  $I_p$ , is defined as:

$$I_p = 1 - PWR = 1 - \frac{P_a}{P_i} \quad (8)$$

According to definition in Eq. (8), values of the pinching index equal to one indicate total constriction of the hysteretic loop while values of  $I_p$  close to zero correspond to minimum pinching effect.

In Fig. 17 presents the values of the pinching index as a function of the drift ratio, discriminated for first, second and third loading cycles of each applied drift level. Fig. 17 shows that for drifts higher than 1.54% (after yielding), TC presented average values of pinching index of 0.64, 0.76 and 0.81 for 1st, 2nd and 3rd cycle of loading, respectively. Comparison of pinching indices between the three tested specimens indicates that ERC exhibited a similar behavior to that of TC except for the last drift of the first cycle, for which ERC exhibited a slightly lower value of pinching index than that of TC. Regarding GTRC and according to results in Figure 17, this specimen presented values of pinching index between 10% and 22% higher than those of TC.

According to Figure 17, ERC specimen presents the lowest pinching of the hysteretic loops to drifts above 3%, which might be attributed to an enhanced bond between concrete and reinforcing bars. This figure shows that ERC exhibited the most ductile behavior during high drift levels of consecutive reversal deformations.

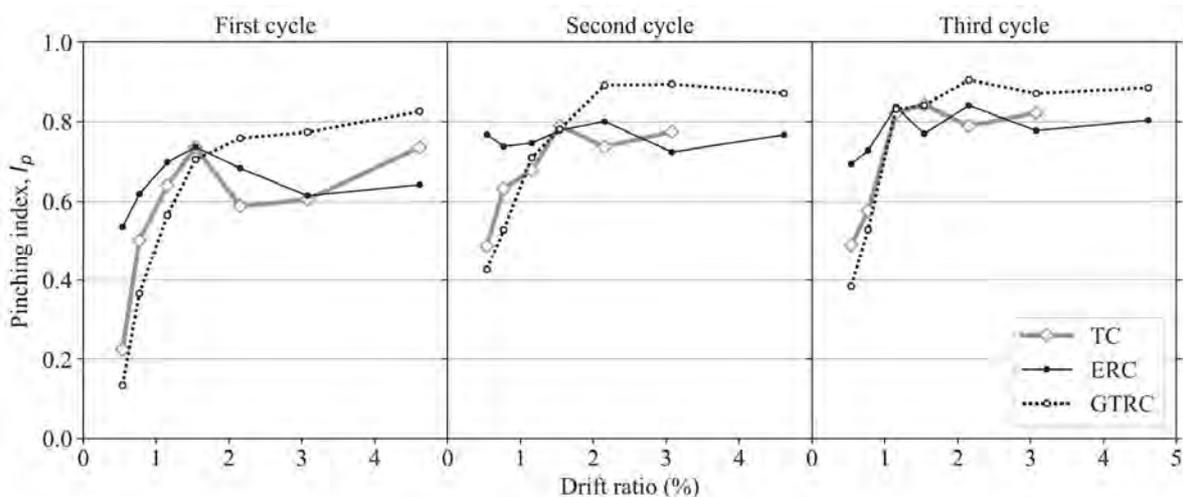
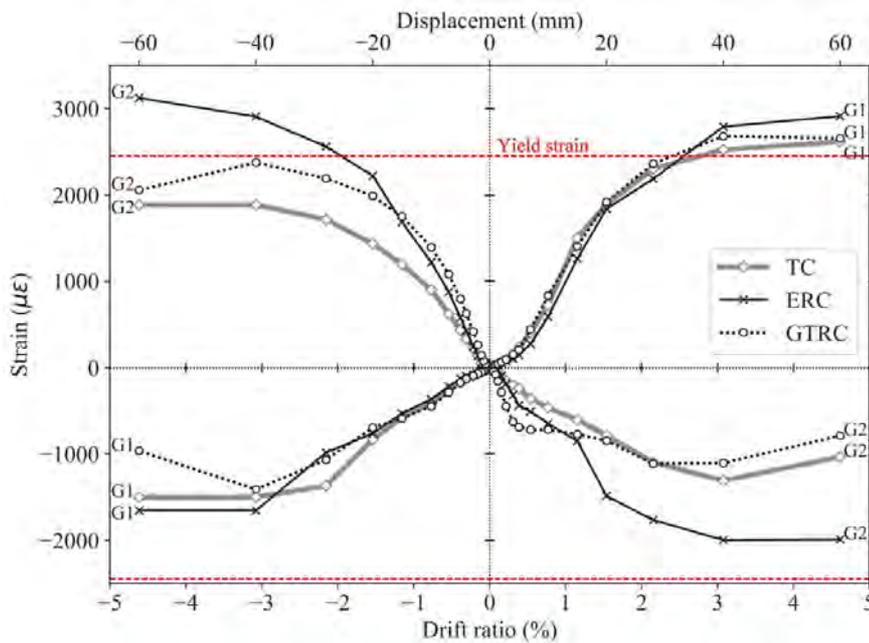


Fig. 17. Pinching index for first, second and third cycle of reversal loading.

### 3.10 Reinforcement behavior

The information obtained from the strain gauges has been used to analyze the local behavior of the RC tested joints. Special attention has been paid to the strain of the longitudinal reinforcement of the beam and to the strain of the transversal reinforcement at both, the critical zone of the beam and the joint panel.



**Fig. 18.** Maximum strain for each loading drift ratio in the longitudinal reinforcement of the beam.

Fig. 18 shows the maximum strain values of the longitudinal reinforcement of the beam recorded by strain gauges G1 and G2 at each drift ratio for both loading directions. As can be seen in Fig. 4, G1 and G2 strain gauges were placed at the top and bottom longitudinal reinforcement of the beam respectively (between the first and second stirrups closer to the joint). These gauges were located far enough from the face of the column, at an uncracked section. Tensile and compressive strains are represented on the positive and negative axis, respectively. For large drift ratios, strain gauges G1 and G2 of the ERC joint presented higher strain values than the others two specimens. On the other hand, the GTRC joint experienced a notable bond deterioration at drift ratios larger than 3.08%, possibly due to the high degradation of the ground tire rubber concrete. For the TC specimen, the strain gauge G2 in tension for negative drift ratios (upward loading direction) presents lower strain values. This could be due to the formation of an anticipated crack by slippage of the reinforcement in the area of the joint (see cracking pattern) which lead to a decrease of TC capacity for negative loading during the cyclic test (see Fig. 8).

Fig. 19 shows the maximum strain achieved in the upper part of the second stirrup of the beam (G5, see Fig. 4) and in the central hoop of the joint (G24, see Fig. 4) for each loading drift ratio. Fig. 19 shows that for drift ratios of around 1.5%, strains measured by G24 presented a huge increase. Thus, when joint concrete reached shear cracking, joint hoops started to limit the expansion of the cracks at joint and greatly increased the joint deformation capacity.

According to the records of the strain gauges G1, G2, G5 and G24 (Figs. 18 and 19), there are not significant differences between the strains of reinforcement in both, TC and GTRC specimens. However, Fig. 18 and Fig. 19 show that higher strains were recorded in the ERC specimen in comparison with the other specimens, which may indicate a better bond steel in the case of concrete with epoxy resin.

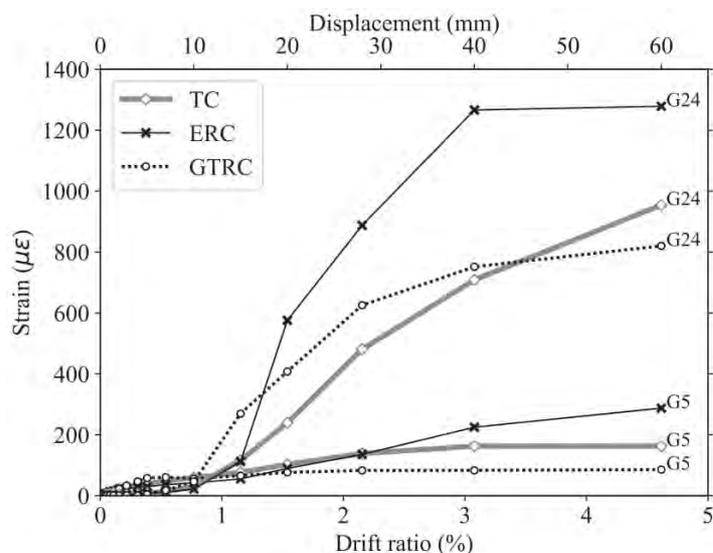


Fig. 19. Maximum strain for each loading drift ratio in the critical transverse reinforcement.

#### 4. Conclusions

In this work, results of an experimental campaign dealing with the structural behavior of RC beam-column joints made with ERC and GTRC are presented. The aim of the study was to investigate the structural behavior of Polymer Cement Concretes in which epoxy resin and ground tire rubber, respectively, were used as partial substitutive of cement. The percentage of replacement of each polymer was the optimal one obtained for the authors in a previous work: polymer/cement mass ratios of 15% and 5% for epoxy and ground tire rubber, respectively. For this purpose, three beam-column joints were constructed in accordance with Eurocode 8 [30] requirements. Specimens were subjected to a cyclic quasi-static loading history until failure with a constant column axial load equals to 10% of the column axial load capacity of the reference concrete. The obtained results for the specimens with PCC were compared with the ones corresponding to the control specimen. Based on the experimental evidences obtained in this research the following conclusions can be drawn:

- 1) The use of epoxy resin and ground tire rubber as partial cement replacement leads to a reduction of the compressive strength of the resultant concrete (taking into account the percentages of cement replacement considered in this work). This reduction is most significant in the case of GTRC. These results are in line with a previous work of the authors [20].
- 2) The load-carrying capacity of the ERC specimen is similar to those of the control specimen, exhibiting values of yielding and both maximum and ultimate loads, for both loading directions, close to that of the TC. On the contrary, the GTRC showed a lower load-carrying capacity during the whole history of loading. Moreover, GTRC specimen experiences a noticeable degradation of the load-carrying capacity for the second and third loading cycles of each applied drift.
- 3) Values of the drift ratio associated with a 25% strength degradation obtained from the hysteretic behavior for large deformations are lower than 3.5% for each loading direction for both, TC and ERC. On the contrary, the above condition is not fulfilled by the downward direction in the case of the GTRC specimen. So, TC and ERC specimens can be classified as satisfactory to support seismic forces in regions of moderate and high seismic hazard accounting for the ACI 374.1-05 recommendations.
- 4) At drift ratio of 0.77% the stiffness of the ERC is around 16% less than that of TC. From this value of drift ratio, the rate of stiffness degradation for ERC specimen decreases until it equals the values of the control specimen, TC. Regarding the GTRC specimen, it exhibited a stiffness degradation with a similar trend to TC specimen but, an average, 23% smaller.

- 5) For drift ratios between 0.38% and 1.54% the cumulative energy dissipation of ERC was smaller than that of TC, being the maximum difference 24%. However, for greater displacements, ERC improved its capacity to dissipate energy until equaling the value corresponding to TC specimen. This increase in the energy dissipation capacity for large deformations, where the bond between steel and concrete is of great importance, exhibited by the ERC specimen in relation with TC joint suggests an enhancement of bond between concrete and reinforcing steel in the case of ERC. In the case of GTRC specimen, it showed an expended strain energy up to 45% lower to that of TC.
- 6) For the first cycle of loading and drift ratios up to 3.08%, the equivalent viscous damping ratio of ERC was around 15% lower than that of TC except to the maximum displacement, at which ERC exhibited the largest equivalent damping ratio. For the successive cycles of loading both, ERC and TC, had almost the same response in terms of equivalent damping ratio. Regarding GTRC, it exhibited a considerable smaller equivalent hysteretic damping ratio, ranging between 68% and 80% of that corresponding to TC specimen for the three cycles of load.
- 7) At drift ratio of 3.5% both TC and ERC reached 80% damage, which is considered as complete damage of the specimen. In the case of GTRC specimen, the above level of damage was reached at a drift ratio of 2.9%.
- 8) For drift ratios larger than 3.08% GTRC experienced a notable bond deterioration, this might attributed to a degradation of the concrete with 5% of Ground Tire Rubber. The highest strains were recorded in the ERC specimen for both, longitudinal and transverse reinforcements, for drift ratios greater than 1.5%.
- 9) ERC specimen exhibited the lowest pinching of the hysteretic loops to drifts above 3% and presented the most ductile response for high drift levels of consecutive reversal deformations. Improvement in the energy dissipation capacity and ductile behavior of ERC specimen might have relation with the enhancement of bond between concrete and reinforcement; however, more research is needed to quantify its relevance.

## Acknowledgments

The present paper was financed by the Vicerrectorado de Investigación y Transferencia of the University of Granada in the form of a “Ayuda de Acción Especial”. The authors would like to gratefully acknowledge Alejandro Patino of the Sika company for supplying the epoxy resin used in this work. The authors would also like to thank the Laboratory Eng. Andrés Gil and to the Laboratory Tech. Santiago Díaz for their help during the casting and testing operations. Their support is gratefully acknowledged.

## References

- [1] R.T. Leon, Shear strength and hysteretic behavior of interior beam-column joints, *ACI Struct. J.* 87 (1990) 3–11.
- [2] M. Youssef, A. Ghobarah, Modelling of RC beam-column joints and structural walls, *J. Earthq. Eng.* 5 (2001) 93–111. doi:10.1080/13632460109350387.
- [3] A. Sharma, R. Eligehausen, G.R. Reddy, A new model to simulate joint shear behavior of poorly detailed beam-column connections in RC structures under seismic loads, Part I: Exterior joints, *Eng. Struct.* 33 (2011) 1034–1051. doi:10.1016/j.engstruct.2010.12.026.
- [4] C. Meyer, The greening of the concrete industry, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 601–605. doi:10.1016/j.cemconcomp.2008.12.010.
- [5] R. Siva Chidambaram, P. Agarwal, Seismic behavior of hybrid fiber reinforced cementitious composite beam-column joints, *Mater. Des.* 86 (2015) 771–781. doi:10.1016/j.matdes.2015.07.164.
- [6] R. Zhang, K. Matsumoto, T. Hirata, Y. Ishizeki, J. Niwa, Application of PP-ECC in beam-column joint connections of rigid-framed railway bridges to reduce transverse reinforcements, *Eng. Struct.* 86 (2015) 146–156. doi:10.1016/j.engstruct.2015.01.005.
- [7] D. Mostofinejad, M. Hajrasouliha, 3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP

- sheets attached via the EBROG technique, *Eng. Struct.* 183 (2019) 987–998. doi:10.1016/j.engstruct.2019.01.038.
- [8] D. Mostofinejad, A. Akhlaghi, Flexural strengthening of reinforced concrete beam-column joints using innovative anchorage system, *ACI Struct. J.* 114 (2017) 1603–1614. doi:10.14359/51700953.
- [9] P. Alavi-Dehkordi, S.; Mostofinejad, D.; Alaei, Effect of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints, *Eng. Struct.* 183 (2019) 702–719.
- [10] V. Corinaldesi, G. Moriconi, Behavior of Beam-Column Joints Made of Sustainable Concrete under Cyclic Loading, *J. Mater. Civ. Eng.* 18 (2006) 650–658. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:5(650).
- [11] V.C. Letelier Gonzalez, G. Moriconi, The influence of recycled concrete aggregates on the behavior of beam-column joints under cyclic loading, *Eng. Struct.* 60 (2014) 148–154. doi:10.1016/j.engstruct.2013.12.024.
- [12] F. Faleschini, L. Hofer, M.A. Zanini, M. dalla Benetta, C. Pellegrino, Experimental behavior of beam-column joints made with EAF concrete under cyclic loading, *Eng. Struct.* 139 (2017) 81–95. doi:10.1016/j.engstruct.2017.02.038.
- [13] F. Faleschini, P. Bragolusi, M.A. Zanini, P. Zampieri, C. Pellegrino, Experimental and numerical investigation on the cyclic behavior of RC beam column joints with EAF slag concrete, *Eng. Struct.* 152 (2017) 335–347. doi:10.1016/j.engstruct.2017.09.022.
- [14] N.F. Ariffin, M.W. Hussin, A.R. Mohd Sam, M.A.R. Bhutta, N.H. Nur, J. Mirza, Strength properties and molecular composition of epoxy-modified mortars, *Constr. Build. Mater.* 94 (2015) 315–322. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.06.056.
- [15] ACI548.3R-95, State of the art report on polymer-modified concrete., In: *ACI Manual of Concrete Practice, Part-5*. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute; p. 548.3R-1–548.3R-47., 2000.
- [16] K.B. Najim, M.R. Hall, Mechanical and dynamic properties of self-compacting crumb rubber modified concrete, *Constr. Build. Mater.* 27 (2012) 521–530. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.07.013.
- [17] B.S. Thomas, R.C. Gupta, A comprehensive review on the applications of waste tire rubber in cement concrete, *Renew. Sustain. Energy Rev.* 54 (2016) 1323–1333. doi:10.1016/j.rser.2015.10.092.
- [18] M.M. El-Hawary, A. Abdul-Jaleel, Durability assessment of epoxy modified concrete, *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 1523–1528. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.02.004.
- [19] F. Giustozzi, Polymer-modified pervious concrete for durable and sustainable transportation infrastructures, *Constr. Build. Mater.* 111 (2016) 502–512. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.02.136.
- [20] M.A. Fernández-Ruiz, L.M. Gil-Martín, J.F. Carbonell-Márquez, E. Hernández-Montes, Epoxy resin and ground tyre rubber replacement for cement in concrete: Compressive behaviour and durability properties, *Constr. Build. Mater.* 173 (2018) 49–57. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.04.004.
- [21] V. Corinaldesi, V.C. Letelier Gonzalez, G. Moriconi, Behaviour of beam-column joints made of recycled-aggregate concrete under cyclic loading, *Constr. Build. Mater.* 25 (2011) 1877–1882. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.11.072.
- [22] T. El-Amoury, A. Ghobarah, Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets, *Eng. Struct.* 24 (2002) 1397–1407. doi:10.1016/S0141-0296(02)00081-0.
- [23] C.G. Karayannis, G.. Sirkelis, Strengthening and rehabilitation of RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 37 (2008) 769–790. doi:10.1002/eqe.785.
- [24] G.M. Karayannis, C.G.; Chalioris, C. E.; Sirkelis, Local retrofit of exterior RC beam-column joints using thin RC jackets—An experimental study., *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 37 (2008) 727–746.
- [25] Sika, Man. Prod. Sika. (2017). www.sika.com.
- [26] L. Pirozzolo, Optimization of bituminous sub-ballast in railways infrastructures under sustainability criteria, PhD Thesis. University of Granada, 2017.

- [27] N. TR, S. SS, Utilization of discarded tyres as construction materials for transportation facilities, Report No. CBU-1991-02, UWM Center for By-products Utilization. Milwaukee: University of Wisconsin-Milwaukee, 1991.
- [28] N. Segre, I. Joekes, Use of tire rubber particles as addition to cement paste, *Cem. Concr. Res.* 30 (2000) 1421–1425. doi:10.1016/S0008-8846(00)00373-2.
- [29] European Committee for Standardization, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [30] European Committee for Standardization, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3., 2005.
- [31] A.M. Barbhuiya, S.; Choudhury, A study on the size effect of RC beam-column connections under cyclic loading, *Eng. Struct.* 95 (2005) 1–7.
- [32] T.S.B. A. Ghobarah, A. Aziz, Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing, *ACI Struct. J.* 4 (1997) 283–294.
- [33] M.S. M. Comingstarful, An experimental study on the effect of PET fibers on the behavior of exterior RC beam-column connection subjected to reversed cyclic loading, *Struct.* 5 (2016) 175–185.
- [34] M.K. Ismail, B.H. Abdelaleem, A.A.A. Hassan, Effect of fiber type on the behavior of cementitious composite beam-column joints under reversed cyclic loading, *Constr. Build. Mater.* 186 (2018) 969–977. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.08.024.
- [35] ACI 374.1-05, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, 2014.
- [36] S. Mangalathu, J.S. Jeon, Classification of failure mode and prediction of shear strength for reinforced concrete beam-column joints using machine learning techniques, *Eng. Struct.* 160 (2018) 85–94. doi:10.1016/j.engstruct.2018.01.008.
- [37] S. Park, M.K. Mosalam, Analytical Model for Predicting Shear Strength of Unreinforced Exterior Beam-Column Joints, *ACI Struct. J.* 109 (2012) 149–160.
- [38] E. Hernández-Montes, M.A. Aschheim, L.M. Gil-Martín, Energy components in nonlinear dynamic response of SDOF systems, *Nonlinear Dyn.* 82 (2015) 933–945. doi:10.1007/s11071-015-2208-9.
- [39] B.T. Paulay, R. Park, M.J.N. Priestley, Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, *ACI J. Proc.* 75 (1978) 585–593. doi:10.14359/10971.
- [40] G.M. Priestley, M. J. N.; Seible, F.; and Calvi, Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [41] A.A. Park R, Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Struct. Eng.* 111 (1985) 722–739.
- [42] M. hossein Saghafi, H. Shariatmadar, Enhancement of seismic performance of beam-column joint connections using high performance fiber reinforced cementitious composites, *Constr. Build. Mater.* 180 (2018) 665–680. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.05.221.
- [43] R. Sharma, P.P. Bansal, Behavior of RC exterior beam column joint retrofitted using UHP-HFRC, *Constr. Build. Mater.* 195 (2019) 376–389. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.11.052.
- [44] E.V. Villemure, I., Damage indices for reinforced concrete frames: evaluation and correlation, Dep. Civ. Eng. Master of, 1995.
- [45] F.P. Perus I, Poljansek K, Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 35 (2006) 1453–1470.
- [46] D. Biskinis, M.N. Fardis, Effect of Lap Splices on Flexural Resistance and Cyclic Deformation Capacity of RC Members, *Beton- Und Stahlbetonbau.* 102 (2007) 51–59. doi:10.1002/best.200710105.
- [47] S.B. Ang, A. H., Kim, W. J., & Kim, Damage estimation of existing bridge structures, *Struct. Eng. Nat. Hazards Mitig.* (1993) 1137–1142.
- [48] J. Kim, J.M. LaFave, Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections, *Eng. Struct.* 29 (2007) 2523–2539.

- doi:10.1016/j.engstruct.2006.12.012.
- [49] M.T. De Risi, P. Ricci, G.M. Verderame, G. Manfredi, Experimental assessment of unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars, *Eng. Struct.* 112 (2016) 215–232. doi:10.1016/j.engstruct.2016.01.016.
- [50] S. Park, K.M. Mosalam, Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement, *Eng. Struct.* 36 (2012) 198–209. doi:10.1016/j.engstruct.2011.11.017.
- [51] M.J.N. Priestley, *Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings*, 1997. doi:10.1080/13632469708962365.
- [52] D. Mostofinejad, A. Akhlaghi, Experimental Investigation of the Efficacy of EBROG Method in Seismic Rehabilitation of Deficient Reinforced Concrete Beam–Column Joints Using CFRP Sheets, *J. Compos. Constr.* 21 (2016) 04016116. doi:10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000781.



# Apéndice D

Manuscrito enviado a  
Engineering Structures, 2021

---

El presente anexo contiene la versión *draft* del documento enviado en la revista Engineering Structures (Manuscript Number ENGSTRUCT-D-21-02340, mayo 2021, JCR Q1). El artículo titulado **“Vibration performance assessment of deteriorating footbridges: A study of Tunja’s public foot-bridges”** muestra los resultados del estudio experimental y numérico realizado sobre las pasarelas en deterioro estudiadas en detalle en el desarrollo de la presente tesis, como se expuso en el Capítulo 6 de la presente memoria.

## Vibration performance assessment of deteriorating footbridges: A study of Tunja's public footbridges

A.E. Rodríguez-Suesca <sup>a\*</sup>; O.J. Gutiérrez-Junco <sup>b</sup>; E. Hernández-Montes <sup>c</sup>

<sup>a</sup> School of Civil Engineering, Pedagogical and Technological University of Colombia. Central North Avenue, 150003 Tunja, Colombia. E-mail: angel.rodriguez@uptc.edu.co. \*Corresponding author

Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR), Campus Universitario de Fuentenueva s/n, 18072 Granada, Spain. E-mail: angeleduard@correo.ugr.es

<sup>b</sup> School of Civil Engineering, Pedagogical and Technological University of Colombia. Central North Avenue, 150003 Tunja, Colombia. E-mail: oscarjavier.gutierrez@uptc.edu.co

<sup>c</sup> Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR). Campus Universitario de Fuentenueva s/n. 18072 Granada, Spain. E-mail: emontes@ugr.es

### Abstract

This paper presents the results of the assessment of the dynamic characteristics and vibration performance of eight deteriorating footbridges. The bridges examined, part of the public infrastructure of the city of Tunja (Colombia), present an evident state of deterioration, showing excessive vibration under service loadings. A consistent evaluation methodology based on vibration tests and numerical analyses was implemented. After completing a deterioration assessment, an experimental modal characterization was carried out, the results of which were used to update numerical structural models. Uniform vibration tests for different pedestrian loading scenarios were conducted. Then, pedestrian crossing simulations for a typical range of walking and running frequencies were performed using a step-by-step load model with a new proposal of normalised single-footstep force functions. Results showed elevated vibrations in most of the footbridges for temporary and exceptional loading conditions, which are unsafe for some of the structures. Discomfort and deterioration were compared using a vibration discomfort index (*VDI*) and a deterioration index (*DI*). High vibration discomfort levels were found to be consistent with the degree of deterioration of the structures evaluated.

**Keywords:** vibration assessment; modal identification; footbridge; pedestrian loading; vibration serviceability; vibration discomfort; structural deterioration.

### 1 Introduction

Public footbridges require periodic examination and maintenance in order to keep adequate functional and safety conditions throughout their service life. However, in many cases this process does not occur because of the prioritization of resources, so only visible damage is repaired, and no action is taken on less noticeable damage. Over time, footbridge users can perceive a degree of deterioration that, if accompanied by uncomfortable vibrations, generates a feeling of insecurity and eventually the structure stops being used. In these cases, it is especially difficult to predict the dynamic performance for both service and safety limit states, so it is necessary to use reliable evaluation methodologies that include experimental tests to support a diagnosis. Nowadays, it is feasible to have measurement and processing systems to regularly perform vibration measurements in order to follow up on the serviceability and structural condition [1–3]. Nevertheless, some difficulties must be addressed before vibration measurement can be applied in a practical way to the routine evaluation of footbridges. One of the difficulties is the setting of evaluation standards that make vibration tests reliable and profitable.

Vibration noticed by footbridge users is a measure of perceived structural quality. If it is excessive it may indicate human-structure interaction problems that can lead to automatic use abstention or risk of failure. The evaluation of vibration induced by pedestrians on footbridges has been a topic of interest for research over the

last two decades after several relevant cases of problems related to human walking [4,5]. As a result, vibration serviceability has become a significant consideration when designing and evaluating footbridges. Some guidelines, such as SÉTRA [6] and HIVOSS [7], have outlined several of the requirements for the design and evaluation of footbridges subjected to the action of dynamic forces caused by pedestrians. These guides provide general directions for the estimation of vibration in existing footbridges and suggest experimental tests for special cases. However, the methods for evaluating vibration in situ have not yet been sufficiently established. Thus, defining the type and number of tests requires advanced knowledge of the vibration phenomenon and the behavior of the structure, as it can result in a large number of tests. To evaluate existing footbridges, it might be more advisable to carry out standardised tests that represent some operational conditions and complete them with numerical simulations that compensate for the lack of essential tests.

A series of standard analytical methods to predict service vibration in pedestrian bridges have been proposed [6–11]. Several of these defined methods are general design formulations based on single-degree-of-freedom approximations [12,13], while more comprehensive methods on detailed structural models [8,14–16] or simulation models of human-structure interaction [17–19] have been suggested for special cases. Pedestrian vibration prediction models with analysis in the frequency domain have also been proposed as well as other models based on probabilistic approaches of the variables of pedestrian actions [20,21]. The most common is to represent the pedestrian dynamic load as a Fourier series applied at a specific point on the bridge deck to find the response by means of a time-history analysis. Simple pedestrian modelling methods cannot be clearly correlated with the real response history, whereas advanced human-structure interaction models are intended for specific research projects. In practice, a realistic and intuitive way to include all the possible resonance states between the harmonics of the pedestrian load and the multiple vibration modes of a footbridge is to perform simulations using the so-called step-by-step load model [14,15]. Suggestions for standard footstep force functions in step-by-step models are scarce, so generally measured functions that have been adjusted are used. The SINPEX Guide [15] contains a proposal for a normalised footstep force function to analyse footbridges with step-by-step models, however, only for the vertical and transverse components of walking. For practical use in footbridge vibration evaluation projects, new normalised single-footstep force functions were proposed in the present study for the vertical, transverse and longitudinal components of walking and running.

The use of well-defined vibration tests and loading models aims to standardise the vibration assessment process in order to be used routinely in the structural diagnosis of deteriorating footbridges. In this work, a consistent evaluation methodology to assess the dynamic performance of deteriorating footbridges under service vibrations was implemented. Eight public footbridges in Tunja (Colombia) were studied, which were reported to be unsafe by their users due to a notorious degree of deterioration and the level of vibrations perceived. The dynamic characteristics and vibration levels induced by pedestrians were ascertained by means of vibration tests and numerical simulations. The footbridges were evaluated in vertical, transverse and longitudinal directions for permanent, transitory and exceptional loading conditions. The main objective was to reliably assess the vibrations in the deteriorating footbridges by following a uniform evaluation process, establishing the level of discomfort in comparison with the degree of deterioration.

The outline of the methodology applied is as follows: determining the degree of deterioration of the bridges from a diagnostic survey based on inspection and tests on elements and materials; characterizing the modal properties in translational and torsional directions by using an operational modal analysis (OMA) and an updating of detailed numerical models of the structures; conducting pedestrian-induced vibration tests for specific loading situations; obtaining the footbridge response under pedestrian crossing for a probable walking and running frequency range by using step-by-step simulations with the new normalised single-footstep force functions; and determining the degree of comfort of each footbridge according to the tolerance levels related to human perception. Towards the end, global levels of vibration discomfort were compared with the degree of deterioration based on proposed indices of vibration discomfort and deterioration.

## 2 Condition of Tunja's public footbridges

### 2.1 Description of the structures

The eight footbridges studied in this work are part of the main pedestrian infrastructure of the university city of Tunja, which has about 173,000 inhabitants, in the Boyacá Department in Colombia. These footbridges are located on the central road axis that crosses the city from north to south, consisting of two main avenues (Av. Oriental and Av. Norte). Therefore, the bridges studied are the main pedestrian connection points between the eastern and western sides of the city. Fig. 1 shows the location map of the public footbridges considered in the city of Tunja, listing their street references and geographic coordinates, while Fig. 2 provides a general view of each footbridge.

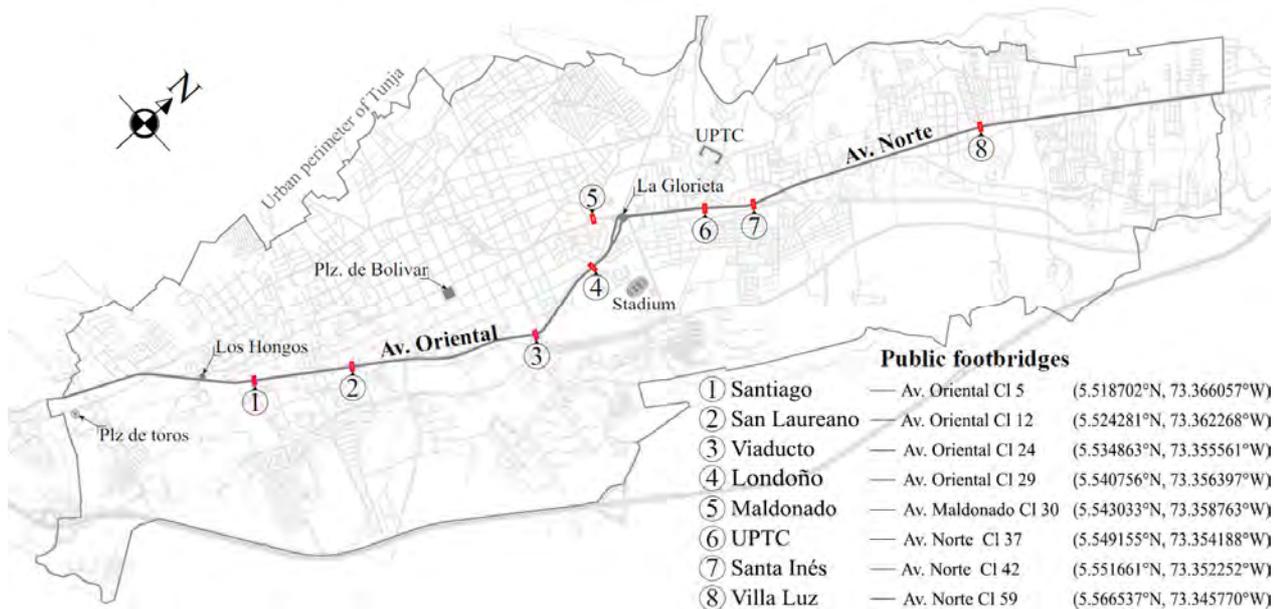


Fig. 1. Location of the public footbridges examined in the city of Tunja

Table 1. Main pedestrian traffic characteristics of the studied footbridges

Footbridge	Peak hour volume (pedestrians) [22]	Utilization rate (pedestrian %) [22]	Density* (pedestrian/m <sup>2</sup> )	Traffic classification	
				SÉTRA	HIVOSS
Santiago	719	85	0.16	Class IV (low use)	TC 1 (very weak traffic)
San Laureano	668	17	0.19	Class IV (low use)	TC 1 (very weak traffic)
Viaducto	521	100	0.15	Class IV (low use)	TC 1 (very weak traffic)
Londoño	433	43	0.09	Class IV (low use)	TC 1 (very weak traffic)
Maldonado	1360	51	0.38	Class III (normal use)	TC 3 (dense traffic)
UPTC	1788	95	0.58	Class III (normal use)	TC 3 (dense traffic)
Santa Inés	1788	50	0.40	Class III (normal use)	TC 3 (dense traffic)
Villa Luz	920	27	0.26	Class IV (low use)	TC 2 (weak traffic)

\* Average pedestrian density at peak hour

The footbridges were built between 1985 and 1997 as a result of a plan to reduce the high accident rate caused by the heavy traffic flow on the main road axis, with an average vehicular speed of between 40 and 60 km/h [22]. However, with the passage of time, a lack of maintenance has caused a marked deterioration of some of these footbridges, causing pedestrians to perceive a lack of structural safety and a consequent decrease in the use of the footbridges. According to Marquez [22], the footbridges had an average pedestrian utilization rate of 60%, that is, 6 out of 10 pedestrians passed through the footbridges, while others preferred to avoid them. Table 1 shows some of the main pedestrian traffic characteristics of the footbridges and lists the traffic classifications in accordance with the provisions of the SÉTRA and HIVOSS guidelines. In Table 1, the average

pedestrian density on the footbridges at peak hour ranges from 0.09 to 0.58 pedestrians/m<sup>2</sup>, with an overall average of 0.28 pedestrians/m<sup>2</sup>, so the footbridges can be classified as having low to normal pedestrian traffic.



Fig. 2. General view of the studied footbridges

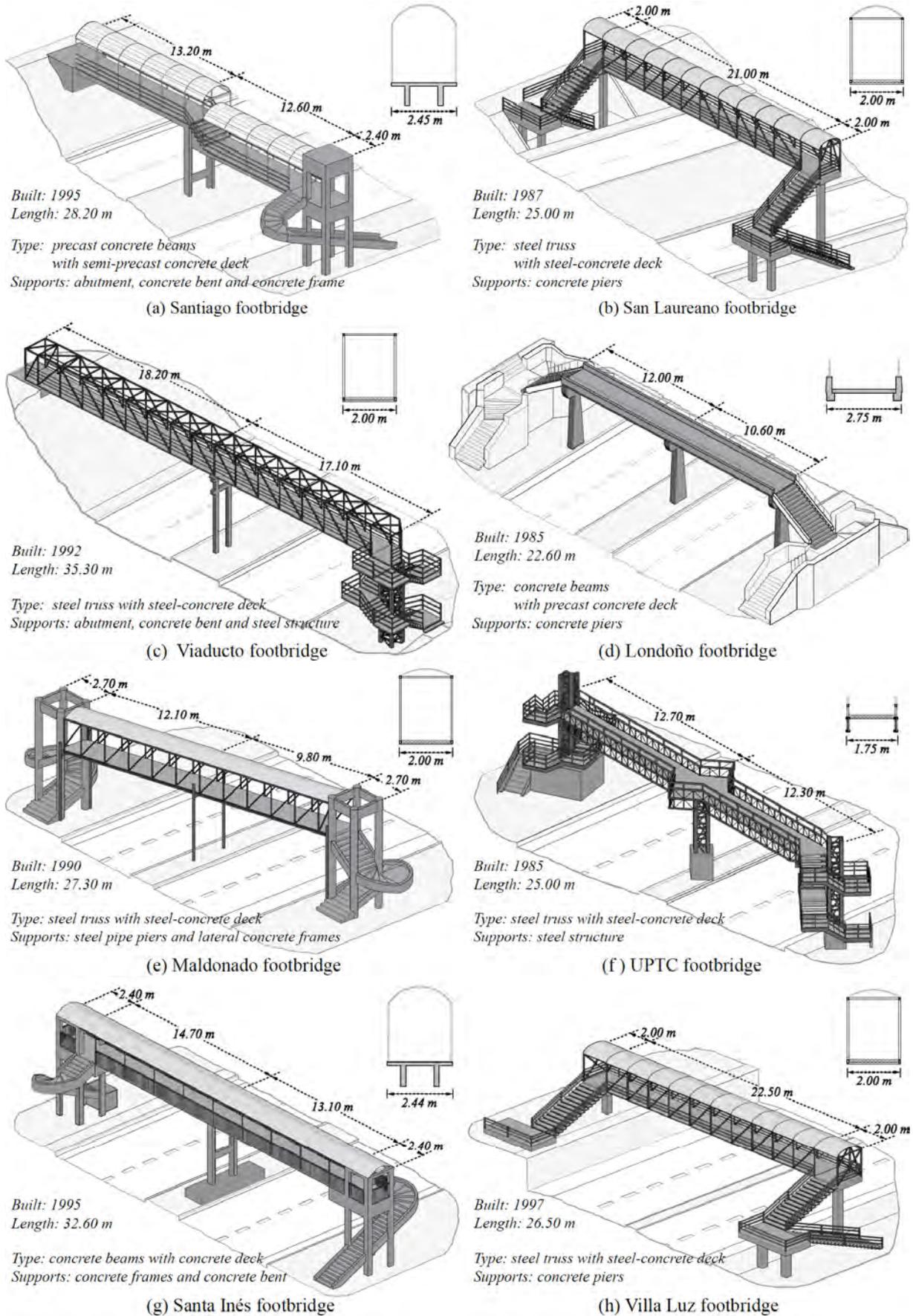


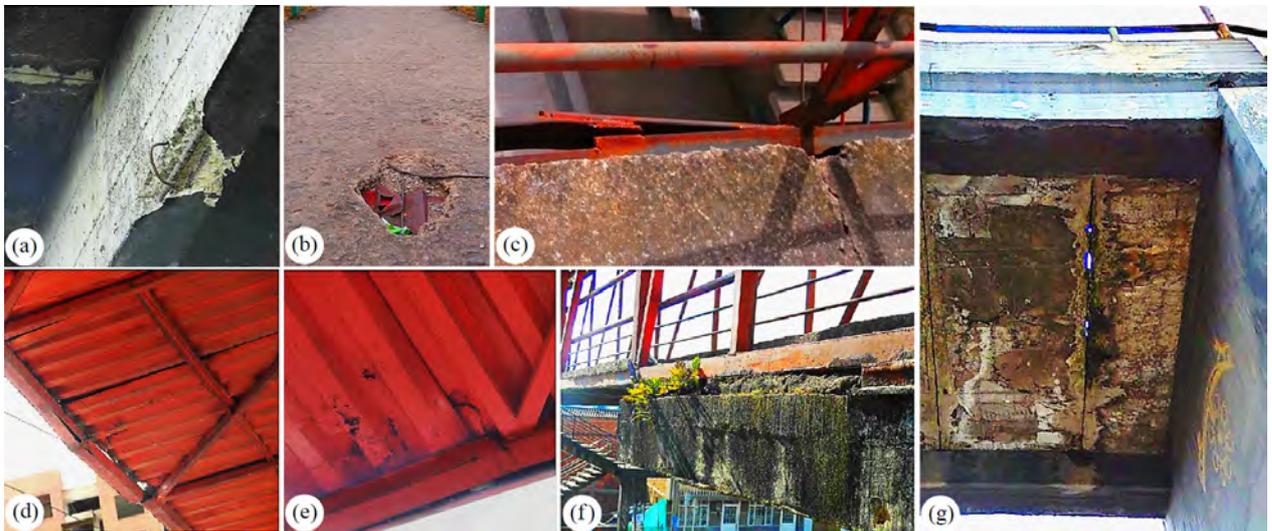
Fig. 3. General schemes (3D view and cross section) with the main characteristics of the footbridges

The footbridges range between 22 and 35 m in length with an average width of 2.00 m and two spans, except for the San Laureano and Villa Luz footbridges, which are single span bridges. The superstructures of five of the footbridges (San Laureano, Viaducto, Maldonado, UPTC and Villa Luz) are made of steel in a truss-type system with a steel-concrete composite deck (in which concrete is poured onto a steel profiled decking) while the other three footbridges (Santiago, Londoño and Santa Inés) are made of reinforced concrete in a beam-type system with a concrete deck. The substructure of the footbridges is made up of piers, bents, abutments or, in several cases, a frame structure that, in turn, forms the access stairs. In Fig. 3 the main characteristics of each footbridge are shown.

## 2.2 Diagnostic survey

A comprehensive diagnostic survey of the superstructure and substructure was carried out by means of inspection, measurements and tests. Following the Colombian regulations [23,24] as well as the recommendations given in [25–29], the in-situ investigation included: 1) a survey of pathologies (cracking, voids, cavities, detachments, loss of section, inappropriate repairs, abrasion, corrosion, moisture damage, discoloration, staining, efflorescence and biological deterioration, among others); 2) a geometric survey of elements to detect geometric imperfections and permanent deformations; and 3) exploration and tests to evaluate the condition of structural steel, steel reinforcement and concrete.

The results showed that some of the footbridges present serious problems that directly affect their structural capacity and indicate non-compliance with the service and safety limits established by current regulations. The structures have suffered considerable damage since their construction as a result of progressive deterioration, but some of them have also suffered accidental damage caused by vehicle colliding with the lower elements of the superstructure. Much of this damage has been ineffectively repaired. Fig. 4 shows some of the noticeable damage found on several of the footbridges in this study.



**Fig. 4.** Visible damage evidenced in the footbridges: (a) detachment from vehicle impact, (b) slab abrasion and fracture, (c) defective repair, (d) breakage from vehicle impact, (e) corrosion, (f) biological deterioration (g) efflorescence and staining.

## 2.3 Deterioration assessment

Following an element categorization methodology based on the criteria established by the AASHTO [26], a deterioration assessment of each bridge was carried out, evaluating the degree of deterioration for each element and part of the structure. The degree of deterioration associated with the evidenced pathologies, geometric imperfections and material deficiencies was quantified by using a global deterioration index,  $DI$ . Based on the structural capacity loss of each defect, the deterioration index ( $DI$ ) is defined as:

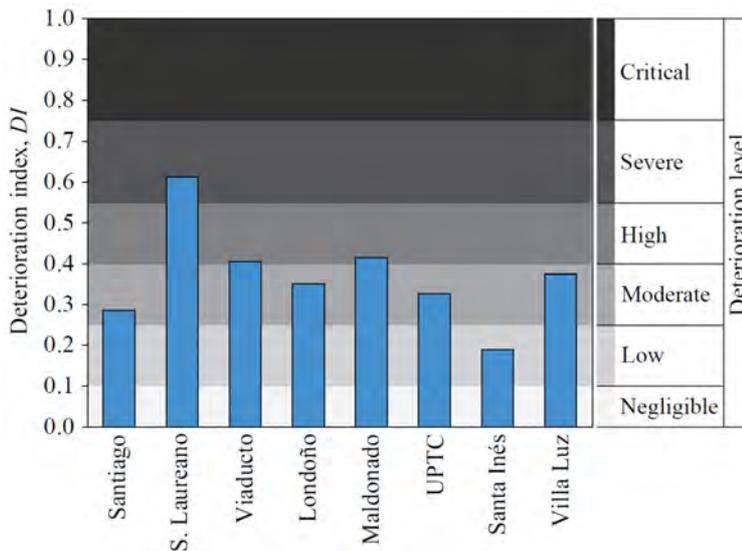
$$DI = 1 - [Q_m * Q_g * (1 - G_d)] \quad (1)$$

In Eq. (1),  $Q_m$  is the material quality obtained from the ratio of existing material strength to that specified by the regulations for a new structure;  $Q_g$  is the degree of compliance of the geometric conditions with respect to those required by current regulations;  $G_d$  is the degree of damage product of a weighted rating of each pathology evidenced. Each of these parameters is determined from the weighted sum of the individual quality or damage of materials and component elements of the structure evaluated. According to the definition in Eq. (1), values of  $DI$  equal to one indicate damage in all the elements of a footbridge. On the contrary, values of  $DI$  close to zero indicate a degree of complete compliance, according to current design requirements and specifications.

**Table 2.** Deterioration levels adopted

Level	Deterioration index	Description
Negligible	< 0.10	Without damage, some dirt or stains
Low	0.10 to 0.25	Incipient damage, aesthetic deterioration of some areas
Moderate	0.25 to 0.40	Damage evident in some elements. Maintenance required
High	0.40 to 0.55	Generalized deterioration. Some elements present significant damage
Severe	0.55 to 0.75	Severe damage of elements that represents structural safety risk
Critical	>0.75	Imminent collapse

Six levels of deterioration were defined in order to characterize the severity of the defects found in the footbridges as specified in Table 2. Fig. 5 shows the results of the deterioration assessment for each of the footbridges according to the deterioration index and they have been classified into deterioration levels.



**Fig. 5.** Index and level of deterioration for each footbridge

The results of deterioration assessment showed, it was possible to observe that seven of the eight footbridges had considerable deterioration problems. The San Laureano footbridge exhibits a severe deterioration product of significant structural damage that puts structural safety at risk, so its immediate closure was necessary. The Viaducto and Maldonado footbridges require profound intervention because of high degree of deterioration. The Santiago, Londoño, UPTC and Villa Luz footbridges showed moderate deterioration and therefore need a complete maintenance. Only the Santa Inés footbridge showed a low degree of deterioration, so only preventive maintenance is required.

### 3 Modal characterization

The diagnostic survey provides primary information to estimate dynamic characteristics using numerical models. However, in the case of damaged structures, the numerical estimates are unreliable due to the limitations on determining the structural properties with any level of certainty. These limitations involve the limited number of tests and the dispersion of results, as well as the uncertainties generated by deficiencies that are not clearly quantifiable, such as: loss of section due to corrosion, fatigue, microcracking in elements and welds, carbonation effect in concrete and reinforcement corrosion. The dynamic properties of the footbridges involving their level of damage were determined by experimental modal testing, which was used to update detailed numerical models of the structures.

#### 3.1 Experimental modal identification

The modal identification of the footbridges was based on measuring vibrations by ambient excitation and extracting modal characteristics using output-only identification methods [30]. The ambient vibration test (AVT) consisted of recording the dynamic response of each footbridge for 1200 seconds at a sampling rate of 100 Hz. The source of excitation in the AVTs consisted of wind, vehicles passing nearby roads, and pedestrians crossing the footbridge at an hour of low traffic.

For the vibration measurements in each footbridge, four triaxial acceleration sensors were used, located simultaneously along the longitudinal deck axis as indicated in Fig. 6. The type of sensor used has a gyroscope, so it was possible to directly measure the rotation around the longitudinal axis ( $\theta$ ). The Dytran® accelerometers used in the field tests have an acceleration range of  $\pm 5$  g at 0.1 to 1000 Hz with a sensitivity of 0.5 V/g and a rotation range of  $\pm 0.87$  rad/s at 1 to 1000 Hz with a sensitivity of 2.3 mV/rad/s.

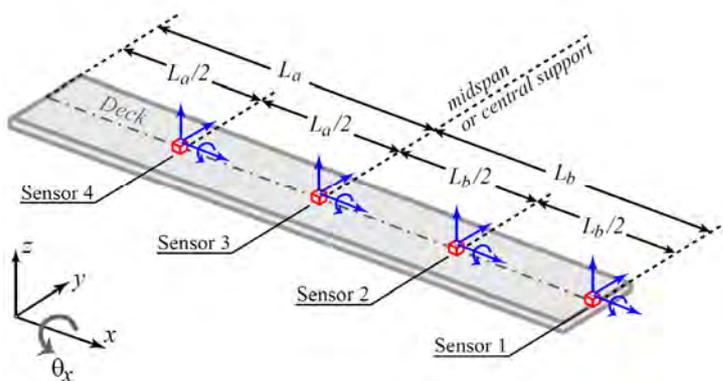


Fig. 6. Location of accelerometers on bridge deck during the vibration tests

To extract natural frequencies, mode shapes and damping ratios from the records obtained in the AVTs, the time series were processed in MATLAB [31] using two common identification techniques: the enhanced frequency domain decomposition (EFDD) [32–34] and a time-domain technique so-called stochastic subspace identification using the unweighted principal component algorithm (SSI-UPC) [35,36]. The data were decimated at a Nyquist frequency of 25 Hz to perform the modal estimation. For EFDD spectral density functions were estimated using a resolution of 1024 frequency lines in the Nyquist band and an overlap of 50%. In the SSI process, the estimation was performed using a state space dimension of 100. The identification process was performed on the four main measurement directions: longitudinal ( $x$ ), transversal ( $y$ ), vertical ( $z$ ) and  $x$ -axis rotation ( $\theta$ ). A correlation between directions was applied in order to compare and identify the direction and independence of each vibration mode. It was useful to have the direct measurement of the torsional movement of the deck since it generates great confidence in the identification of torsion modal forms.

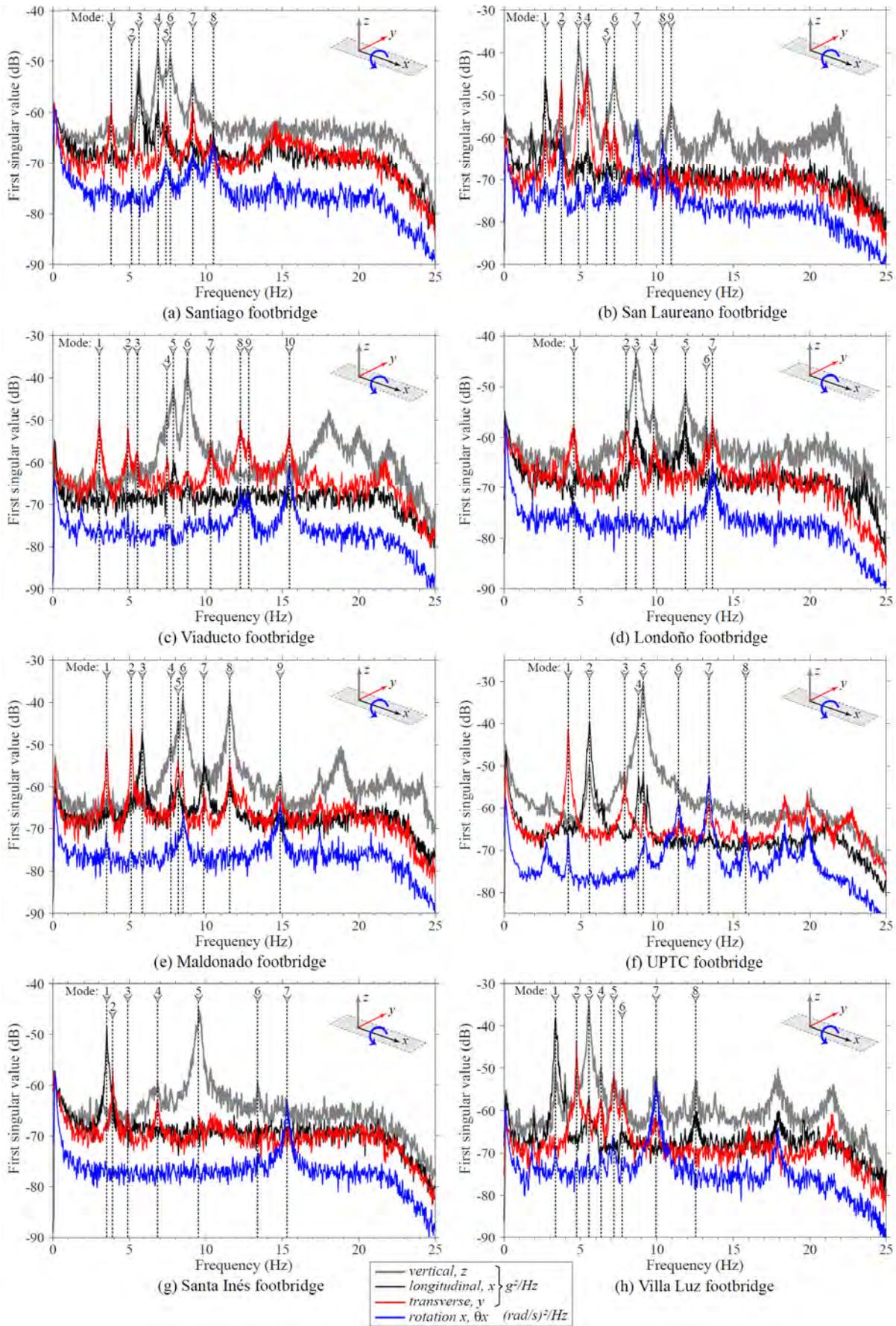


Fig. 7. First singular value of power spectral density for vertical, longitudinal, transverse and x-rotation directions

The modal results obtained from the two techniques used were compared for different estimates of each mode in order to obtain a validation of the identification process. In this way, a high coherence was found between the frequencies and modal vectors of EFDD and those of SSI-UPC. In Fig. 7 the results of the OMA for each footbridge are presented in terms of the first singular value of the spectral density matrix evaluated for the acceleration records in the vertical, longitudinal, transverse and x-rotation directions. In Fig. 7 the predominant modes identified by EFDD in each footbridge structure are indicated while Table 4 shows the values of natural frequency and damping ratio obtained by SSI-UPC for each of these modes.

### 3.2 Numerical modelling and updating

Finding a suitable model that appropriately reproduces the real behavior of each structure is not an easy task because of the uncertainties in the stiffness of materials, elements and connections, as well as in the boundary conditions. In the case of the structures studied with advanced deterioration, the process is even more complex, so a more detailed modelling was required together with an adjustment process by comparing experimental and numerical results. In this way, the dynamic behavior of each footbridge was estimated by means of a detailed numerical model elaborated in the software SAP2000 [37], which included the detail of superstructure and substructure. The geometry and initial properties of the structures were obtained from the diagnostic survey.

Each numerical model was validated by comparing its natural frequencies ( $f_{num}$ ) and modal shape vectors ( $\{\phi_{num}\}$ ) with those obtained by the SSI-UPC experimental method ( $f_{ex}$ ,  $\{\phi_{ex}\}$ ). Thus, selecting the experimental measurement points in the model and defining the values and eigenvectors related to each mode in each direction for these points (model matching), the correlation between the numerical and experimental results was estimated by using the relative frequency deviation,  $\varepsilon$  and the modal assurance criterion (MAC) [38], defined as:

$$\varepsilon = \frac{f_{num} - f_{ex}}{f_{ex}} \quad (2)$$

$$MAC_{(\{\phi_{ex}\}_i, \{\phi_{num}\}_j)} = \frac{|\{\phi_{ex}\}_i^T \{\phi_{num}\}_j|^2}{(\{\phi_{ex}\}_i^T \{\phi_{ex}\}_i)(\{\phi_{num}\}_j^T \{\phi_{num}\}_j)} \quad (3)$$

where  $\{\phi_{ex}\}_i$  and  $\{\phi_{num}\}_j$  represent the  $i$ th experimental and  $j$ th numerical mode shape vector respectively.

Making an effort to involve the diverse uncertainties generated by the damage evidenced in the footbridges examined (element breakage, cracking, weld deterioration, fatigue and even non-linear behavior of elements in plasticity), an updating of the models was performed which involved an adjustment of specific parameters through successive iterations. A prior sensitivity analysis of model parameters was performed for the materials, interelement connections and structure-parts contacts. In the case of concrete beam footbridges, this analysis indicated an important influence of the contacts between substructure and superstructure. The deck system was also found to have great influence, which presented substantial stiffness variations depending on the way it is modelled. This is the case of the Londoño footbridge, which has a deck made up of prefabricated slabs that form a semi-rigid diaphragm, which is why it was modelled with orthotropic properties. The high degree of deterioration found on the decks of the Viaducto and Maldonado footbridges was modelled with a decrease in the stiffness of the material.

In the numerical model updating, a simple optimization problem was formulated in which the differences between the experimental and numerical modal characteristics were minimized by tuning uncertain selected properties of the model ( $\{\theta\}$ ) within coherent ranges [39]. Thus, the optimal values of the model properties were obtained by minimizing the objective function:

$$J_{\{\theta\}} = \sum_{k=1}^N \left[ \left( 1 - MAC_{\{\{\phi_{ex}\}_k, \{\phi_{num}\}_k\}} \right) + \frac{f_{num,k} - f_{ex,k}}{f_{ex,k}} \right] \quad (4)$$

which was computed by basing it on identifying modal parameters of the  $N$  experimental modes, verifying that the numerical and experimental modes with the highest correlation (Eq. (2) and (3)) were actually evaluated in each adjustment iteration. In short, a stiffness adjustment (Young's modulus) was applied for concrete structures, while for steel structures a reduction of sections was included according to the damage present in specific parts or elements. The main connections of the concrete structures were included by using modifiable stiffness elements, whose properties were included within the adjustment parameters. Table 3 summarizes the main properties (Young's modulus,  $E$ ; unit weight,  $\gamma$ ; Poisson ratio,  $\nu$ ) of the model materials after the model updating. Fig. 8 shows the modal shapes and natural frequencies of the predominant modes obtained from the updated numerical model for the eight footbridges. The modes shown in Fig. 8 involve the global behavior of the superstructure, while some modes that mainly involve the substructure were omitted, since they cannot be compared with the experimental analyses.

**Table 3.** Material properties of models after the updating process

Footbridge	Concrete							Structural steel		
	Deck slab		Beams		Substructure		$\nu_c$	$E_s$ (GPa)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu_s$
	$E_c$ (GPa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_c$ (GPa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_c$ (GPa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )				
Santiago	15.0	23.7	24.0	23.7	19.5	23.7	0.2	-	-	-
San Laureano	18.0	23.4	-	-	18.0	23.7	0.2	183	77.0	0.3
Viaducto	12.5	22.5	-	-	21.0	23.7	0.2	197	77.0	0.3
Londono	30.5	23.7	34.0	24.7	22.1	23.7	0.2	-	-	-
Maldonado	12.5	23.3	-	-	21.5	23.7	0.2	198	77.0	0.3
UPTC	21.5	23.7	-	-	-	-	0.2	200	77.0	0.3
Santa Inés	29.8	23.7	29.8	24.5	23.0	23.7	0.2	-	-	-
Villa Luz	20.5	23.7	-	-	21.5	23.7	0.2	192	77.0	0.3

### 3.3 Modal characterization results

The experimental modal characterization allowed the appropriate determination of the predominant modes of the structures up to frequencies of 15 Hz to be made. In all the footbridges the fundamental mode is associated with the transverse or longitudinal direction, whose fundamental frequencies are between 2.75 and 4.57. Damping ratios between 1.03% to 2.73% were identified, which can be considered to be higher than typical values [15], especially for steel structures.

Table 4 summarizes the results of the experimental (SSI-UPC) and numerical modal characterization process where the natural frequencies and damping ratios obtained for each footbridge are presented, as well as the final correlation of frequencies and modal shapes in terms of MAC and  $\epsilon$  values. According to Table 4, all the footbridge models present MAC values above 0.9 for most modes and only two models present a mode with MAC value lower than 0.8. Table 4 also shows that the average of absolute  $\epsilon$  values of each model is between 1.3% and 5.5%. These criteria established that a high correlation of the numerical model with the experimental results was achieved, so the numerical models suitably predict the dynamic behavior of the footbridges and can be reliably used for structural evaluation. The updated models were useful for evaluating both service conditions and structural safety, as well as for designing intervention measures.

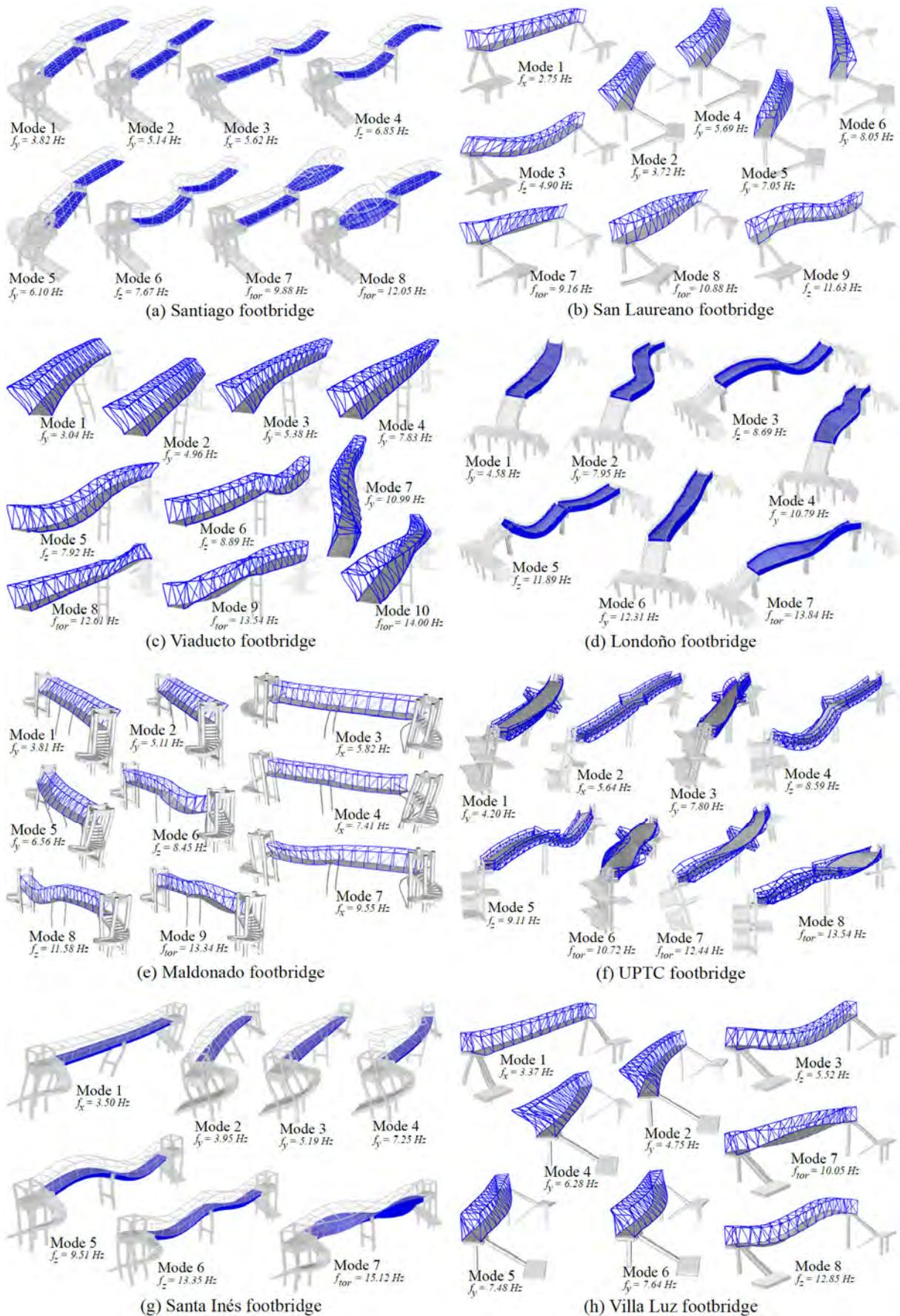


Fig. 8. Modal shapes and natural frequencies from the updated models of the footbridges studied

**Table 4.** Comparison of experimental (SSI-UPC) and numerical modal characteristics for each footbridge

Mode	$f_{exp}$ (Hz)	$\xi_{exp}$ (%)	$f_{num}$ (Hz)	MAC	$\epsilon$ (%)	Type	Mode	$f_{exp}$ (Hz)	$\xi_{exp}$ (%)	$f_{num}$ (Hz)	MAC	$\epsilon$ (%)	Type
<i>Santiago footbridge</i>							<i>San Laureano footbridge</i>						
1	3.81	1.92	3.82	0.95	0.3	transverse	1	2.69	1.12	2.75	0.94	2.2	longitudinal
2	5.05	1.82	5.14	0.92	1.8	transverse	2	3.75	1.15	3.72	0.98	-0.8	transverse
3	5.61	1.92	5.62	0.97	0.2	longitudinal	3	4.91	1.25	4.90	1.00	-0.2	vertical
4	6.86	2.01	6.85	1.00	-0.1	vertical	4	5.44	1.71	5.69	0.92	4.6	transverse
5	7.37	2.45	6.10	0.84	-17.2	transverse	5	6.75	2.42	7.05	0.85	4.4	transverse
6	7.63	2.48	7.67	0.97	0.5	vertical	6	7.20	2.53	8.05	0.87	11.8	transverse
7	9.08	2.47	9.88	0.73	8.8	torsional	7	8.65	1.68	9.16	0.95	5.9	torsional
8	10.50	2.11	12.05	0.91	14.8	torsional	8	10.30	2.42	10.88	0.89	5.6	torsional
					(5.5*)		9	10.95	2.21	11.63	0.94	6.2	vertical
												(4.6*)	
<i>Viaducto footbridge</i>							<i>Londroño footbridge</i>						
1	3.02	1.87	3.04	0.98	0.7	transverse	1	4.57	2.30	4.58	0.97	0.2	transverse
2	4.92	1.71	4.96	0.97	0.8	transverse	2	7.99	2.70	7.95	0.93	-0.5	transverse
3	5.54	1.57	5.38	0.84	-2.9	transverse	3	8.64	2.09	8.69	1.00	0.6	vertical
4	7.45	1.92	7.83	0.81	5.1	transverse	4	9.75	2.50	10.79	0.89	10.7	transverse
5	7.92	2.40	7.92	1.00	0.0	vertical	5	11.87	2.18	11.89	1.00	0.2	vertical
6	8.81	1.51	8.89	0.97	0.9	vertical	6	13.20	1.51	12.31	0.76	-6.7	transverse
7	10.22	2.37	10.99	0.89	7.5	transverse	7	13.64	2.18	13.84	0.94	1.5	torsional
8	12.27	2.07	12.61	0.92	2.8	torsional						(2.9*)	
9	12.81	2.55	13.54	0.88	5.7	torsional							
10	15.47	1.29	14.00	0.91	-9.5	torsio.-transv							
					(3.6*)								
<i>Maldonado footbridge</i>							<i>UPTC footbridge</i>						
1	3.50	1.93	3.81	0.93	8.9	transverse	1	4.19	1.12	4.20	0.97	0.2	transverse
2	5.10	1.15	5.11	0.95	0.2	transverse	2	5.57	1.08	5.64	0.99	1.3	longitudinal
3	5.81	2.16	5.82	0.98	0.2	longitudinal	3	7.89	2.73	7.80	0.91	-1.1	transverse
4	7.78	2.01	7.41	0.81	-4.8	vertical+	4	8.78	1.56	8.59	0.95	-2.2	vertical
5	8.17	1.94	6.56	0.85	-19.7	transverse	5	9.08	1.47	9.11	0.98	0.3	vertical
6	8.48	1.80	8.45	1.00	-0.4	vertical	6	11.40	1.42	10.72	0.91	-6.0	torsional
7	9.92	1.18	9.55	0.87	-3.7	longitudinal	7	13.40	1.70	12.44	0.83	-7.2	torsio.-transv
8	11.57	1.24	11.58	1.00	0.1	vertical	8	15.81	2.45	13.54	0.91	-14.4	torsional
9	14.83	1.17	13.34	0.92	10.0	torsional						(4.1*)	
					(5.3*)								
<i>Santa Inés footbridge</i>							<i>Villa Luz footbridge</i>						
1	3.52	2.26	3.50	0.98	-0.6	longitudinal	1	3.37	1.45	3.37	0.97	0.3	longitudinal
2	3.89	2.30	3.95	0.94	1.5	transverse	2	4.74	1.55	4.75	0.95	0.2	transverse
3	5.90	2.71	5.19	0.85	-12.0	transverse	3	5.54	1.68	5.52	1.00	-0.4	vertical
4	6.84	2.47	7.25	0.89	6.0	transverse	4	6.33	2.71	6.28	0.89	-0.8	transverse
5	9.52	2.21	9.51	1.00	-0.1	vertical	5	7.20	2.58	7.48	0.87	3.9	transverse
6	13.34	2.23	13.35	0.91	0.1	vertical	6	7.74	2.39	7.64	0.90	-1.3	transverse
7	15.31	1.93	15.12	0.93	-1.2	torsional	7	9.96	1.03	10.05	0.97	0.9	torsional
					(3.1*)		8	12.52	1.41	12.85	0.95	2.6	vertical
												(1.3*)	

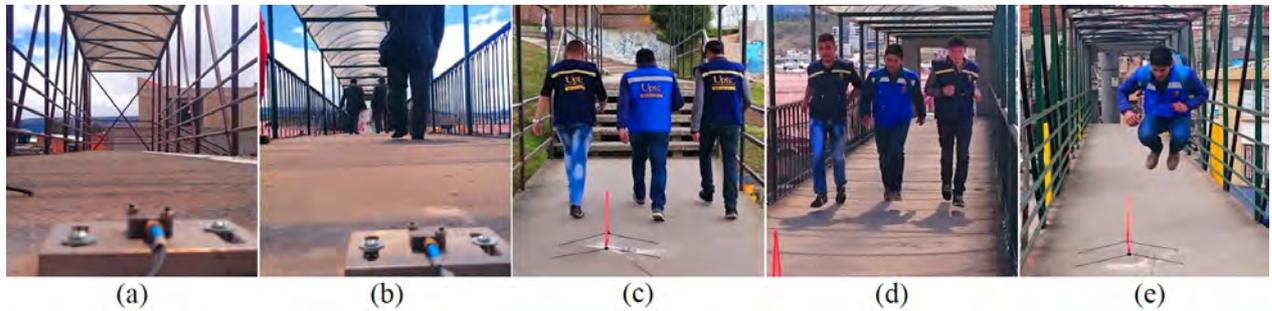
 \* Average of absolute values of  $\epsilon$ 

+ Vertical deck mode and longitudinal global mode

## 4 Dynamic response under pedestrian loading

The complexity of the dynamic actions generated by pedestrians mean that the experimental or numerical evaluation of footbridge response must consider different variables, including: the number of pedestrians; the characteristics of each pedestrian (pedestrian weight, step frequency, crossing speed, manner of walking or running); and the entry interval or phase shift between pedestrians. In addition, human behavior changes when pedestrians transit in groups or perceive the natural frequencies of the footbridge [6]. Therefore, the degree of synchronization and correlation of pedestrians during the crossing is difficult to generalise [20]. In practice, developing tests that cover all possible cases including the different variables involved in pedestrian dynamic loading is a very complicated task. This can only be achieved by adopting reasonable simplifications in the different cases and forms of loading, trying to represent probable conditions. Consequently, five representative service loading situations were selected to be experimentally tested. Tests were compared and complemented with step-by-step numerical simulations for cases of groups both walking and running in order to cover a probable range of step frequencies and speeds.

### 4.1 Pedestrian-induced vibration tests



**Fig. 9.** Pedestrian-induced vibration tests: (a) Ambient vibration, (b) Normal traffic, (c) Synchronised walking, (d) Synchronised running, (e) Human impact.

Based on the SÉTRA and HIVOSS guidelines, a series of vibration tests were performed on each footbridge with the measurement of the dynamic response under defined pedestrian loading situations. Five tests were planned and executed that aimed to evaluate each of the service loading conditions: 1) persistent or permanent use, 2) transient or temporary and 3) exceptional [7]. In Fig. 9 the detail of the loading during the execution of each type of test is shown.

The first two tests (A and B) are related to vibrations caused by normal daily use of the footbridges. Test A consisted of measuring the vibration of the empty footbridge in order to identify the vibration level caused by ambient noise, generated by the wind and vehicle traffic passing under the footbridge. Test B consisted of measuring the vibration caused by normal pedestrian flow on the footbridge at a time of average traffic.

For pedestrian groups or crowds crossing the footbridges, a number of synchronised pedestrians equivalent to a group of people walking asynchronously and at different entrance times was considered, adopting a comparable criterion with the model of the equivalent number of pedestrians ( $N_{eq}$ ) proposed in [6,7]. According to [6],  $N_{eq}$  is given by

$$N_{eq} = 10.8\sqrt{N\xi} \quad (5)$$

where  $N$  is the number of pedestrians on the footbridge for a specific traffic condition and  $\xi$  is the critical damping ratio of the structure. This simplification allows the maximum response of a sparse or dense crowd made up of  $N$  pedestrians at random frequencies and phases to be estimated by means of the maximum response of  $N_{eq}$  pedestrians synchronized at the same frequency. A large group of pedestrians running is

unlikely on the footbridges, but small groups of people jogging or running for exercise or rushing to nearby schools or universities is likely.

Accordingly, tests C and D consisted of the synchronized crossing of pedestrians walking and running, respectively. Based on the mean pedestrian traffic on the footbridges (see Table 1), an  $N_{eq}$  equal to three was selected for a design loading scenario of weak traffic with a pedestrian density of  $0.20 \text{ p/m}^2$  (traffic class TC2 according to [7]). The weight of each person selected for the test was approximately 750 N. The step frequency selected for the synchronized walking test was 120 steps per minute (2 Hz) in agreement with the pedestrian advance speed observed on the footbridges and the mean values of the walking step frequency indicated by several authors [40–42]. The running step frequency was adopted as 200 steps per minute (3.33 Hz), taking the maximum probable value on the footbridges as a criterion according to the present mobility conditions (functional width and access type). A metronome was used to achieve synchronization on the selected frequency.

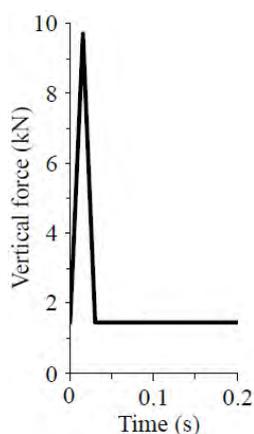


Fig. 10. Force function for human impact (jump from 0.60 m high) [11]

Lastly, test E, an accidental type test consisting of the human impact caused by a pedestrian jump at a height of 0.60 m over the midpoint of the longest span. Test E aims to compare the response of each footbridge under the action of a standard sudden impact based on ISO 10137 [11], which indicates a dynamic force 12 times the weight of a pedestrian when jumping from a height of 0.60 m. A person with a weight of 750 N was used for the human-impact test, therefore the idealized force function, according to [11], is the one shown in Fig. 10. This test is useful for validating the response obtained from the numerical models under pedestrian load and to verify the damping to be used in the models.

Table 5 presents the main characteristics of the vibration measurement tests for the pedestrian loading situations considered in this study, which were identical for the eight footbridges.

Table 5. Main characteristics of pedestrian-induced vibration tests

Test	Description	Evaluated condition	Number of pedestrians	Pedestrian formation	Step frequency		Repetitions
					spm*	Hz	
<i>Normal use tests</i>							
A	Ambient vibration	Permanent	Without	-	-	-	1 (900 s)
B	Usual pedestrian traffic	Permanent	1 to 15	Random	108 to 132	1.8 to 2.2	1 (1800 s)
<i>Synchronised crossing tests</i>							
C	Walking (marching in step)	Temporary	3	In line	120	2.0	3 back and forth
D	Running	Exceptional	3	In line	200 ( $\pm 10$ )	3.33 ( $\pm 0.17$ )	3 back and forth
<i>Accidental-loading test</i>							
E	Human impact (Jump)	Exceptional	1	At midspan	6	0.10	5 jumps

\*steps per minute

## 4.2 Experimental response

Vertical (z), transverse (y) and longitudinal (x) responses to the different excitation conditions were measured in the midpoint of the spans of each footbridge using the same accelerometer arrangement used in the AVTs (see Fig. 6). The response was recorded at a sampling rate of 200 Hz. The acceleration records were processed by applying band-pass filtering to limit the frequencies to a range of 0.5 to 50 Hz, in accordance with the range of frequencies that affect human comfort suggested by ISO 2631-1 [43]. Noticeable noise spikes in the acceleration signals were eliminated by using a data validation process which consisted of comparing the time histories measured between the test repetitions. Velocity responses were determined using numerical integration of the acceleration signals. Maximum responses in terms of peak acceleration and peak velocity at the midpoint of the longest span for the pedestrian-induced vibration tests performed on each footbridge are shown in Table 6.

**Table 6.** Peak acceleration and peak velocity measured at the critical midspan for the pedestrian-induced vibration tests

Test	Peak acceleration (m/s <sup>2</sup> )			Peak velocity (m/s)			Peak acceleration (m/s <sup>2</sup> )			Peak velocity (m/s)		
	z	y	x	z	y	x	z	y	x	z	y	x
<i>Santiago footbridge</i>						<i>San Laureano footbridge</i>						
A	0.14	0.08	0.08	3.01	1.62	2.25	0.13	0.07	0.11	4.33	2.21	3.35
B	0.27	0.10	0.10	5.27	2.81	3.36	0.63	0.31	0.25	15.60	7.82	6.61
C	0.71	0.15	0.15	9.78	2.97	4.74	2.16	0.33	0.32	34.12	7.70	7.50
D	0.98	0.21	0.16	11.70	3.97	3.44	4.26	0.64	0.48	45.63	22.40	9.29
E	1.81	0.38	0.34	13.14	5.57	3.16	4.95	0.91	1.17	42.07	9.08	9.14
<i>Viaducto footbridge</i>						<i>Londño footbridge</i>						
A	0.18	0.15	0.10	3.53	3.51	2.92	0.11	0.09	0.10	3.97	2.49	2.61
B	0.97	0.19	0.10	10.04	5.40	2.77	0.33	0.10	0.11	4.89	2.74	2.79
C	3.63	0.45	0.25	36.13	7.98	5.42	1.05	0.11	0.13	8.89	2.68	3.15
D	5.58	0.49	0.37	49.14	9.67	6.41	1.95	0.21	0.23	12.02	3.41	3.91
E	6.81	0.92	0.90	54.30	9.01	6.53	2.07	0.25	0.33	15.05	4.30	3.01
<i>Maldonado footbridge</i>						<i>UPTC footbridge</i>						
A	0.18	0.09	0.09	4.10	3.04	2.73	0.19	0.16	0.09	3.55	3.65	2.88
B	0.58	0.17	0.16	8.78	4.34	3.60	0.83	0.22	0.23	13.38	4.54	5.47
C	1.99	0.24	0.27	21.52	4.23	5.97	1.16	0.20	0.18	17.46	4.32	5.50
D	3.69	0.36	0.42	28.47	8.07	5.79	3.00	0.35	0.45	41.31	9.23	11.95
E	13.54	0.75	0.94	54.16	6.12	15.47	6.94	0.56	0.53	64.69	6.39	3.98
<i>Santa Inés footbridge</i>						<i>Villa Luz footbridge</i>						
A	0.12	0.08	0.09	2.99	2.23	2.99	0.27	0.09	0.12	5.06	2.12	3.30
B	0.20	0.08	0.13	5.25	2.89	3.98	1.30	0.17	0.29	15.07	4.49	12.40
C	0.47	0.10	0.11	5.62	2.47	3.86	4.95	0.24	0.30	30.69	5.05	5.41
D	0.83	0.11	0.15	14.06	2.02	3.06	7.52	0.60	1.41	57.43	9.79	34.06
E	1.37	0.25	0.16	9.07	3.70	2.39	17.68	0.54	1.32	115.54	6.97	10.08

z: vertical, y: transverse, x: longitudinal

## 4.3 Numerical response under pedestrian crossing

### 4.3.1 Modelling description

Carrying out pedestrian crossing tests for a wide range of step frequencies in order to verify all possible states of resonance would result in high costs and long testing times. In order to extend the results of the synchronized walking and running tests at all probable step frequencies, simulations of the  $N_{eq}$  pedestrians crossing over the footbridges were carried out. Time-history analyses were performed on the updated numerical models of the structures using a step-by-step loading model, which consisted of modelling the pedestrian dynamic load using normalised force functions of individual footsteps. The footstep forces were located at the foot support points along the footbridge deck and their respective times were chosen according

to selected step frequencies. The applied load model is illustrated in Fig. 11a. Although, on the one hand, this method requires more modelling time, on the other, it is the most recommended method for special cases since the response can easily be evaluated by correlation with experimental data and adjusted to include representations of special phenomena.

Although there are marked differences in the walking frequency of pedestrians depending on the characteristics of the community that uses the footbridge (women, men, children, the elderly, students, etc.), a typical range of walking frequencies between 1.5 to 2.5 Hz were selected to be evaluated, according to [40,42,44,45]. Establishing a probable range of running frequencies for evaluation is more complex given the greater variation, however, an upper limit of 3.5 Hz for public structures for pedestrians seems to be the most appropriate [6,42,44]. In order to cover a continuous step frequency range, running frequencies between 2.5 to 3.5 Hz were selected for evaluation. An average footstep length ( $l_s$ ) of 0.70 m for walking and 1.30 m for running was adopted in the loading models. Modes with natural frequencies up to 50 Hz were taken into account in the analyses in accordance with the frequency range of the recorded signals.

#### 4.3.2 New normalised single-footstep force functions

Currently, several commercial programmes allow the inclusion of the step-by-step load model described. However, the only drawback of this model is the difficulty in finding standardised force functions that represent the load characteristics of a single footstep for different walking and running frequencies. Many proposals have been made to normalise the periodic force functions that represent the combined action of both feet, which are useful for fixed load models. Nevertheless, very few propose force functions to model each foot separately. Based on research where ground reaction forces were measured and characterised for walking [14,46–51] and running [49–57], a parameterization of representative variables of each measured footstep force curve was carried out. With this, normalised single-footstep force functions were proposed, which aim to standardise the vibration evaluation process. In this way, it was found that single-footstep force functions for vertical, transverse and longitudinal components of walking and running can be described by

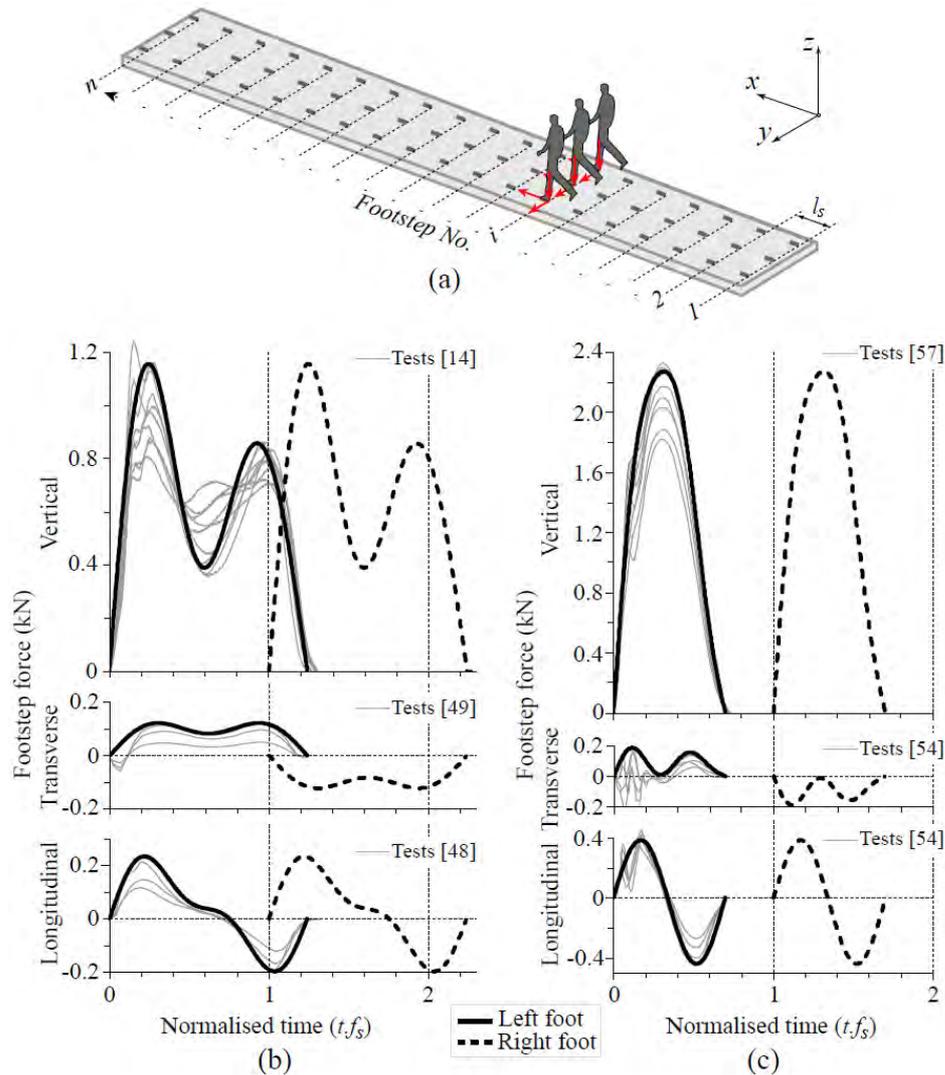
$$F_{S(t)} = W_p \sum_{i=1/2}^n \alpha_i \sin\left(2\pi i \frac{f_s}{k_c} t\right) \quad \text{for } 0 \leq t \leq t_c \quad (6)$$

In Eq. (6),  $i$  has values of  $1/2$ ,  $1$ ,  $3/4$  and  $2$ ;  $W_p$  is the pedestrian weight;  $f_s$  is the step frequency; Fourier coefficients  $\alpha_i$  are given in Table 7 for each component of walking and running; and  $k_c$  is the contact factor determined as the relation between the contact time ( $t_c$ ) of the foot on the ground and the step period ( $T_s = 1/f_s$ ). The  $k_c$  values were calculated for measured ground reaction forces of different gait tests consulted. Thus, it was found that  $k_c$  varies from 1.2 to 1.3 for walking frequencies between 1.5 to 2.7 Hz. For natural running (although this depends on the type of runner: rearfoot, forefoot or midfoot strikers), it was found that  $k_c$  tends to be constant with values between 0.63 and 0.72 for step frequencies above 2.7 Hz. For running frequencies below 2.5 Hz,  $k_c$  has incremental values greater than one.  $k_c$  values of 1.24 for walking and 0.70 for running were adopted for the present study, which seem to be the mean trend of the different tests.

Fig. 11b and c show the proposed single-footstep force functions for walking and running compared to some of the representative experimental curves (for different speeds) obtained from specific research tests. As seen in Fig. 11, function  $F_{S(t)}$  represents the design envelope curve obtained from the measured average curves for different speeds, seeking maximum force values comparable to those established for the design periodic functions given in different guidelines. In this respect, the maximum force values proposed in this study are consistent with those established by Bachmann et al. [44], which have been accepted by various regulations.

**Table 7.** Constants of new normalised single-footstep force functions

$k_c$	Load component	Fourier coefficients			
		$\alpha_{1/2}$	$\alpha_1$	$\alpha_{3/2}$	$\alpha_2$
Walking (continuous contact with the ground)					
1.24	Vertical	1.18	0.15	0.65	0.15
	Transverse	0.17	-	0.06	-
	Longitudinal	0.05	0.23	-	0.10
Running (discontinuous contact with the ground)					
0.70	Vertical	3.00	0.50	-	0.15
	Transverse	0.16	-	0.10	0.08
	Longitudinal	-0.05	0.55	-	-

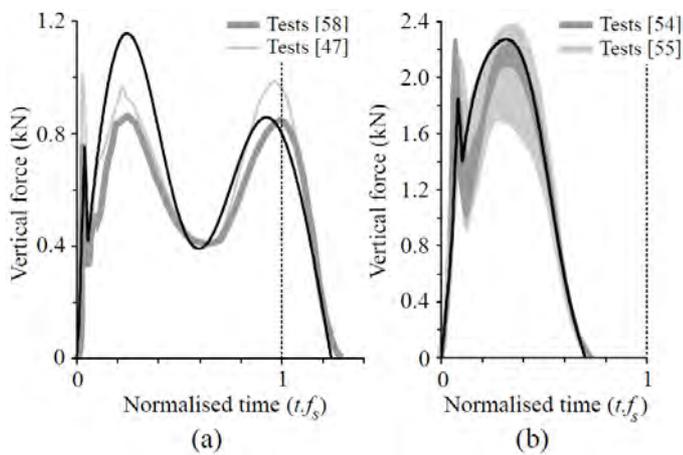
**Fig. 11.** Loading scheme of the step-by-step model (a) together with the measured (grey) and proposed (black) forces functions transmitted by each one foot during walking (b) and running (c)

#### 4.3.3 Evaluation of the load model

Initially, the numerical models of each structure were validated by comparing the measured and simulated responses of the jump at one point (human impact, Test E). Thus, by using the force function of Fig. 10 in the modelling and the damping ratios identified in the OMA for the predominant modes, a good correlation was

found with the mean response measured. In Fig. 13, the comparison of the simulated and measured vertical response of human impact for each footbridge is shown.

The applied load model was evaluated by comparing the time history of measured and simulated responses for the synchronized pedestrian crossing tests. From this comparison, it was found that the response for normal unrestricted walking differs from the response when pedestrians have a synchronized gait. From the analysis of the tests, it was perceived that pedestrians generate a marked initial foot strike to keep pace with the synchronized marching. Different authors have investigated this initial transient force [47,58–60], the so-called heelstrike or footstrike, which can be omitted for normal walking given its short duration. However, when this effect is marked in the pedestrian, it can represent a considerable vertical action at both intermediate and high frequencies [61–64]. This initial impulse consists of frequency components between 1 and 75 Hz and a peak force variation of 0.5 to 1.25 times the weight of the pedestrian [59]. In the case of running, there are two clear ways of running: with and without a marked footstrike [57]. Thus, given the evident influence of this effect on synchronized walking and running in the tests performed, the heelstrike effect was included in the vertical single-footstep force functions based on measurements made by some authors as shown in Fig. 12.



**Fig. 12.** Measured (grey) and proposed (black) vertical footstep force functions including a marked heelstrike for walking (a) and running (b)

Fig. 13 shows the vertical response measured in the midpoint of the critical span for the walking and running tests compared to the simulated response including the heelstrike. In fig. 13, a good correlation between the experimental and numerical responses is observed for all bridges, except for the San Laureano footbridge, where the simulated response is notably lower. This difference coincides with the high degree of deterioration of the San Laureano footbridge, which represents a greater difficulty in the modelling.

#### 4.3.4 Simulation results

On the basis of the validated structural and load models, pedestrian crossing simulations were performed for frequencies every 0.025 Hz in a range of 1.5 to 2.5 Hz for walking and 2.5 to 3.5 Hz for running. Fig. 14 shows the simulation results for each footbridge in terms of vertical, transverse and longitudinal peak acceleration as a function of step frequency for walking and running. The numerical responses shown in Fig. 14 include the effect of a marked heelstrike compared to the response if this effect had not been taken into account. From these results, it can be established that pacing, marking the step with a strike, in synchronized crossing tests generates a vertical response of about twice that of normal free walking or running. Important implications for transverse response are perceived when the vertical force of the heelstrike is included, indicating a significant involvement of torsional modes in the response. The peak acceleration values measured for specific step frequencies (2.0 y 3.33 Hz) are also shown in Fig. 14 in order to present the validity of the model in each case.

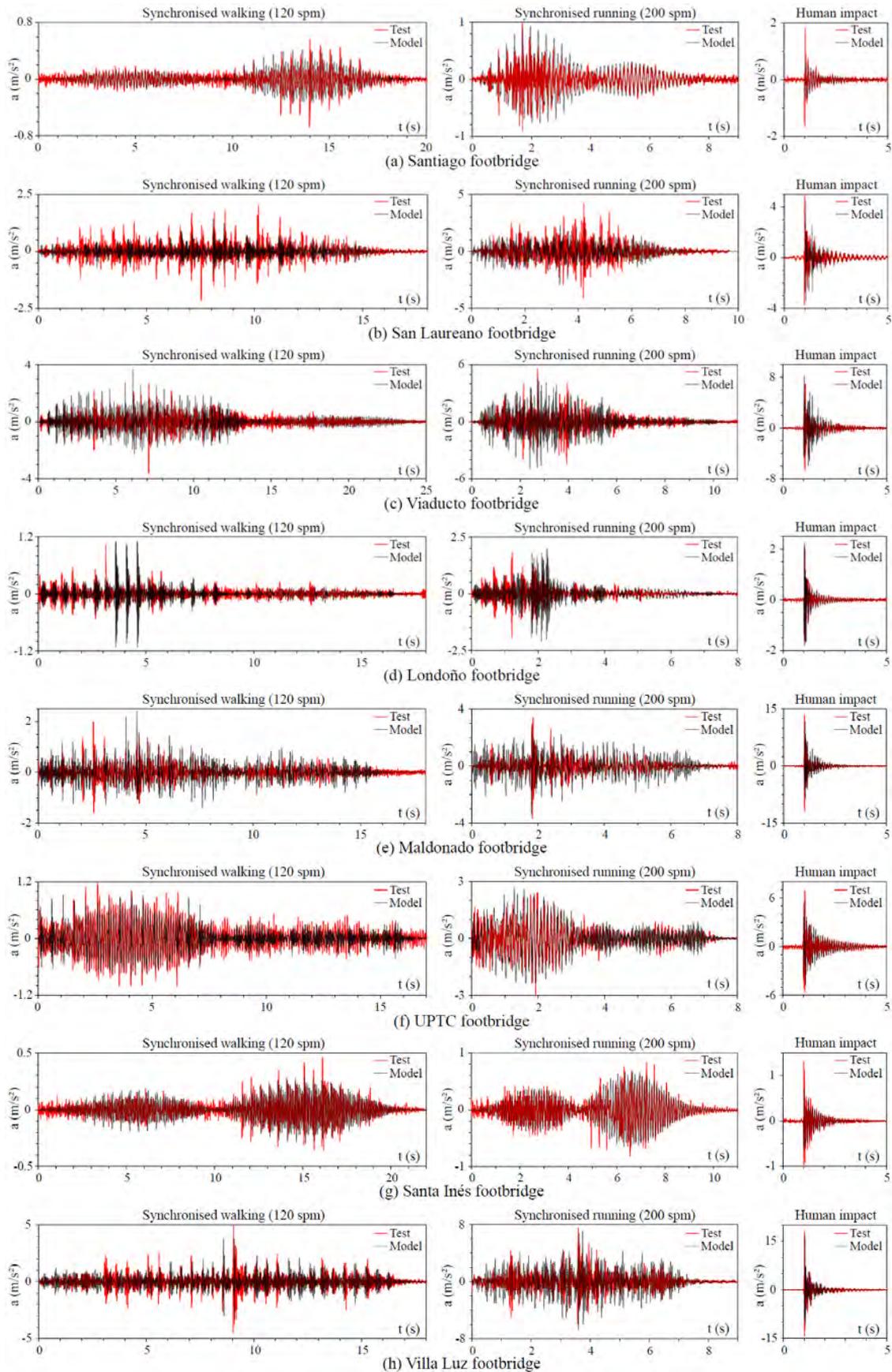
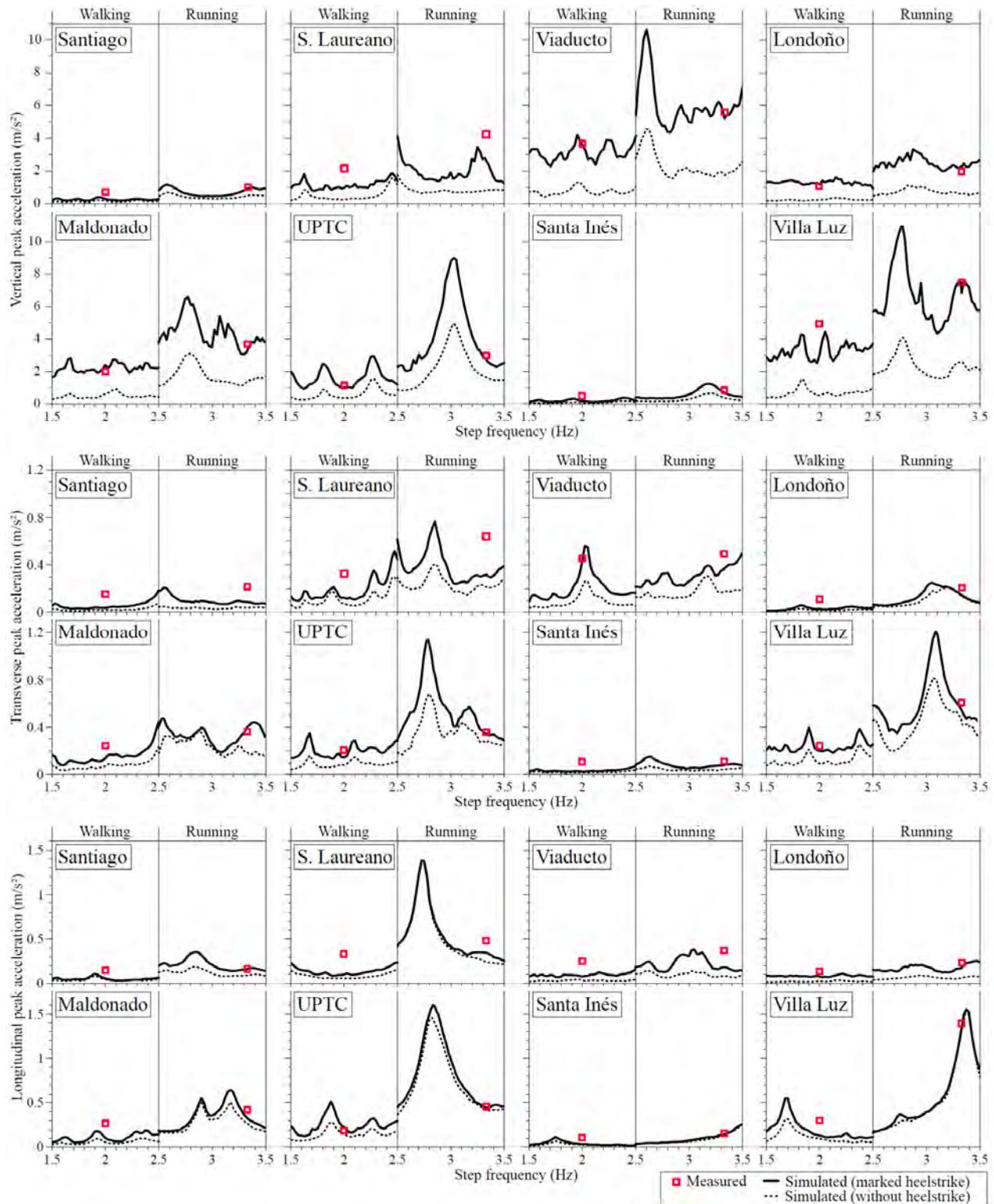


Fig. 13. Vertical midspan acceleration time history of controlled vibration tests compared to that of numerical models including marked heelstrike



**Fig. 14.** Vertical and horizontal peak accelerations in the midspan for different step frequencies of synchronised walking and running

In Fig. 14, the simulations are very coherent with the response measured at frequencies of 2.0 and 3.33 Hz. However, in the case of the San Laureano footbridge, the simulated response in the three directions is on average 37% and 60% of the measured response for walking and running, respectively. The response measured for the San Laureano footbridge, much higher than the predicted one, coincides with the more

advanced state of deterioration and the consequent difficulty in representing the multiple damage phenomena in the numerical model. In the transverse direction of the Santiago footbridge and in the longitudinal direction of the Viaducto footbridge, there are also significant discrepancies between the measured and simulated responses that may also indicate problems related to these two directions.

From the simulations, it is possible to perceive major responses by resonance with the first three harmonics of running for the San Laureano, Viaducto, UPTC and Villa Luz footbridges, which involve all three directions.

## 5 Vibration serviceability assessment

### 5.1 Acceptability criteria

Footbridges satisfy the serviceability requirements if the vibrations are slightly perceptible for permanent conditions, bearable for temporary conditions and intolerable but safe for exceptional conditions. This approach leads to defining standard tolerance levels related to the human response. However, the degree to which people tolerate or are comfortable with structural vibrations is a very complex phenomenon. Not only does it depend on the magnitude of the movement, but it also depends on the duration of the movements, the rate of recurrence, the type of user, the appearance of the structure and pedestrian orientation, among other factors.

In practice, acceptability criteria have been defined based on average human perception thresholds of movement, such as those issued by ISO 2631-2/89 [65] and ISO 10137 [11], which have been the basis for several vibration regulations. These perception thresholds consider critical resonance ranges according to human body frequencies, which are between 4 and 8 Hz for foot-to-head vibration and  $<2$  Hz for side-to-side and back-to-chest vibration. In this range, people present greater sensitivity to movements and requires more attention when evaluating human comfort.

The baseline curves established in ISO 2631-2/89 represent the lower limit of vibrations detectable by a person. These curves have been defined in RMS (root-mean-square) and can be used to compare peak accelerations by multiplying their values by  $\sqrt{2}$  (Annex B in [65]). The base curves are amplified by multiplication factors (MF) in order to establish satisfactory or tolerable vibration magnitudes in relation to place and type of activity. MFs from 1 to 128 are recommended for usual activities but can take values of up to 400 for extraordinary situations [11]. In accordance with the ISO 10137 criteria, comfort limits were established for this study in relation to vibration tolerance in certain scenarios (see Table 8). In Table 8, each limit defines a degree of comfort: maximum, medium or minimum. Accelerations above the minimum comfort limit are considered intolerable and those that are above the panic limit are considered unsafe.

**Table 8.** Comfort limits adopted for footbridge vibration based on ISO 10137

Comfort limit	MF to base curve [65]		Evaluated situation
	Vertical	Horizontal	
Maximum	60	30	Permanent conditions
Medium	128	60	Temporary conditions
Minimum	200	128	Exceptional conditions
Panic (Safety protection)	400	200	Extraordinary events

Among the specific serviceability recommendations for footbridges are those established by SÉTRA and HIVOSS. In both specialized guides, an evaluation of vibrations for low frequencies ( $<5$  Hz) is presented, which considers the first and second harmonics of pedestrian walking and first harmonic of pedestrian running. As a result, resonance risk ranges are defined as: vertical or longitudinal frequencies less than 5 Hz for SÉTRA and 4.6 for HIVOSS; and transverse frequencies lower than 2.5 Hz for SÉTRA and 1.2 for HIVOSS. Thus, if the structure presents natural frequencies outside the resonance risk ranges, the vibration levels do not need

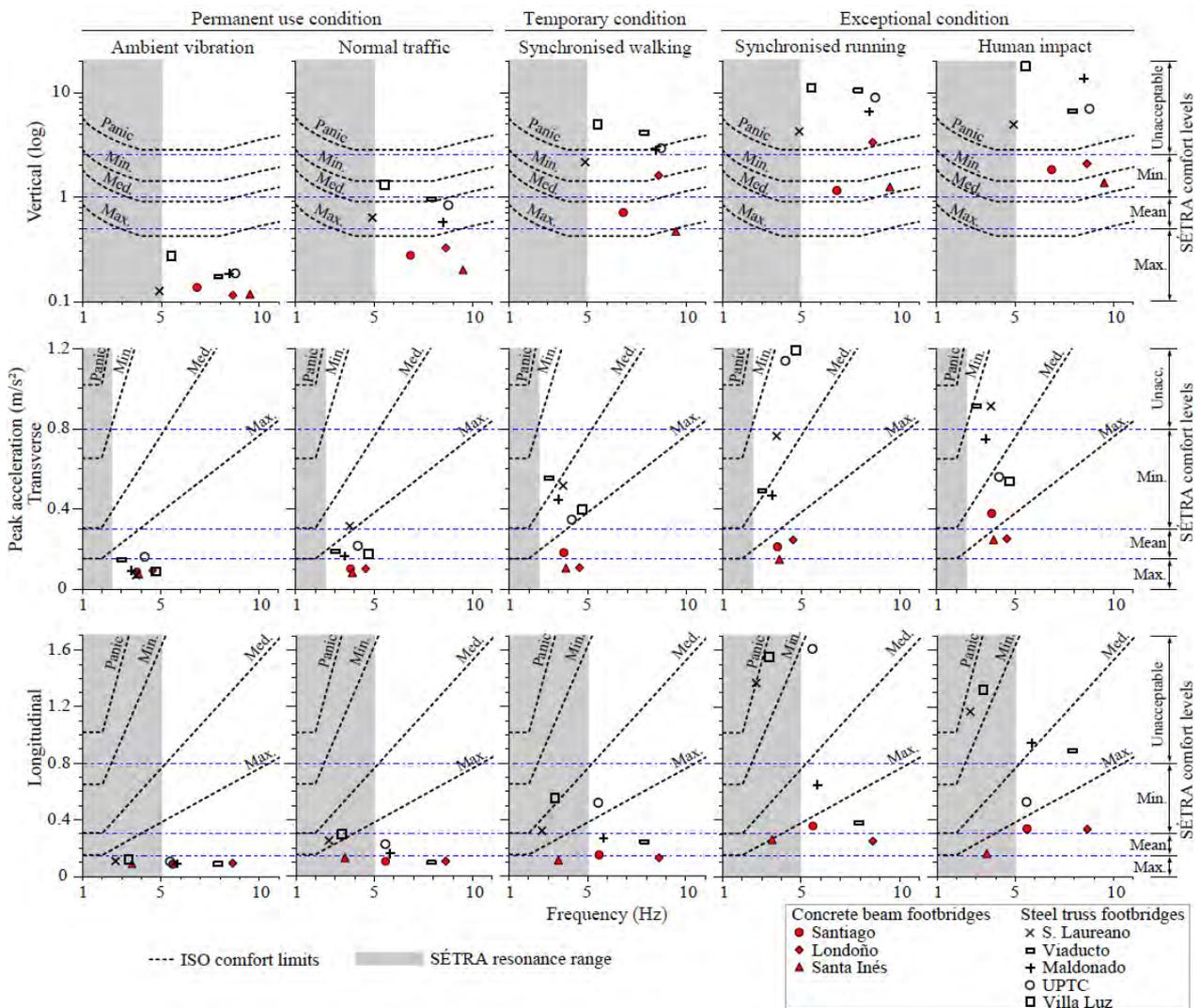
to be verified. For cases where natural frequencies are within the risk ranges, comfort levels are classified as maximum, mean (or medium), minimum and unacceptable (see Table 9). In general, vibration evaluation within a limited frequency range is aimed more closely at avoiding excessive vibrations that affect the operation and structural behavior of the footbridge. The comfort requirements established by SÉTRA (which are similar to those established in HIVOSS) were used to evaluate the vibration levels in the footbridges studied.

**Table 9.** Comfort levels defined in SÉTRA

Comfort level	Acceleration Limits (m/s <sup>2</sup> )	
	Vertical	Horizontal
Maximum	<0.5	<0.15 (0.1*)
Mean	0.5-1.0	0.15 (0.1*)-0.3
Minimum	1.0-2.5	0.3-0.8
Unacceptable	>2.5	>0.8

\* Limit value defined in HIVOSS

### 5.2 Evaluation of vibration levels



**Fig. 15.** Maximum responses of the footbridges for different pedestrian loading conditions in comparison with ISO 10137 and SÉTRA comfort thresholds.

Fig. 15 shows the maximum vibrations obtained from the tests and simulations for each situation considered compared with the serviceability requirements of ISO 10137 and SÉTRA.

According to SÉTRA in Fig. 15, vertical and transverse vibrations do not require additional verifications, with the exception of the San Laureano footbridge which presents a vertical frequency very close to 5 Hz. Nevertheless, the San Laureano, Santa Inés and Villa Luz footbridges are within the resonance risk range for longitudinal frequencies. After verifying the acceleration levels, two of those footbridges (San Laureano and Villa Luz) present resonance with the first harmonic of running, generating longitudinal accelerations described as unacceptable for exceptional conditions. For the other less severe situations, the San Laureano and Villa Luz footbridges also present a major response: for permanent use conditions they are classified as medium comfort, while for temporary conditions they are classified as minimum comfort. In the case of human impact (extraordinary situation) the acceleration generated for these two footbridges is considered unacceptable. The San Laureano footbridge is in the most critical condition given that it presents unacceptable vibrations for both vertical and longitudinal vibrations.

A broader serviceability assessment can be given for all footbridges by using the ISO 10137 pedestrian comfort requirements. In Fig. 15, it is noted that several footbridges exceed the panic limit or safety protection limit so vibrations can be classified as unsafe in: Viaducto and Villa Luz for temporary conditions; and San Laureano, Viaducto, Londoño, Maldonado, UPTC, Villa Luz for exceptional conditions. Although vertical vibrations are the most unfavourable, longitudinal vibrations due to exceptional conditions in San Laureano and Villa Luz are higher than the minimum comfort limit and are therefore considered to be intolerable. In all the footbridges, the vibrations in the lateral direction are below the minimum comfort limit. The serviceability assessment of each footbridge in accordance with ISO 10137 comfort limits is shown in Table 10. In brief, only two footbridges, Santiago and Santa Inés, adequately meet the comfort conditions, while Viaducto and Villa Luz have more serious problems due to unsafe vibrations for both temporary and extraordinary conditions.

**Table 10.** Degree of comfort of the footbridges for each service situation

Footbridge	Permanent use condition		Temporary condition	Exceptional condition		Direction of major vibrations
	Ambient vibration	Normal traffic	Synchronised walking (or crowd)	Synchronised running	Human impact	
Santiago	Maximum	Maximum	Medium	Minimum	Intolerable	vertical
S. Laureano	Maximum	Medium	Intolerable	Unsafe	Unsafe	vertical, long., transv.
Viaducto	Maximum	Minimum	Unsafe	Unsafe	Unsafe	vertical, transv.
Londoño	Maximum	Maximum	Intolerable	Unsafe	Intolerable	vertical
Maldonado	Maximum	Medium	Intolerable	Unsafe	Unsafe	vertical
UPTC	Maximum	Medium	Intolerable	Unsafe	Unsafe	vertical, long., transv.
Santa Inés	Maximum	Maximum	Maximum	Minimum	Minimum	vertical
Villa Luz	Maximum	Minimum	Unsafe	Unsafe	Unsafe	vertical, long., transv.

### 5.3 Global vibration discomfort

In order to compare the perceived vibration with the degree of deterioration of the footbridges, a global vibration discomfort index, *VDI*, was formulated. Based on a vibration perception rating for all the service situations evaluated, the index *VDI* is defined as:

$$VDI = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{4n} \quad (7)$$

where  $P_i$  is the valuation of vibration perception according to the degree of comfort (Maximum = 0, Medium = 1, Minimum = 2, Intolerable = 3, Unsafe = 4); and  $n$  is the number of situations assessed. *VDI* values close

to one indicate unsafe vibrations for permanent, transient and exceptional service conditions, while values equal to zero correspond to imperceptible vibrations for all possible operating situations.

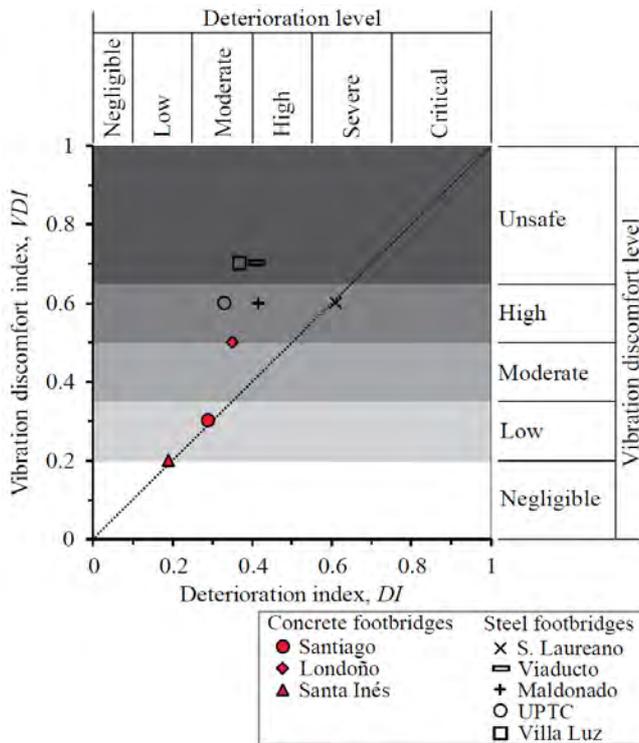


Fig. 16. Comparison between vibration discomfort and deterioration for the examined footbridges

Fig. 16 shows the values of the vibration discomfort index in comparison with the deterioration index for the footbridges. It can be perceived that there is a direct association between the discomfort level and the degree of deterioration. This suggests that the deterioration of the footbridges is influenced by the level of vibration, either due to fatigue or direct damage caused by high vibrations. Additionally, it might indicate that deterioration causes an increase in vibration levels in the footbridges which in turn makes them uncomfortable. Making a global classification in vibration discomfort levels (see Fig. 16): the Viaducto and Villa Luz footbridges risk being damaged due to very high vibrations, considered to be unsafe; the San Laureano, Maldonado and UPTC footbridges show high discomfort levels; the Londoño footbridge has a moderate discomfort level; the Santiago footbridge exhibits a low discomfort level; whereas vibrations in the Santa Inés footbridge are practically imperceptible.

## 6 Conclusions

This paper assesses the vibration performance of eight deteriorating footbridges in Tunja, Colombia. Seven of the footbridges exhibit considerable deterioration problems, ranging from low damage in some elements to severe damage that represents a structural safety risk. Deterioration in the footbridges can be described as: so severe in San Laureano that it had to be closed; high in Viaducto and Maldonado; moderate in Santiago, Londoño, UPTC and Villa Luz; and slight in Santa Inés. The vibration assessment was based on an experimental campaign including modal testing and pedestrian-induced vibration tests, and numerical simulations on calibrated structural models. Footbridge vibrations were verified against the ISO 10137 and SÉTRA comfort thresholds. Discomfort and deterioration in footbridges were rated by means of proposed indices of vibration discomfort (VDI) and deterioration (DI). The following conclusions can be drawn from the results of the study:

- Although there is no initial state data to compare modal parameters before and after deterioration, some characteristics associated with damage were perceived. Significant values of damping ratios for low vibrations can be associated with the considerable degree of deterioration in the footbridges. The model updating process indicated a substantial reduction in stiffness properties, which was associated with damage (element breakage, cracking, weld deterioration and fatigue).
- Standard pedestrian-induced vibration tests supplemented with step-by-step simulations using normalised single-footstep force functions turned out to be a reliable way to estimate the critical response in footbridges. Thus, considerable responses were found in San Laureano, Viaducto, UPTC and Villa Luz, which mostly involve vertical and longitudinal directions. It was found that the effect of the initial foot strike (heelstrike) in each footstep during synchronised walking and running tests has a significant influence on the response and should be considered in the load models.
- Serviceability assessment based on SÉTRA acceptability criteria indicated that only San Laureano and Villa Luz present unacceptable vibrations, with the longitudinal direction being the one that represents the clearest non-compliance. According to ISO 10137 thresholds: Viaducto and Villa Luz are the most critical footbridges, showing high vibrations considered unsafe for both temporary and exceptional loading conditions; whereas San Laureano, Londoño, Maldonado and UPTC present unsafe vibrations for exceptional conditions.
- A global classification in vibration discomfort levels allowed a clearer diagnosis directed to the management of these infrastructures. In this way, Viaducto and Villa Luz present excessive vibrations defined as unsafe, which requires immediate intervention; San Laureano, Maldonado and UPTC have inadmissible high discomfort levels, and therefore they need intervention; Londoño shows moderate discomfort that can be allowed but needs improvement; Santiago is classified as having a low discomfort level; whereas Santa Inés does not present any annoying perceptible vibrations in any possible service conditions.
- A great coherence between vibration discomfort and deterioration levels was found, which is consistent with the perception of the footbridge users. However, only with periodic evaluation could a clear correlation be formulated. It is clear that high vibration levels are associated with considerable levels of damage, leading to high vibrations representing a loss of structural safety over time.

## Acknowledgments

The present work was financed by the Vicerrectoria de Investigación y Extensión of the Pedagogical and Technological University of Colombia (UPTC) and the UPTC-INVIAS 2013-2018 Extension Group of the School of Civil Engineering of the UPTC. The authors would like to thank the student researchers of the STRESS 2017/18 seedbed of the GICA Research Group of the Faculty of Engineering - UPTC, especially the researcher students Luis Tolosa and Yilber Hernandez for their help during the testing operations, signal processing and modelling. Their support is gratefully acknowledged.

## References

- [1] Moughty JJ, Casas JR. Assessment of bridge condition and safety based on measured vibration level. TRUSS - Train. Reducing Uncertain. Struct. Saf. D5.2 Final Rep. WP5 - Rail Road Infrastruct., European Commission; 2019, p. 25–30.
- [2] Hu WH, Moutinho C, Caetano E, Magalhes F, Cunha L. Continuous dynamic monitoring of a lively footbridge for serviceability assessment and damage detection. *Mech Syst Signal Process* 2012;33:38–55. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2012.05.012>.
- [3] Moreu F, Li J, Jo H, Kim RE, Scola S, Spencer BF, et al. Reference-free displacements for condition assessment of timber railroad bridges. *J Bridg Eng* 2016;21:04015052. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000805](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000805).
- [4] Dallard P, Fitzpatrick T, Flint A, Low A, Smith RR, Willford M, et al. London Millennium Bridge:

- Pedestrian-Induced Lateral Vibration. *J Bridg Eng* 2001;6. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2001\)6:6\(412\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2001)6:6(412)).
- [5] Dziuba, P., Grillaud, G., Flamand, O., Sanquier, S., & Tétard Y. La passerelle Solférino comportement dynamique (dynamic behaviour of the Solférino bridge). *Bull Ouvrages Métalliques* 2001;1:34–57.
- [6] SÉTRA - service d'Études techniques des routes et autoroutes. Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. Paris - France: 2006.
- [7] HIVOSS European research project. Human-induced vibration of steel structures: design of footbridges, guideline and background document. Luxembourg: 2008.
- [8] American Institute of Steel Construction - AISC. Steel design guide 11: Vibrations of steel-framed structural systems due to human activity. 2016.
- [9] European Committee for Standardization - CEN. Eurocode 5: Design of timber structures—Part 2: Bridges. EN 1995-2:2004; 2004.
- [10] British Standards Institution - BSI. UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. BS EN 1991-2:2003; 2008.
- [11] International Standards Organization - ISO. ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. 2007.
- [12] Van Nimmen K, Lombaert G, De Roeck G, Van den Broeck P. Vibration serviceability of footbridges: Evaluation of the current codes of practice. *Eng Struct* 2014;59:448–61. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.11.006>.
- [13] Živanović S, Pavić A, Ingólfsson ET. Modeling Spatially Unrestricted Pedestrian Traffic on Footbridges. *J Struct Eng* 2010;136:1296–308. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000226](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000226).
- [14] Davis DB. Finite element modeling for prediction of low frequency floor vibrations due to walking. Doctoral dissertation, Virginia Polytechnic Institute, 2008.
- [15] SYNPEX European research project. Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges. 2008.
- [16] da Silva JGS, Vellasco PCG d. S, de Andrade SAL, de Lima LRO, Figueiredo FP. Vibration analysis of footbridges due to vertical human loads. *Comput Struct* 2007;85:1693–703. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.02.012>.
- [17] Cacho-Pérez M, Lorenzana A. Walking Model to Simulate Interaction Effects between Pedestrians and Lively Structures. *J Eng Mech* 2017;143:04017109. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)em.1943-7889.0001326](https://doi.org/10.1061/(asce)em.1943-7889.0001326).
- [18] Caprani CC, Ahmadi E. Formulation of human–structure interaction system models for vertical vibration. *J Sound Vib* 2016;377:346–67. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2016.05.015>.
- [19] Toso MA, Gomes HM. A coupled biodynamic model for crowd-footbridge interaction. *Eng Struct* 2018;177:47–60. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.033>.
- [20] Živanović S, Pavić A, Reynolds P. Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: A literature review. vol. 279. 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2004.01.019>.
- [21] Younis A, Avci O, Hussein M, Davis B, Reynolds P. Dynamic Forces Induced by a Single Pedestrian: A Literature Review. *Appl Mech Rev* 2017;69. <https://doi.org/10.1115/1.4036327>.
- [22] Márquez L. Análisis de la percepción de seguridad en puentes peatonales: una aproximación mediante modelación híbrida. *Rev Ing Univ Medellín* 2015;14:93–110. <https://doi.org/10.22395/rium.v14n27a6>.
- [23] Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes. NSR-10. Reglamento Colombiano Construcción Sismo Resistente. Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998, decreto 926 de 2010. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS; 2010.
- [24] INVIAS, Universidad Nacional de Colombia. Manual para la inspección visual de puentes y pontones. 2006.

- [25] American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO. The manual for the bridge evaluation. Washington, DC: 2018.
- [26] American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO. Manual for bridge element inspection. Washington, DC: 2015.
- [27] American Concrete Institute - ACI. ACI 201.1R - Guide for making a condition survey of concrete in service. vol. 92. 1997.
- [28] American Concrete Institute - ACI. ACI 224.1R - Causes, evaluation and repair of cracks in concrete structures. 1998.
- [29] American Concrete Institute - ACI. ACI 437R - Strength evaluation of existing concrete buildings. 2003.
- [30] Brincker R, Ventura CE. Introduction to Operational Modal Analysis. Chichester, UK: John Wiley & Sons, Ltd; 2015. <https://doi.org/10.1002/9781118535141>.
- [31] The Mathworks Inc. MATLAB 2019.
- [32] Brincker R, Zhang L, Andersen P. Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart Mater Struct* 2001;10:441–5. <https://doi.org/10.1088/0964-1726/10/3/303>.
- [33] Brincker R, Ventura CE, Andersen P. Damping estimation by frequency domain decomposition. *Proc. 19th Int. Modal Anal. Conf. IMAC 19*, vol. 1, Kissimmee, Florida: 2001, p. 698–703.
- [34] Brincker R, Zhang L. Frequency domain decomposition revisited. *IOMAC 2009 - 3rd Int Oper Modal Anal Conf 2009*:615–26.
- [35] Van Overschee P, De Moor B. Subspace identification for linear systems. Kluwer Academic Publishers; 1996. <https://doi.org/10.1007/978-1-4613-0465-4>.
- [36] Brincker R, Andersen P. Understanding Stochastic Subspace Identification. *Conf Proc Soc Exp Mech Ser* 2006.
- [37] Computers & Structures Inc. CSi Analysis reference manual SAP2000. Berkeley, California, USA: 2016.
- [38] Allemang RJ. The modal assurance criterion - Twenty years of use and abuse. *Sound Vib* 2003;37:14–21.
- [39] Mottershead J, Friswell M. Finite element model updating in structural dynamics. 1995. <https://doi.org/DOI 10.1007/978-94-015-8508-8>.
- [40] Matsumoto Y, Shiojiri H, Nishioka T, Shiojiri H, Matsuzaki K. Dynamic design of footbridges. *IABSE Proc* 1978;2:1–15. <https://doi.org/10.5169/seals-33221>.
- [41] Wheeler JE. Prediction and control of pedestrian-induced vibration in footbridges. *J Struct Div* 1982;108:2045–65.
- [42] Bachmann H, Ammann W. Vibrations in structures induced by man and machines. *IABSE·AIPC·IYBH*; 1987.
- [43] International Standards Organization - ISO. ISO 2631-1: Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 1: General requirements. 1997.
- [44] Bachmann H, Ammann WJ, Deischl F, Eisenmann J, Floegl I, Hirsch GH, et al. *Vibration problems in structures*. Birkhäuser Basel; 1995. <https://doi.org/10.1007/978-3-0348-9231-5>.
- [45] Pachi A, Ji T. Frequency and velocity of people walking. *Struct Eng* 2005;83:36–40.
- [46] Riley PO, Paolini G, Della Croce U, Paylo KW, Kerrigan DC. A kinematic and kinetic comparison of overground and treadmill walking in healthy subjects. *Gait Posture* 2007;26:17–24. <https://doi.org/10.1016/j.gaitpost.2006.07.003>.
- [47] Whittle MW. *Gait analysis an introduction*. Fourth Edi. Elsevier; 2007.
- [48] Winter DA. *The biomechanics and motor control of human gait*. vol. 74. Waterloo, Ontario, Canada: University of Waterloo Press; 1988.
- [49] Nilsson J, Thorstensson A. Ground reaction forces at different speeds of human walking and running. *Acta Physiol Scand* 1989;136:217–27. <https://doi.org/10.1111/j.1748-1716.1989.tb08655.x>.

- [50] Damavandi M, Dixon PC, Pearsall DJ. Ground reaction force adaptations during cross-slope walking and running. *Hum Mov Sci* 2012;31:182–9. <https://doi.org/10.1016/j.humov.2011.06.004>.
- [51] Keller TS, Weisberger AM, Ray JL, Hasan SS, Shiavi RG, Spengler DM. Relationship between vertical ground reaction force and speed during walking, slow jogging, and running. *Clin Biomech* 1996;11:253–9. [https://doi.org/10.1016/0268-0033\(95\)00068-2](https://doi.org/10.1016/0268-0033(95)00068-2).
- [52] Riley PO, Dicharry J, Franz J, Croce U Della, Wilder RP, Kerrigan DC. A kinematics and kinetic comparison of overground and treadmill running. *Med Sci Sports Exerc* 2008;40:1093–100. <https://doi.org/10.1249/MSS.0b013e3181677530>.
- [53] Munro F, Miller DI, Fuglevand AJ. Ground reaction forces in running: a reexamination. *J Biomech* 1987;20:147–55. [https://doi.org/10.1016/0021-9290\(87\)90306-X](https://doi.org/10.1016/0021-9290(87)90306-X).
- [54] Hamill J, Bates BT, Knutzen KM, Sawhill JA. Variations in ground reaction force parameters at different running speeds. *Hum Mov Sci* 1983;2:47–56. [https://doi.org/10.1016/0167-9457\(83\)90005-2](https://doi.org/10.1016/0167-9457(83)90005-2).
- [55] Cavanagh PR, LaFortune MA. Ground reaction forces in distance running. *J Biomech* 1980;13:397–406. [https://doi.org/10.1016/0021-9290\(80\)90033-0](https://doi.org/10.1016/0021-9290(80)90033-0).
- [56] Bus SA. Ground reaction forces and kinematics in distance running in older-aged men. *Med Sci Sports Exerc* 2003;35:1167–75. <https://doi.org/10.1249/01.MSS.0000074441.55707.D1>.
- [57] Bas K, W BS, Sjouke Z, Wiebren Z, Ida B. Comparison of vertical ground reaction forces during overground and treadmill running. A validation study. *BMC Musculoskelet Disord* 2012;13:1–8. <https://doi.org/10.1186/1471-2474-13-235>.
- [58] Whittle MW, Williams CD. Reliability of force platform data in the estimation of insole shock attenuation. Eighth Bienn. Conf. Can. Soc. Biomech., Calgary, AB: 1994, p. 170–1.
- [59] Simon SR, Paul IL, Mansour J, Munro M, Abernethy PJ, Radin EL. Peak dynamic force in human gait. *J Biomech* 1981;14. [https://doi.org/10.1016/0021-9290\(81\)90009-9](https://doi.org/10.1016/0021-9290(81)90009-9).
- [60] Whittle MW. Generation and attenuation of transient impulsive forces beneath the foot: A review. *Gait Posture* 1999;10:264–75. [https://doi.org/10.1016/S0966-6362\(99\)00041-7](https://doi.org/10.1016/S0966-6362(99)00041-7).
- [61] Steel Construction Institute. Design guide on the vibration of floors - SCI 076. 1989.
- [62] Varela WD. Modelo Teórico-experimental para análise de vibrações induzidas por pessoas caminhando sobre lajes de edifícios. Tese 2004.
- [63] Willford M, Field C, Young P. Improved methodologies for the prediction of footfall-induced vibration. *AEI 2006 Build Integr Solut - Proc 2006 Archit Eng Natl Conf 2006*;2006:17. [https://doi.org/10.1061/40798\(190\)17](https://doi.org/10.1061/40798(190)17).
- [64] Smith AL, Hicks SJ, Devine PJ. SCI P354: Design of floors for vibration: a new approach. Ascot, Berkshire, UK: The Steel Construction Institute; 2007. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.29342.95048>.
- [65] International Standards Organization - ISO. ISO 2631-2 (89): Evaluation of human exposure to whole-body vibration -- Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz). 1989.