IDENTIFICACIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL A TRAVÉS DEL CAMBIO EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

Gustavo Luis Palazzo

Ingeniero en Construcciones
Universidad Tecnológica Nacional

Tesis presentada en parcial cumplimiento para la obtención del grado académico de

Magister en Ingeniería Estructural

Dirigida por

Dr. Ricardo Daniel Ambrosini

Comisión de Supervisión

Dr. Ricardo Daniel Ambrosini
Dr. Bibiana María Luccioni
Dr. Francisco Crisafulli

Instituto de Estructuras
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán

San Miguel de Tucumán, Noviembre de 2001.

IDENTIFICACIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL A TRAVÉS DEL CAMBIO EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

Gustavo Luis Palazzo

ÍNDICE

ÍNDICE III
RESUMEN VII
ABSTRACT VIII
AGRADECIMIENTOS IX
DEDICATORIA XI
LISTA DE FIGURAS XII
LISTA DE TABLAS XIX
NOMENCLATURA XXII

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN 1
1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA 1
1.1.1. Importancia de la evaluación de la seguridad en puentes 1
1.1.2. El daño y los niveles de identificación 4
1.1.3. Criterios actuales para la evaluación de la seguridad en puentes 5
1.1.4. Evaluación de estructuras basada en los cambios de parámetros dinámicos 6
1.2. OBJETIVOS 8
1.3. HIPÓTESIS 9
1.3.1. Hipótesis principales 9
1.3.2. Hipótesis secundarias 9
1.4. CONTENIDOS DE LA TESIS 10
1.5. NOTACIÓN 11

CAPÍTULO 2: FUNDAMENTOS Y ANTECEDENTES 13
2.1. INTRODUCCIÓN 13
2.2. IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS 13
2.2.1. Análisis Modal Experimental 13
2.2.2. Ensayos dinámicos 15
2.2.3. Estimación de parámetros dinámicos 22
2.2.4. Efectos que influyen en la estimación de parámetros dinámicos 27
2.2.5. Diferentes aplicaciones de los ensayos dinámicos 32
2.3. IDENTIFICACIÓN DEL DAÑO A TRAVÉS DEL CAMBIO EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS 34
2.3.1. Introducción 34
2.3.2. Técnicas basadas en la respuesta 35
2.3.3. Técnicas basadas en el modelo 41

CAPÍTULO 3: IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS EN ESTRUCTURAS DE LABORATORIO 48
3.1. INTRODUCCIÓN 48
3.2. ENSAYOS DINÁMICOS 50
3.2.1. Estimación de parámetros modales 50
3.2.2. Características de los ensayos dinámicos 60
3.3. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES EN ESTRUCTURAS DE LABORATORIO 64
3.3.1. Viga metálica 66
3.3.2. Viga de hormigón armado 79
3.4. CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS QUE INFLUYEN EN LA ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES 88
3.4.1. Errores aleatorios 89
3.4.2. Errores sistemáticos 89
3.4.3. Efectos de la temperatura 90
3.5. DISCUSIÓN Y OBSERVACIONES 93

ANEXO AL CAPÍTULO 3: 94
A3.1. PARÁMETROS MODALES 94
A3.1.1. Aspectos teóricos 94
A3.1.2. Aspectos experimentales 98

CAPÍTULO 4: IDENTIFICACIÓN DEL DAÑO EN ESTRUCTURAS DE LABORATORIO 102
4.1. INTRODUCCIÓN 102
4.2. INDICADORES DE DAÑO 103
4.2.1. Variación de frecuencias naturales 103
4.2.2. Variación de la curvatura modal 104
4.3. DAÑO EN VIGA METÁLICA 106
4.3.1. Características del daño 106
4.3.2. Variaciones en las frecuencias naturales 107
4.3.3. Variaciones en las formas y curvaturas modales 114
4.4. DAÑO EN VIGA DE HORMIGÓN 118
4.4.1. Características del daño 118
4.4.2. Variaciones de las frecuencias naturales 121
4.4.3. Variaciones en las formas y curvaturas modales 130
4.5. DISCUSIÓN Y OBSERVACIONES 135

CAPÍTULO 5: IDENTIFICACIÓN DE SISTEMA EN ESTRUCTURA DE PUENTE 136
5.1. INTRODUCCIÓN 136
5.2. ENSAYOS DINÁMICOS 139
5.2.1. Excitación de la estructura 139
5.2.2. Equipo de adquisición de datos y análisis de señales 140
5.2.3. Características del ensayo dinámico 142
5.2.4. Efectos que influyen en los parámetros modales 144
5.3. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES EN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE 144
5.3.1. Frecuencias naturales 144
5.3.2. Formas modales según una viga del puente 149

5.4. DISCUSIÓN 152

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 154
6.1. SÍNTESIS Y CONCLUSIONES 154
6.2. INVESTIGACIONES FUTURAS 159

REFERENCIAS 161

RESUMEN

En los últimos años se han producido numerosas fallas súbitas de puentes en distintos lugares del mundo, ocasionando pérdidas de vidas y consecuencias económicas cuantiosas. Estas fallas no estuvieron asociadas a fenómenos extraordinarios, sino que se produjeron bajo cargas de servicio. Es entonces de suma importancia desarrollar técnicas confiables para la identificación del deterioro estructural.

En esta Tesis se describe un sistema de monitoreo estructural basado en ensayos dinámicos, el cual presenta ventajas respecto a los métodos tradicionales. El procedimiento se basa en detectar los cambios producidos en las características dinámicas de la estructura, debidos a las variaciones en los parámetros mecánicos. Esto implica la identificación de sistema (estimación de frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y formas modales), y la identificación del daño.

La identificación experimental de sistemas, se basó en los datos registrados en ensayos dinámicos, sin la medida de la excitación. Esos ensayos se realizaron en estructuras de laboratorio (viga metálica y de hormigón armado), y en un puente real. Los parámetros modales se estimaron con un método en el dominio de la frecuencia, denominado “detección de pico”.

Sobre la base de ensayos en laboratorio, se estableció experimentalmente la relación entre los cambios en los parámetros modales y el daño. Las variaciones de frecuencias naturales y de curvatura modal, se usaron como indicadores de daño; con lo cual se logró detectar y localizar el mismo.

Basado en el análisis modal experimental, el trabajo presenta un procedimiento detallado de ensayo dinámico y análisis de las señales obtenidas. Los resultados experimentales que se muestran, permiten observar el rendimiento y las limitaciones de los métodos aplicados.

ABSTRACT

In the last years numerous sudden failures of bridges have taken place in different places of the world, causing losses of lives and important economic consequence. These failures were not associated to extraordinary phenomena, but rather they took place under loads of service. It is then of great importance to develop reliable techniques for the identification of the structural damage.

In this Thesis a structural health monitoring is described based on dynamic test, which presents advantages regarding the traditional techniques. The procedure is based on detecting changes in the dynamic characteristics of the structure, which are due to the variations taken place in the mechanical parameters. This implies the system identification (estimate of natural frequencies, damping ratios and mode shapes), and then the damage identification.

The experimental systems identification was based on the data registered in dynamic tests, without the measure of the input. Those tests were carried out in a laboratory structures (with metallic beam and of reinforced concrete), and in a real bridge. The modal parameters were considered with a frequency – domain method, denominated peak picking.

On the base of laboratory tests, the relationship among the changes in the modal parameters and the damage was established experimentally. The variations of natural frequencies and of modal curvatures were used as damage indicators and that made possible the detection and to localization of the damage.

The work presents a detailed procedure of dynamic test analysis and of obtained signals based on the experimental modal analysis. The experimental results that are shown allow us to observe the perfomance and the limitations of the applied methods.

AGRADECIMIENTOS

En esta parte deseo expresar mi agradecimiento a las personas e instituciones que han colaborado en los cursos de la maestría y en la realización de esta tesis.

Al Gobierno argentino y a la Universidad Nacional de Tucumán, por haber financiado con una beca FOMEC la realización de la Maestría.

Al equipo directivo, docente y administrativo que contribuyen con su esfuerzo y dedicación a la concreción de una carrera de postgrado de alto nivel en el país. Especialmente al Dr. Rodolfo Danesi, por su constante preocupación por los distintos aspectos relacionados con mi estadía en Tucumán.

A mi director de Tesis, Dr. Daniel Ambrosini, por su dedicación y acompañamiento a lo largo de todo el desarrollo de esta Tesis. Además, por su contribución al excelente clima de trabajo logrado en todo tiempo.

A mis compañeros del VII Magister Daniel Anaya, Marcelo Beliz, María Inés Figueroa, Daniel Lopez, Daniel Mafud, y Oscar Puig con los que compartimos trabajos, angustias y esperanzas; y principalmente por la amistad que logramos en todo momento.

A los integrantes de los otros Magister por su apoyo y sugerencias.

A Domingo Amín, Raúl Benito, Amelia Campos, Sergio Contino, Mariela Cordero, Oscar Dip, Juan Carlos Ramallo, Guido De Roeck, Estudio ABAX y al Laboratorio de Materiales de la UNT, por sus contribuciones a este trabajo.

Al personal técnico del Laboratorio: Eduardo Batalla, Hugo Montenegro y Daniel Torielli, que trabajaron con responsabilidad y dedicación en la realización de ensayos. Además, porque junto a Teresa Jiménez, lograron un clima de trabajo optimista y de buen humor.

Al Laboratorio de Estructuras - CEREDETEC de la UTN, especialmente a su Director el Ing. Rufino Michelini y al Área Sismicidad, que me permitieron continuar mi trabajo de Tesis en Mendoza, en un ambiente especial para la investigación.

A Abel Jacinto que con gran solidaridad y amistad ofreció su casa para mi estadía en Tucumán, en los periódicos viajes realizados en el último semestre.

A Luis, Pablo, Alejandra, Titi y Emilio por su acompañamiento en nuestra estadía en Tucumán; y a mis sobrinos Antonella, Martín y Valentina que alegraron cada domingo con sus saludos telefónicos.

Finalmente, a Roxana por ser parte de este trabajo y de mi vida.

Con su trabajo el hombre ha de procurarse el pan cotidiano, contribuir al continuo progreso de las ciencias y la técnica, y sobre todo a la incesante elevación cultural y moral de la sociedad en que vive...

Juan Pablo II

DEDICATORIA

A todos los que hicieron posible que el desarrollo de esta tesis fuese una laborem exercens

LISTA DE FIGURAS

1-1 Colapso de un puente en Taiwan

1-2 Colapso de un puente en San Juan (Argentina)

2-1 Esquema del análisis teórico numérico de vibraciones (problema directo)

2-2 Esquema del análisis experimental de vibraciones (problema inverso)

2-3 Partes componentes de un ensayo dinámico.

2-4 Proceso de análisis de señales durante un ensayo dinámico.

2-5 Clasificación general de los métodos para la identificación de sistemas.

2-6 Clasificación de técnicas para la identificación de daño.

3-1-a Muestra de la historia de la respuesta, correspondiente a un punto de una viga metálica.

3-1-b Muestra de la historia de la respuesta, correspondiente a un punto de una viga de hormigón armado.

3-2-a Estimación de la función auto espectro, correspondiente a la muestra de la respuesta dada en 3-1-a.

3-2-b Estimación de la función auto espectro (con filtro *hamming*), correspondiente a la muestra de la respuesta dada en 3-1-a.

3-2-c Traza de la matriz espectro, correspondiente a 13 muestras obtenidas en un punto de la viga metálica.

3-2-d Traza de la matriz espectro (con filtro *hamming*), correspondiente a 13 muestras obtenidas en un punto de la viga metálica.

3-2-e Estimación de la función auto espectro, correspondiente a la muestra de la respuesta dada en 3-1-b.

3-2-f Estimación de la función auto espectro (con filtro *hamming*), correspondiente a la muestra de la respuesta dada en 3-1-b.

3-2-g Traza de la matriz espectro, correspondiente a 11 muestras obtenidas en un punto de la viga de hormigón armado.

3-3 Ensayo dinámico de estructuras en laboratorio.

3-4 Muestra de la historia de la respuesta teórica y experimental, en un punto de una estructura en vibración.

3-5 Equipo usado en ensayos dinámicos.

3-6 Dispositivo de apoyo para estructuras en laboratorio.

3-7 Viga metálica sometida a ensayos dinámicos.

3-8 Esquema de viga metálica.

3-9-a Frecuencias naturales para el modo 1 (en [Hz]). Viga metálica.

3-9-b Frecuencias naturales para el modo 2 (en [Hz]). Viga metálica.

3-9-c Frecuencias naturales para el modo 3 (en [Hz]). Viga metálica.

3-9-d Frecuencias naturales para el modo 4 (en [Hz]). Viga metálica.

3-9-e Frecuencias naturales para el modo 5 (en [Hz]). Viga metálica.

3-9-f Frecuencias naturales para el modo 6 (en [Hz]). Viga metálica.

3-10-a Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 1. Viga metálica.

3-10-b Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 2. Viga metálica.

3-10-c Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 3. Viga metálica.

3-10-d Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 4. Viga metálica.

3-10-e Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 5. Viga metálica.

3-10-f Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 6. Viga metálica.

3-11-a Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 1. Viga metálica.
3-11-b Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 2. Viga metálica.
3-11-c Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 3. Viga metálica.
3-11-d Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 4. Viga metálica.
3-11-e Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 5. Viga metálica.
3-11-f Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 6. Viga metálica.
3-12-a Forma modal teórica y experimental, modo 1.Viga metálica simplemente apoyada
3-12-b Forma modal teórica y experimental, modo 2.Viga metálica simplemente apoyada
3-12-c Forma modal teórica y experimental, modo 3.Viga metálica simplemente apoyada
3-13 Esquema de la viga de hormigón armado, simplemente apoyada.
3-14-a Frecuencias naturales para el modo 1 (en [Hz]). Viga de hormigón armado.
3-14-b Frecuencias naturales para el modo 2 (en [Hz]). Viga de hormigón armado.
3-14-c Frecuencias naturales para el modo 3 (en [Hz]). Viga de hormigón armado.
3-14-d Frecuencias naturales para el modo 4 (en [Hz]). Viga de hormigón armado.
3-15-a Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 1. Viga de hormigón armado.
3-15-b Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 2. Viga de hormigón armado.
3-15-c Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 3. Viga de hormigón armado.

3-16-a Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 1. Viga de hormigón armado.
3-16-b Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 2. Viga de hormigón armado.
3-16-c Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 3. Viga de hormigón armado.
3-17-a Forma modal teórica y experimental, modo 1. Viga de hormigón armado simplemente apoyada.
3-17-b Forma modal teórica y experimental, modo 2. Viga de hormigón armado simplemente apoyada.
3-17-c Forma modal teórica y experimental, modo 3. Viga de hormigón armado simplemente apoyada.
3-18-a Variación de la frecuencia natural del modo 1 con la temperatura.
3-18-b Variación de la frecuencia natural del modo 3 con la temperatura.
3-18-c Variación de la frecuencia natural del modo 5 con la temperatura.
3-18-d Variación de la frecuencia natural del modo 7 con la temperatura.
3-18-e Variación de la frecuencia natural del modo 9 con la temperatura.
4-1 Ejemplo de escenario de daño producido en viga metálica (daño mayor).
4-2-a Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 1.
4-2-b Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 2.
4-2-c Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 3.
4-2-d Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 4.
4-2-e Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 5.
4-2-f Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 6.
4-3-a Cambios en las frecuencias relativas, debidas al daño. Viga metálica, simplemente apoyada.
4-3-b Cambios en las frecuencias relativas, debidas al daño. Viga metálica, simplemente apoyada (Estado: 0 sano, 1 daño menor, 2 daño mayor)..
4-3-c Cambios en las frecuencias relativas, debidas al daño. Viga metálica, simplemente apoyada (Estado: 0 sano, 1 daño menor, 2 daño mayor)..

4-4-a Forma modal para viga sana y con daño menor, modo 1. Viga metálica, simplemente apoyada.

4-4-b Forma modal para viga sana y con daño menor, modo 2. Viga metálica, simplemente apoyada.

4-4-c Forma modal para viga sana y con daño menor, modo 3. Viga metálica, simplemente apoyada.

4-5-a Forma modal para viga sana y con daño mayor, modo 1.Viga metálica, simplemente apoyada.

4-5-b Forma modal para viga sana y con daño mayor, modo 2.Viga metálica, simplemente apoyada.

4-5-c Forma modal para viga sana y con daño mayor, modo 3.Viga metálica, simplemente apoyada.

4-6 Curva FCM_j normalizado - posición *j* para viga metálica con daño menor.

4-7 Curva FCM_j normalizado - posición *j* para viga metálica con daño mayor.

4-8 Esquema del ensayo estático para producir daño en viga de hormigón armado.

4-9-a Ensayo estático para producir daño en viga de hormigón armado, 1er escalón de carga.

4-9-b Ensayo estático para producir daño en viga de hormigón armado, 4to escalón de carga.

4-10 Diagrama fuerza – desplazamiento, para ensayos estáticos.

4-11 Pendiente para los primeros 3 escalones de carga. Viga de hormigón armado.

4-12-a Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 1. (primeros 33 ensayos)

4-12-b Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 1. (últimos 33 ensayos)

4-12-c Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 2. (primeros 33 ensayos)

4-12-d Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 2. (últimos 33 ensayos)

4-12-e Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 3. (primeros 33 ensayos)

4-12-f Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 3. (últimos 33 ensayos)

4-12-g Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 4. (primeros 33 ensayos)

4-12-h Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 4. (últimos 33 ensayos)

4-13-a Cambios en las frecuencias relativas, debido al daño. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada (Escalón 0: viga sana, 4: 3ro bis).

4-13-b Cambios en las frecuencias relativas, debido al daño. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada (Escalón 0: viga sana, 4: 3ro bis).

4-14-a Forma modal para viga sana, y luego del 1er escalón de carga; modo 1. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-14-b Forma modal para viga sana, y luego del 1er escalón de carga; modo 2. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-14-c Forma modal para viga sana, y luego del 1er escalón de carga; modo 3. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-15-a Forma modal para viga sana, y luego del 4to escalón de carga; modo 1. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-15-b Forma modal para viga sana, y luego del 4to escalón de carga; modo 2. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-15-c Forma modal para viga sana, y luego del 4to escalón de carga; modo 3. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-16-a Curva FCM_j normalizado - posición *j*, para viga de hormigón armado, sometida a distintos escalones de carga.

4-16-b Curva FCM_j normalizado - posición *j*, para viga de hormigón armado, sometida a distintos escalones de carga.

4-17 Equipo de ultrasonido.

4-18 Equipo de esclerometría.

4-19 CuverMeter.

4-20 Resistencia última (en [MPa]), a lo largo de la viga de hormigón armado. (estimación según mediciones de ultrasonido y esclerometría)

5-1 Vista del puente ensayado.

5-2 Apoyo de un tramo del puente.

5-3 Esquema longitudinal de la estructura del puente. (longitudes en [m])

5-4 Sección transversal del puente.

5-5 Modelo de elementos finitos del puente.

5-6 Muestra de la historia de la respuesta, correspondiente a un punto del tablero del puente.

5-7 Estimación de la función auto espectro, correspondiente una la muestra de la historia de la respuesta.

5-8 Traza de la matriz espectro, correspondiente a 11 muestras obtenidas en el centro del tramo central del puente.

5-9-a Ambiente de ensayo dinámico sobre el puente.

5-9-b Ambiente de ensayo dinámico sobre el puente.

5-10-a Frecuencias naturales para el modo 1 (en [Hz]). Estructura de puente.

5-10-b Frecuencias naturales para el modo 2 (en [Hz]). Estructura de puente.

5-10-c Frecuencias naturales para el modo 3 (en [Hz]). Estructura de puente.

5-11-a Forma modal teórica y experimental según una viga del puente. Modo 1.

5-11-b Forma modal teórica y experimental según una viga del puente. Modo 2.

5-11-c Forma modal teórica y experimental según una viga del puente. Modo 3.

5-12-a Esquema de vibración natural del puente, según modo 1.

5-12-b Esquema de vibración natural del puente, según un modo flexional – torsional acoplado.

LISTA DE TABLAS

3-1 Características geométricas y mecánicas de viga metálica.

3-2 Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga metálica simplemente apoyada.

3-3 Relación entre las distintas frecuencias naturales, respecto a la frecuencia fundamental.

3-4 Valores numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]).

3-5 Valores numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]).

3-6 Comparación entre valores numéricos y experimentales de frecuencias naturales (en [Hz]).

3-7 Tendencia central y dispersión para coeficientes de amortiguamiento (en [%]).

3-8 Comparación entre forma modal teórica y experimental, mediante el índice MAC.

3-9 Características geométricas y mecánicas de la viga de hormigón armado.

3-10 Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

3-11 Relación entre las distintas frecuencias naturales, respecto a la frecuencia fundamental.

3-12 Valores numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]).

3-13 Comparación entre valores numéricos y experimentales de frecuencias naturales (en [Hz]).

3-14 Tendencia central y dispersión para coeficientes de amortiguamiento (en [%]).

3-15 Comparación entre forma modal teórica y experimental, mediante el índice MAC.

3-16 Frecuencias naturales (en [Hz]) con distintas temperaturas (en [ºc]).

4-1 Características del daño provocado en la viga metálica.

4-2 Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga metálica simplemente apoyada, con daño menor.

4-3 Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga metálica simplemente apoyada, con daño mayor.

4-4 Coeficiente de variación *CV[%]*.Viga metálica simplemente apoyada.

4-5 Valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales. Viga metálica con daño menor.

4-6 Valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales. Viga metálica con daño mayor.

4-7 Diferencia en %, entre frecuencias naturales de estructura sana y dañada. Viga metálica simplemente apoyada.

4-8-a Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

4-8-b Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

4-9 Comparación entre frecuencias naturales obtenidas en cada escenario de daño, respecto al anterior.

4-10 Carga máxima aplicada a la viga de hormigón armado, en cada escalón de carga.

4-11 Carga teóricas para la viga de hormigón armado.

4-12-a Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, luego del 1er escalón de carga.

4-12-b Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, luego del 2do escalón de carga.

4-12-c Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, luego del 3er escalón de carga.

4-12-d Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, luego de 30 días de realizado el 3er escalón de carga (3ro bis).

4-12-e Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, luego del 4to escalón de carga.

4-12-f Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga de hormigón armado, luego del 5to escalón de carga.

4-13 Coeficiente de variación *CV[%]*. Viga metálica simplemente apoyada.

4-14 Diferencia en %, entre frecuencias naturales de estructura sana y dañada. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-15 Diferencia en %, entre frecuencias naturales luego de un escalón de carga, respecto al escalón anterior. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

4-16-a Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

4-16-b Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

4-17 Comparación entre frecuencias naturales obtenidas en cada escalón de carga, respecto al escalón anterior.

5.1 Parámetros para el muestreo de la señal analógica.

5-2-a Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

5-2-b Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

5-2-c Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

5-2-d Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

5-2-e Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

5-2-f Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

5-3 Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]), para el puente.

5-4 Valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]), para el puente.

NOMENCLATURA

$\{a(t)\}$	Conjunto de muestras de respuestas
A	Amplitud de la amplificación de la señal analógica
A_i	Constantes que definen la forma y amplitud de la vibración de una estructura
A_k	Componentes de Fourier para las frecuencias f_k,
$A(\omega)$, $A(f)$	Espectro de frecuencia de la respuesta, de rango infinito
$A(f_k)$	Transformada discreta de Fourier de la respuesta discretizada en el tiempo
$a(t)$	Respuesta en aceleraciones
$a_1(t)$	Señal digital, discreta en el tiempo, correspondiente una muestra de la respuesta (aceleraciones) en un punto de la estructura
$a_2(t)$	Señal $a_1(t)$ luego de ser filtrada con una función ventana $f_2(t)$
$a_k(t)$	Respuestas obtenidas en los ensayos dinámicos, en distintos puntos k
a_k	Muestra discreta de $a(t)$
$a(x)$, $b(x)$	Puntos en una estructura en función de la posición x
C	Constante de calibración del acelerómetro
E	Módulo de elasticidad longitudinal
EI	Rigidez flexional
f	Frecuencia, [Hertz]
$f_1(t)$	Función filtro de la señal analógica
f_k	Valores de frecuencias discretas
$f_{lím}$	Componente de frecuencia límite a digitalizar
$f_{máx}$	Componente de frecuencia máxima a digitalizar
h	Separación entre puntos de medición
I	Momento de inercia de la sección transversal

$i = \sqrt{-1}$	Unidad imaginaria
Ieq	Momento de inercia equivalente
J_1, J_2	Funciones objetivo
$\mathbf{K}$	Matriz de rigidez
$\tilde{\mathbf{K}}$	Matriz de rigidez de la estructura dañada
K	Rigidez del resorte
k	Instante de tiempo discreto $t = k\,\Delta t$, $k \in$ Nat
L	Longitud de la estructura
$\mathbf{M}$	Masa
M_i	Momento flexional, debido a las fuerzas inerciales, para el modo i
m	Número de frecuencias naturales medidas experimentalmente
$\overline{m}$	Masa por unidad de longitud
N	Número de puntos muestreados
n	Número de puntos muestreados por segundo
q	Cantidad de elementos de un modelo de elementos finitos
p	Vector que contiene el momento de inercia equivalente de cada elemento finito de un modelo
$R_{xx}(\tau)$	Función covarianza
$S_{xx}(f)$	Función densidad espectral
s	Número de formas modales medidas experimentalmente
$s(t)$	Función para transformar una señal analógica en digital
T	Duración del intervalo de muestra
t	Variable tiempo
$t_{\frac{\alpha}{2},\nu}$	Variable t de *student*
U	Energía de deformación modal
v, $\dot{v}$, $\ddot{v}$	Desplazamiento, velocidad y aceleración de un punto de la estructura
$v_1(t)$	Señal analógica (eléctrica), que se obtiene en el acelerómetro
$v_2(t)$	Señal analógica al salir del Amplificador
$v_3(t)$	Señal digital, discreta en el tiempo, que corresponde al pasaje de la señal analógica $v_2(t)$ a la forma digital
w	Filtro o función ventana

x, b, β	Parámetros de daño: x relacionado con la posición del daño, b con la extensión del mismo, y β con la magnitud del deterioro
x	Posición de un punto de la estructura
$Y(t)$	Función relativa a la variación de la amplitud de $v(t)$
z	Parámetro modal calculado

α_j	Parámetro de daño para el elemento j
Δf	Frecuencia de muestreo o resolución de frecuencia
Δt	Tiempo entre cada punto adquirido
$\Delta\omega$	Variación de frecuencia circular
δbe	Parámetro de daño para cada elemento del modelo de elementos finitos
δK	Variación de rigidez producida por el daño
$\delta\lambda$	Vector de parámetros modales de la estructura dañada / no dañada.
$\mathbf{\Phi}$	Matriz de autovectores
ϕ_i	Forma modal para el modo i
$\boldsymbol{\phi}_a$, $\boldsymbol{\phi}_b$	Conjunto de formas modales a y b, para un modo k
ϕ_i''	Curvatura modal para el modo i
φ	Ángulo de fase
τ	Variable relativa al tiempo
$\mathbf{\Omega}^2$	Matriz diagonal de autovalores
ω	Frecuencia circular, [rad / seg]
ω_{iE}	Frecuencia natural experimental para el modo i
ω_i	Frecuencia natural obtenida numéricamente para el modo i
ξ	Coeficiente de amortiguamiento crítico

$(.)^T$	Transpuesta
$E[.]$	Valor esperado

CC_{ji}	Cambio de curvatura en cada punto *j* y para cada modo *i*
$C\hat{V}[\%]$	Estimador del coeficiente de variación, en %
COMAC	Criterio de evaluación modal coordenado(*Coordinate Modal Assurance Criterion)*
E – B	Modelo de viga Euler – Bernoulli
E – E	Condición de vínculo empotrada-empotrada
EF	Modelo de elementos finitos
Exp.	Valores obtenidos experimentalmente
FCM_j	Factor de curvatura modal
f.d.e.p.	Función densidad espectral de potencia
FFT	Transformada rápida de Fourier
FRF	Función de respuesta en frecuencia
Int. Conf.	Intervalo de confianza
MAC	Criterio de evaluación modal (*Modal Assurance Criterion)*
Nat	Conjunto de números naturales
NEG	Número total de puntos de integración de Gauss en todo el modelo de la
Nmod	Número de modos considerados
ODS	Formas de deflexión operacional (*operating deflection shapes)*
PP	Método de detección de pico
Simpl. Ap.	Condición de vínculo simplemente apoyada
SSI-COV	Método de identificación de espacios estocásticos, basados en la covarianza
SSI-DATA	Método identificación de subespacio estocástico. basado en los datos

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1 Importancia de la evaluación de la seguridad en puentes

En los últimos años se han producido numerosas fallas súbitas de puentes en distintos lugares del mundo, que implican pérdidas de vidas y consecuencias económicas cuantiosas. A modo de ejemplos se pueden citar:

- el colapso del puente sobre el río Gaoping, que une las ciudades de Kaohsiung y Pingtung en Taiwan, según se observa en Fig. 1-1 (Diario La Nación, 28/08/2000);

Figura 1-1: Colapso de un puente en Taiwan

- derrumbe repentino de un puente en Porugal (Diario La Nación, 2000);

- falla súbita de un importante puente entre las ciudades de Porto Alegre y Florianópolis en Brasil (en enero de 1999);

- colapso de un puente de Caucete, sobre el río San Juan (Argentina), por la ruta Nacional Nº20, mostrado en la Fig. 1-2 (Diario Los Andes, 10/01/2001);

Figura 1-2: Colapso de un puente en San Juan (Argentina)

- derrumbe de un puente sobre la ruta nacional 143, a unos 8 kilómetros al sur de General Alvear, en la provincia de Mendoza –Argentina (Diario Los Andes, 29/11/2000).

Es importante destacar que estas fallas se produjeron en condiciones de operación normal del puente, y que no fueron debidas a cargas excepcionales tales como sismo, viento fuerte, etc. Las causas de los colapsos se pueden relacionar con el

deterioro o daño producido por sobrecargas, fatiga, fisuración, envejecimiento, factores ambientales, etc.

Los ejemplos anteriores muestran la posibilidad de que una estructura sufra daño o deterioro durante su vida útil. Una estructura bien diseñada puede sobrevivir a un evento que la dañe, pero no se puede garantizar su seguridad actual, basándose en el diseño original. Es necesario conocer el estado real de la estructura a lo largo del tiempo.

En Estados Unidos, la necesidad de evaluar el estado de condición de los puentes, es un tema de especial atención en los últimos años. Según un relevamiento realizado por la *Federal Highway Administration* de aquel país, más del 40% de los puentes inventariados, están clasificados como estructuralmente deficientes o funcionalmente obsoletos, y necesitan una rehabilitación o reemplazo (Varios, 2000). Ante esta situación, el *National Cooperative Highway Research Program* del país mencionado, planteó la necesidad de disponer técnicas efectivas para establecer metodologías de evaluación de puentes. También en Europa se trabaja fuertemente en áreas relativas a la evaluación, gerenciamiento y reparación de infraestructura de puentes. Más aún, con objeto de aumentar la comunicación y el intercambio de resultados entre investigadores del país del norte y el viejo continente, se han realizado recientemente *Workshops*, que facilitan el avance conjunto en este tema (Casas, 1996). En nuestro país no se aplican actualmente sistemas de evaluación o gerenciamiento como los mencionados (Varios, 2000).

Los sistemas de gerenciamiento de puentes establecen el programa de inspecciones necesarias, y las estrategias para las inversiones a realizar, con objeto de llevar a cabo reemplazo, rehabilitación, reparación, mantenimiento y conservación de los mismos. Para ello es necesario tener algún tipo de calificación sobre las condiciones en que se encuentran los puentes a lo largo de su vida útil. Por lo tanto, son necesarios métodos de evaluación que permitan obtener la calificación buscada.

En lo referente a las estructuras, la evaluación de la seguridad o confiabilidad estructural se basa en el conocimiento del grado de deterioro que poseen las mismas.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, es de suma importancia desarrollar técnicas confiables para la identificación del daño en estructuras de puentes.

Para ello es necesario realizar, de manera continua o intermitente, el monitoreo de la salud estructural. La evaluación de estructuras se lleva a cabo mediante ensayos no destructivos, basados en mediciones y análisis de datos, que permiten complementar los métodos subjetivos de inspección visual. Si bien se han desarrollado numerosos métodos para la evaluación de la condición de una estructura, es necesario continuar con investigaciones que conduzcan a nuevas mejoras o a verificaciones de técnicas existentes. En zonas sísmicas, las técnicas de monitoreo se podrían aplicar también para evaluar el estado de las estructuras luego de ocurrido un terremoto. Además, las metodologías de auscultación podrían luego extenderse a la reevaluación y detección de daño en otras estructuras de importancia estratégica.

1.1.2 El daño y los niveles de identificación

El daño mecánico surge como una combinación de varios fenómenos irreversibles que ocurren en el material. Estos fenómenos pueden ser:

- Independientes del tiempo: como son la microfisuración y las deformaciones permanentes; y
- Dependientes del tiempo: como los estados viscosos, tanto elásticos como inelásticos.

De estos dos fenómenos, son los independientes del tiempo los más críticos para la estabilidad estructural, porque tienden a producir discontinuidad del material en forma de fractura. La existencia de una fisura en una sección de una viga es equivalente a una reducción, proporcional al tamaño de la fisura, del momento de inercia de la sección. Esto conduce a una reducción local de la rigidez de la sección.

En este trabajo, se considera un concepto general de daño que incluye la reducción de rigidez y los cambios en las condiciones de apoyo que puede sufrir una estructura.

Los métodos desarrollados para identificar el daño se pueden clasificar, según la información que proveen, en los 4 siguientes niveles (Ritter, 1993):

- *Nivel I - Detección:* Métodos que sólo indican si la estructura está o no dañada.

- *Nivel II - Localización:* Métodos que identifican si ha ocurrido daño y, simultáneamente, determinan la ubicación del mismo.

- *Nivel III - Cuantificación:* Métodos que identifican si ocurrió daño, y determinan tanto su ubicación como su magnitud.

- *Nivel IV - Predicción:* Métodos que identifican la existencia del daño, su ubicación y magnitud, y evalúan el impacto del daño sobre la estructura. Se llega así, a establecer la vida útil remanente de la misma.

Los métodos a que se hace referencia en los puntos anteriores, se basan en los cambios de las propiedades dinámicas producidos en la estructura por el daño. En todos los casos se presentan estudios realizados en laboratorio, tanto experimentales como numéricos. Sólo algunas propuestas se verificam mediante datos obtenidos de puentes reales. La mayoría de las investigaciones mencionadas, desarrollan métodos que se encuadran en los primeros 2 niveles antes mencionados.

1.1.3 Criterios actuales para la evaluación de la seguridad en puentes

Los dos tipos de criterios, ampliamente usados en la actualidad, para establecer la seguridad de puentes existentes son (Gongkang Fu, 1999):

- **Capacidad de carga a soportar**: Se usa para tomar decisiones respecto a las restricciones de carga a imponer, carga extraordinaria que puede soportar el puente, etc. Los ensayos de prueba de carga y diagnóstico (ensayos no destructivos), se realizan para establecer la capacidad de carga. El ensayo de prueba de carga consiste en someter a la estructura a una carga predeterminada, intentando envolver las cargas que posiblemente soportará el puente en servicio. Si la estructura responde elásticamente a la carga de prueba, pasa el ensayo y posee la resistencia requerida.

- **Condición general**: Se basa en la observación y en la realización de ensayos sobre ciertas zonas de la estructura. Sirve frecuentemente para tomar decisiones de mantenimiento, tales como reparaciones locales, nueva carpeta para la losa etc. Son ensayos no destructivos que permiten detectar, confirmar, y/o cuantificar el daño o deterioro supuesto. En la zona de daño probable, se aplican técnicas no destructivas según el material del puente, tales como: tintas penetrantes, partículas magnéticas,

radiografías, ultrasonido, emisión acústica, martillo de rebote (martillo Schmit, esclerómetro o martillo suizo), etcétera.

Para realizar los ensayos de determinación de capacidad de carga, es necesario cerrar el puente, materializar las cargas con camiones cargados, y contar con el equipo de medición adecuado. Sólo permiten detectar el daño (Nivel I - Detección). Los ensayos para evaluar la condición general de un puente, por ser de naturaleza local, necesitan identificar previamente las posibles zonas de daño. Esto se logra mediante inspección visual, y por lo tanto, sólo se podrán localizar zonas accesibles a la vista. Además, se requiere un equipo especial según el tipo de deterioro a ubicar, y según el material del puente. Estas situaciones constituyen inconvenientes para los sistemas de monitoreo que se deben aplicar a gran cantidad de puentes, y en varias ocasiones durante la vida útil de los mismos. El desarrollo de métodos de auscultación continuos (donde no se interrumpe la medida de ciertos parámetros), no se podrían llevar a cabo sobre la base de ninguno de los criterios mencionados con anterioridad. Es necesario desarrollar otros métodos que salven los inconvenientes anteriores.

1.1.4 Evaluación de estructuras basada en los cambios de parámetros dinámicos

Durante los últimos años, con objeto de obtener mejores herramientas para evaluar la condición de un puente, ha tenido amplio desarrollo el uso de parámetros dinámicos para identificar el daño en estructuras de ingeniería civil (Salawu, 1997; Zou et al, 2000). Si bien ciertas técnicas de análisis modal analíticas y experimentales, se venían usando ampliamente en ingeniería civil durante muchos años, especialmente en aplicaciones sísmicas, recién desde 1990 se orienta la investigación al tema en estudio.

De acuerdo a la teoría clásica de la dinámica estructural (Clough y Penzien, 1975), al definir las características mecánicas de una estructura (masa, rigidez y amortiguamiento), su movimiento vibratorio se puede caracterizar por los llamados parámetros dinámicos (frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y formas modales). Esto es lo que se denomina el problema directo. La variación de alguno de los parámetros mecánicos a lo largo de la vida útil de la estructura (que se da, por ejemplo, cuando se produce un cambio local de rigidez debido a algún deterioro), provocará variaciones en los parámetros dinámicos. Esta hipótesis, que se desprende de la teoría de dinámica estructural, constituye la base de los métodos para identificar daño a través

del cambio de las propiedades dinámicas. Es decir que la identificación del daño, se basa en los cambios registrados de las características dinámicas de la estructura.

Para el monitoreo basado en la hipótesis anterior, es necesario determinar las características dinámicas de una estructura, a partir de ciertos datos obtenidos experimentalmente; lo que se conoce como problema inverso. Este proceso de estimación de parámetros modales a partir de datos provenientes de ensayos dinámicos, se denomina identificación de sistemas. La aplicación de procesos de identificación de sistemas a estructuras que vibran, se desarrolla según el Análisis Modal Experimental.

Por lo tanto, las dos grandes áreas a desarrollar para un método de monitoreo de la salud estructural basado en vibraciones, son:

- *Identificación de sistemas:* En el contexto de la ingeniería civil, los *sistemas* se refieren a las estructuras; y la *identificación* a la estimación de los parámetros dinámicos, de acuerdo con las técnicas del Análisis Modal Experimental.

- *Identificación del daño a través del cambio en las propiedades dinámicas:* Implica establecer la relación entre la variación de los parámetros modales y el daño.

La principal ventaja de la técnica de detección de daño basado en vibraciones, respecto de otras técnicas no destructivas, es que constituye un procedimiento de tipo global: las mediciones en un punto de la estructura son suficientes para evaluar la condición de toda la estructura. Esto permite que los puntos de medición sean elegidos de acuerdo a consideraciones de ensayo, sin que sea necesaria la forzosa inspección de puntos difíciles o inaccesibles. También puede mencionarse que el tiempo necesario para realizar los ensayos es bajo, los costos son mínimos (una vez adquirido el equipo), y que no es necesario sacar el puente de circulación para hacer el monitoreo. Además, los sistemas de monitoreo no sólo se usan para detectar daño, sino que también permiten otras aplicaciones (controles de calidad durante la construcción de la obra, verificación de los parámetros de diseño de una obra concluida, sistemas de alarma ante carga excesiva de viento, etc.).

En esta Tesis se desarrollan aspectos concernientes al monitoreo de estructuras basado en el cambio de las propiedades dinámicas. Sobre la base de ensayos dinámicos

realizados en laboratorio (vigas simplemente apoyadas, de acero y de hormigón armado) se aplicaron técnicas de identificación de sistemas y de identificación del daño, que permitieron detectar y localizar el mismo (Nivel II - Localización). También se estimaron parámetros modales en un puente real.

1.2 OBJETIVOS

El monitoreo de estructuras basado en vibraciones constituye actualmente un campo activo de investigación. Continuamente se presentan trabajos en congresos y revistas internacionales, donde se desarrollan diversas metodologías para identificar el daño en estructuras. Pero aún no se tiene un método definitivo de aplicación a escala de laboratorio o en estructuras reales. Por ello es necesario continuar con trabajos de investigación que permitan alcanzar mayor confiabilidad y ventajas en las técnicas de monitoreo.

De acuerdo a lo señalado, el objetivo fundamental del presente trabajo de Tesis, es desarrollar procedimientos que permitan avanzar en la determinación de un método seguro y confiable para la identificación del daño en estructuras de puentes, a través del cambio de sus propiedades dinámicas.

Los objetivos parciales se enumeran a continuación:

- Determinación y puesta a punto de una técnica numérico – experimental adecuada para la identificación de sistemas sin la medida de la excitación.

- Comparación crítica y evaluación de los métodos de detección de daño más importantes que se presentan en la literatura.

- Análisis de los errores aleatorios y sistemáticos que afectan la identificación de sistemas.

- Determinación de la influencia de los efectos ambientales en las propiedades dinámicas de una estructura.

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis principales

Para el desarrollo de esta Tesis se han adoptado las siguientes hipótesis:

- Existe una relación precisa y confiable entre el daño en una estructura, y sus propiedades dinámicas. Es decir que, a través de datos obtenidos en pruebas dinámicas, es posible identificar el daño que posee una estructura. Esta hipótesis se expresa implícitamente en el título de la Tesis.

- La relación daño - propiedades dinámicas, se puede hallar a través de técnicas experimentales y numéricas. Este argumento se consideró en la planificación y realización de ensayos con vigas simplemente apoyadas.

1.3.2 Hipótesis secundarias

- Las estructuras son lineales desde el punto de vista dinámico. Esta hipótesis se considera tanto para estructuras sanas, como para las dañadas.

- El sistema a analizar es físicamente posible: No hay respuesta si no se aplica algún tipo de excitación.

- El sistema es invariable en el tiempo: Los parámetros dinámicos no cambian en el tiempo (mientras no cambien su masa, rigidez, amortiguamiento, condiciones de apoyo y factores ambientales).

- La estructura es observable: La medición de la respuesta contiene suficiente información como para generar un modelo adecuado del comportamiento estructural.

- Los parámetros modales son características globales de la estructura: la información obtenida en un punto de la estructura, es la misma en los distintos ensayos que se realicen. Las diferencias observables son debidas a los errores de medición.

- Las estructuras consideradas son subamortiguadas.

1.4 CONTENIDOS DE LA TESIS

Se resumen en este punto los principales contenidos de los capítulos que forman esta Tesis.

Capítulo 1 - Introducción: En esta parte se define el problema a estudiar y la importancia de su consideración. Los objetivos del trabajo y las hipótesis consideradas, también se formulan en esta parte.

Capítulo 2 – Fundamentos y antecedentes: Este capítulo sirve de base para las consideraciones efectuadas en el resto de la Tesis. Los desarrollos sobre identificación de sistemas e identificación del daño, presentados por diversos investigadores, se sintetizan y clasifican en esta parte.

Capítulo 3 – Identificación de sistemas en estructuras de laboratorio: Con objeto de conocer los parámetros dinámicos de una estructura sana o dañada, a partir de ensayos dinámicos sin la medida de la excitación, se describen en esta parte los aspectos concernientes a la estimación de los mismos. Sobre la base del Análisis Modal Experimental, se presentan los resultados obtenidos en viga metálica y de hormigón armado, y se comparan con los que resultan de modelos numéricos.

Capítulo 4 – Identificación del daño en estructuras de laboratorio: En este capítulo se presentan y analizan los resultados experimentales que permiten la detección y localización del daño, a través del cambio en las propiedades dinámicas. Los indicadores de daño usado son los cambios en las frecuencias naturales y en las curvaturas modales. Los argumentos se basan en ensayos realizados sobre viga metálica y de hormigón armado, sometidas a distintos tipos y grados de deterioro; se hace también referencia a modelos numéricos.

Capítulo 5 – Identificación de sistema en estructura de puente: La identificación de sistemas lograda en laboratorio, y las consideraciones efectuadas por otros investigadores, son el fundamento para la realización de ensayos dinámicos sobre un puente real. La estimación de sus parámetros dinámicos, y todo lo relevante al procedimiento de obtención, se presentan en esta sección.

Capítulo 6 – Conclusiones y recomendaciones: Finalmente, este capítulo contiene las conclusiones y recomendaciones del trabajo.

1.5 NOTACIÓN

Las referencias bibliográficas se indican entre paréntesis; los que incluyen el nombre del autor principal del trabajo, y su fecha de publicación. En la parte final de esta Tesis, bajo el título de Referencias, se presentan los datos completos de la misma, según el orden alfabético por apellido del autor principal.

Las matrices se denotan con corchetes, mientras que los vectores con llaves.

Algunas palabras permanecen en su idioma original (inglés) debido a la falta de traducción en literatura en español y al uso corriente de las mismas.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTOS Y ANTECEDENTES

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se exponen las características generales referidas a la identificación de sistemas y a la identificación del daño a través del cambio en las propiedades dinámicas. El análisis efectuado en esta parte, sirve de fundamento para los capítulos siguientes.

La descripción que se hace sobre la identificación de sistemas, tiene por objeto analizar todo el proceso que va desde la ejecución del ensayo dinámico, a la estimación de parámetros modales. También se describen aplicaciones de la identificación de sistemas tanto en áreas relativas al monitoreo estructural, como en aquellas relacionadas con el estudio del comportamiento real de una estructura.

En la sección referida a la identificación del daño, se clasifican y analizan distintas técnicas propuestas por diversos investigadores. Dada la gran cantidad y calidad de trabajos existentes, no se pretende una descripción completa, sino una visión general de los últimos métodos desarrollados.

2.2 IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

2.2.1 Análisis Modal Experimental

De acuerdo a la teoría clásica de la dinámica estructural (Clough y Penzien, 1975), el análisis teórico numérico de vibraciones que resuelve el llamado problema directo, se puede sintetizar según Figura 2-1.

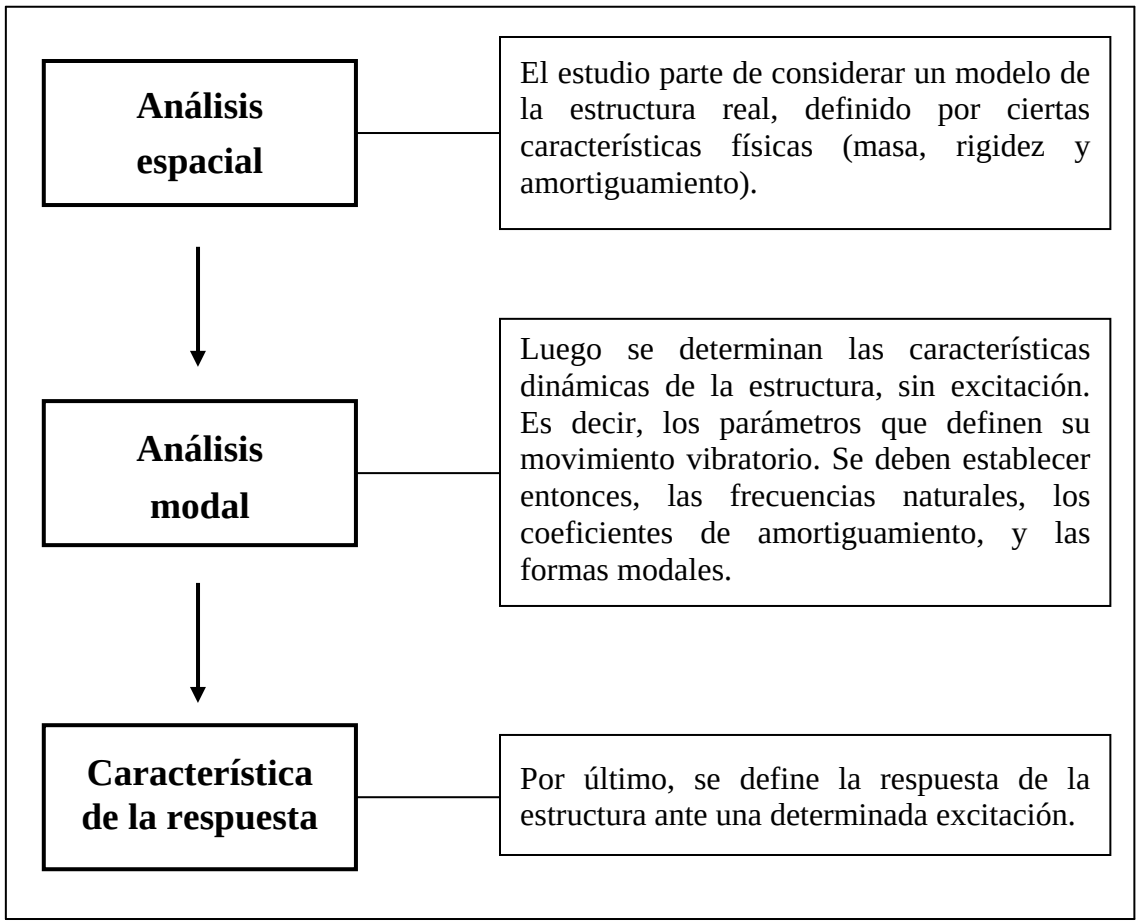

Figura 2-1: Esquema del análisis teórico numérico de vibraciones (problema directo)

Para la identificación de sistemas, en cambio, es necesario un análisis experimental de vibraciones (problema inverso al anterior), que se puede sintetizar de la siguiente manera (Ewins, 2000):

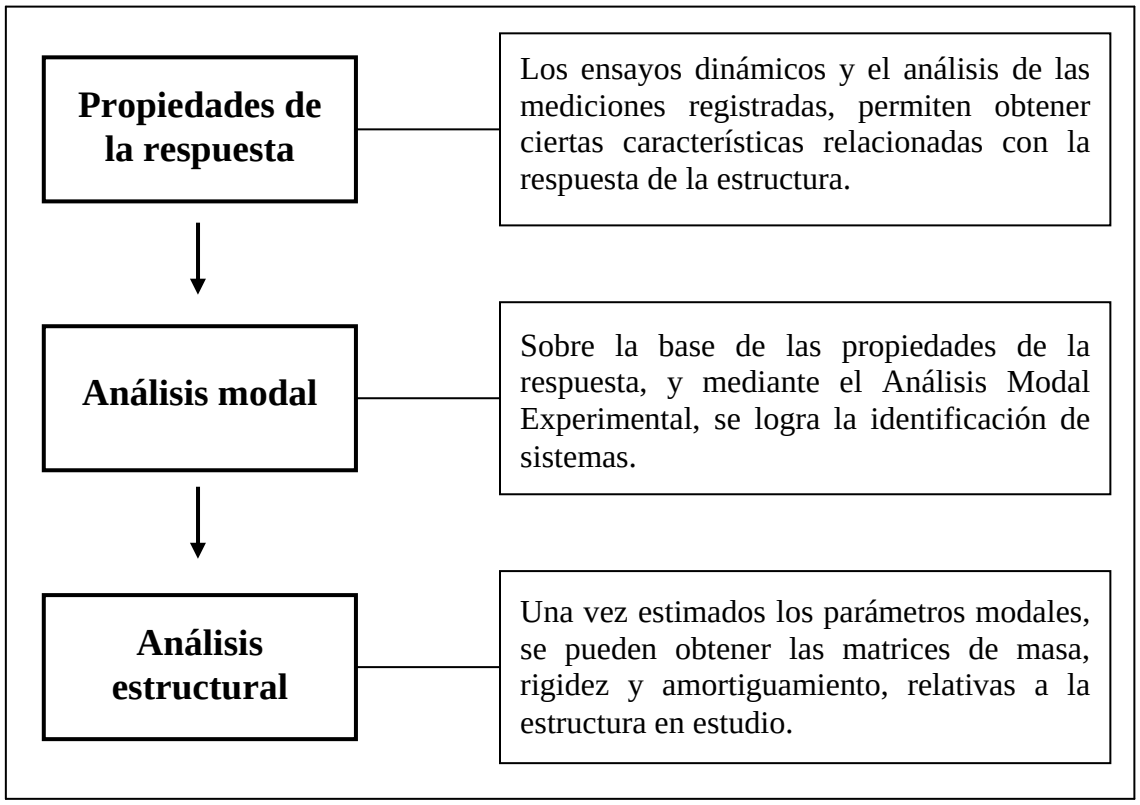

Figura 2-2: Esquema del análisis experimental de vibraciones (problema inverso)

Se puede decir entonces, que la identificación de sistemas es el proceso que, mediante el Análisis Modal Experimental, permite obtener un modelo experimental de una estructura, a partir de ciertos datos que surgen de ensayos dinámicos.

El Análisis Modal Experimental tiene sus inicios en la década del 40, con un trabajo relacionado a un estudio de vibraciones en aviones. Luego, en la década del 60, comienza la era moderna de este Análisis, gracias al desarrollo de las computadoras y a la invención del algoritmo de la transformada rápida de Fourier (Ewins, 2000). Así, mientras la teoría de la dinámica estructural no ha cambiado en el último siglo, se ha registrado un avance significativo en las aplicaciones de la teoría a la medición de datos experimentales.

Es importante aclarar que los parámetros modales no se miden, sino que se derivan de algún análisis aproximado de las mediciones logradas.

En lo que se refiere al análisis estructural se puede citar, a modo de ejemplo, el trabajo de Potter y Richardson (1974). A partir de la ecuación de movimiento en el dominio de Laplace, los autores establecen relaciones analíticas entre las características dinámicas y las matrices que caracterizan las propiedades mecánicas de la estructura. Pero para estructuras continuas es difícil adquirir el número de datos necesarios para lograr un modelo adecuado de la estructura real. Por ello, los métodos de identificación de daño en general no llegan a determinar las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento de la misma.

Una discusión detallada de los conceptos relativos al Análisis Modal Experimental, está fuera del alcance de este trabajo (puede encontrarse información completa de este tema en Ewins, 2000, McConnell, 1995 o The Modal Shop, Inc – 1992). Sin embargo, a lo largo de la sección 2.2, se describen los principales aspectos importantes para esta Tesis.

2.2.2 Ensayos dinámicos

Para poder identificar sistemas, y posteriormente identificar daño a través del cambio en las propiedades modales de una estructura, es necesario realizar ensayos dinámicos. Estos ensayos implican el arte y la ciencia de medir y entender la respuesta de una estructura, cuando se expone a un ambiente dinámico específico (McConnell, 1995).

Las partes que intervienen en un ensayo dinámicos se esquematizan en Figura 2-3 (Ewins, 2000, McConnell, 1995 y The Modal Shop, Inc, 1992). Seguidamente se describe cada una de ellas.

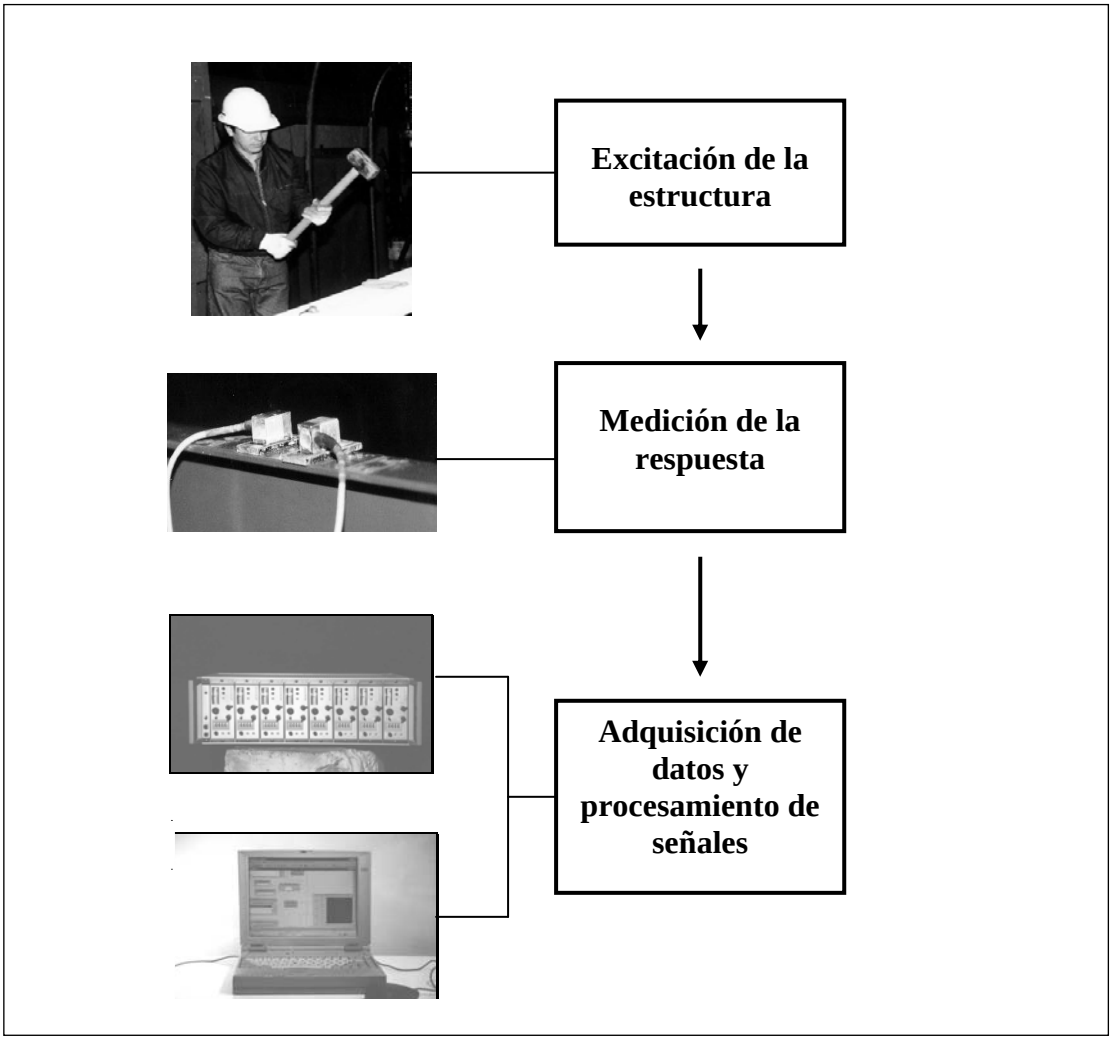

Figura 2-3: Partes componentes de un ensayo dinámico.

a) Excitación de la estructura

Consiste en aplicar una carga, variable en el tiempo, que permite excitar a la estructura. Incluye cualquier forma de carga que se use para crear una respuesta dinámica en un sistema mecánico. Puede tratarse de cargas aleatorias o determinísticas; controladas (cuando se miden todas las fuentes de excitación sobre la estructura) o no (caso contrario al anterior). Para estructuras de laboratorio y puentes reales, la excitación se puede lograr con equipos especiales que permiten aplicar distintos tipos de señales, o con martillos de impacto, que provocan una señal de tipo impulso. En puentes de dimensiones considerables, o en caso de monitoreo continuo, no es posible excitar la estructura con los equipos mencionados. En estas circunstancias, se pueden considerar

vibraciones ambientales, que además tienen la ventaja de bajar el costo del ensayo, al no requerir un medio de excitación especial. Éstas pueden ser provocadas por vientos fuertes, tráfico sobre el puente, o por la circulación de personas. También se puede excitar un puente mediante el impacto de una masa considerable, o con la circulación de vehículos pesados. En estos últimos casos mencionados, no se mide la excitación.

Los factores que hay que considerar en la elección del tipo de excitación a adoptar son (Peeters, 2000):

- Costo del ensayo: Obviamente son más caros los ensayos que requieren equipamiento especial.
- Frecuencias a excitar: Estructuras con frecuencias menores de 1Hz son difíciles de excitar con equipos especiales.
- Necesidad de control de la excitación: Situación que no es posible en el caso de vibraciones ambientales).
- Tipo de monitoreo: Para el monitoreo continuo, sólo es posible la consideración de vibraciones ambientales.
- Necesidad de normalización de las formas modales según la masa: No se puede lograr con vibraciones ambientales.

El desarrollo en los últimos años, tanto en los sistemas de adquisición de datos como en los métodos de identificación de sistemas, a mejorado notablemente las posibilidades de implementación de ensayos con vibraciones ambientales, para estimar los parámetros modales de una estructura.

b) *Medición de la respuesta*:

Para medir las características del movimiento de una estructura en un ensayo dinámico, es necesario el uso de transductores. Éstos traducen una forma de energía en otra. La señal que se obtiene de los transductores es posteriormente procesada, para finalmente poder estimar los parámetros dinámicos buscados. Se han desarrollado varios dispositivos para medir movimientos vibratorios. Entre ellos, los transductores piezoeléctricos para la medición de aceleraciones, son los más utilizados. Éstos convierten la energía cinética (movimiento mecánico de una estructura), en energía eléctrica (señal eléctrica, analógica). Es necesario realizar la calibración periódica de los

acelerómetros, para asegurar que los mismos no están dañados o funcionando en forma inadecuada. Existe una serie de factores ambientales que pueden alterar o cambiar el rendimiento del transductor, y que se deben considerar en cada ensayo: montaje y desmontaje del transductor, masa del acelerómetro, sensibilidad transversal al movimiento, deformación de la base del acelerómetro, temperatura, y la influencia del cable de conexión.

c) *Adquisición de datos y procesamiento de señales obtenidas en el ensayo*

Para poder estimar parámetros modales a partir de un ensayo modal, es necesario el procesamiento de la señal analógica que se obtiene de cada acelerómetro. El análisis de señales es el proceso de conversión de una señal analógica a otra digital (un estudio detallado en este tema se encuentra en Bendat y Piersol, 1986). El equipamiento básico que se utiliza en este proceso se describe a continuación:

- *Amplificador de carga:* Permite acondicionar la señal analógica que produce cada acelerómetro: amplifica la señal, y puede aplicar un filtro del tipo pasa – baja, el cual deja pasar sólo componentes de frecuencias menores a un cierto valor fijado. Este filtro, tiene por objeto evitar un tipo de error del proceso de análisis de señales denominado *aliasing*.

- *Placa de adquisición de datos:* Recibe la señal analógica proveniente del amplificador y la digitaliza; es decir que se pasa de una señal continua en el tiempo, a otra discreta. El proceso de digitalización consiste en dos operaciones distintas y separadas:

. Muestreo: Proceso donde se definen los puntos en el tiempo donde se leen datos. El muestreo queda definido por una serie de parámetros de digitalización: número de puntos *N* que se toman durante el muestreo, número de puntos *n* obtenidos por segundo, duración del intervalo de muestra *T*, tiempo entre cada punto adquirido Δt, frecuencia de muestreo o resolución de frecuencia Δf, y frecuencia máxima que se puede obtener o frecuencia de Nyquist $f_{máx}$. Estos parámetros están relacionados, y los teoremas de muestreo de datos aleatorios definen ciertas condiciones. Así por ejemplo, la frecuencia máxima $f_{máx}$ a registrar o frecuencia de Nyquist está dada por la (2.1) (Bendat y Piersol, 1986).

$$f_{máx} = \frac{1}{2\Delta t} \tag{2.1}$$

. Cuantificación: Conversión de los valores datos en los puntos de muestreo, a la forma numérica.

- *Procesamiento de la señal mediante un programa de computación:* La señal digital que se obtiene de la placa, conforma los datos de entrada para el procesamiento final de la señal, mediante un programa de computación. De esta manera se puede obtener una muestra de la historia de la respuesta medida (en el dominio del tiempo o de la frecuencia), necesaria para identificar parámetros modales. Para disminuir un tipo de error posible, denominado *lekeage*, puede ser necesario aplicar un filtro o función ventana.

El análisis de señales, como cualquier sistema de obtención de datos experimentales, no está exento de errores aleatorios y/o sistemáticos. Éstos deben tener un nivel aceptable, para no afectar de una manera importante a la calidad de los valores obtenidos. Además, el conocimiento de la magnitud de los errores permite definir cuando la variación de los parámetros modales es estadísticamente relevante. Con ello se puede establecer si las posibles variaciones medidas se deben a errores de medición, o a modificaciones en las características dinámicas del sistema. En los párrafos siguientes se describen los tipos de errores que comúnmente suelen producirse:

- Errores aleatorios: Producidos por el ruido que afecta el equipo de ensayo, o por el problema de conversión de una magnitud analógica al valor discreto más cercano posible. Las fuentes típicas de ruido son: ruido medido (introducido por los sensores y la electrónica del *hardware* de medición) y ruido computacional (debido a la precisión finita de cualquier PC). Estos errores producen valores aleatorios en cada medición, respecto de la media. Evaluando estadísticamente suficiente cantidad de valores, hay mayor probabilidad de acercarse al valor verdadero. De esta manera se tiene una forma de disminuir la influencia de estos errores en los datos obtenidos.

- Errores sistemáticos: Están relacionados con ciertas características del procesamiento de la señal. No se reducen necesariamente al considerar valores medios. Entre los más importantes se tiene:

. A*liasing*: Es un error que está relacionado con la elección de un intervalo de muestra Δt inadecuado. Así, si se toma un intervalo de muestra muy pequeño, la cantidad de datos obtenidos puede exceder la capacidad de almacenamiento del equipo. Si en cambio ese intervalo es muy grande, puede existir confusión durante el procesamiento de la señal, respecto a las componentes de frecuencias altas y bajas de los datos originados en el acelerómetro. Entonces se puede originar una señal "alias" de la verdadera, que no es real. Por ello hay que considerar que la frecuencia más alta que se puede definir para cierto Δt, está dada por la (2.1). Un criterio que puede usarse para establecer la componente de frecuencia límite a digitalizar $f_{lím}$, está dado por la (2.2) (McConnell, 1995).

$$f_{lím} \leq \frac{1}{2} f_{mác} \tag{2.2}$$

La manera práctica de evitar errores de *aliasing* en el análisis de datos digitales, es eliminar la información en los datos analógicos originales, donde podrían existir frecuencias superiores a la $f_{máx}$ de Nyquist. Esta eliminación se hace antes de la conversión de valores analógicos a digitales, mediante un filtro pasa – baja. Este filtro (denominado también filtro anti – *aliasing*) elimina las componentes altas de frecuencias no deseadas.

. *Lekeage*: Éste se produce cuando se aplica el algoritmo de la transformada rápida de Fourier o FFT (que permite pasar de una señal en el dominio del tiempo a la correspondiente en el dominio de la frecuencia), y no se cumplen las hipótesis del método. Se manifiesta en el espectro de frecuencia de la respuesta, donde cada frecuencia real se derrama en una serie de frecuencia ficticias. Es decir que aparecen frecuencias erróneas en el espectro, que dificultan la interpretación del mismo. Para evitar este tipo de error, se debe aplicar a la señal digitalizada, y antes de aplicar el FFT, un filtro o función ventana.

En el esquema presentado en la Figura 2-4 se sintetiza el proceso de análisis de señales en correspondencia con cada parte componente del ensayo dinámico.

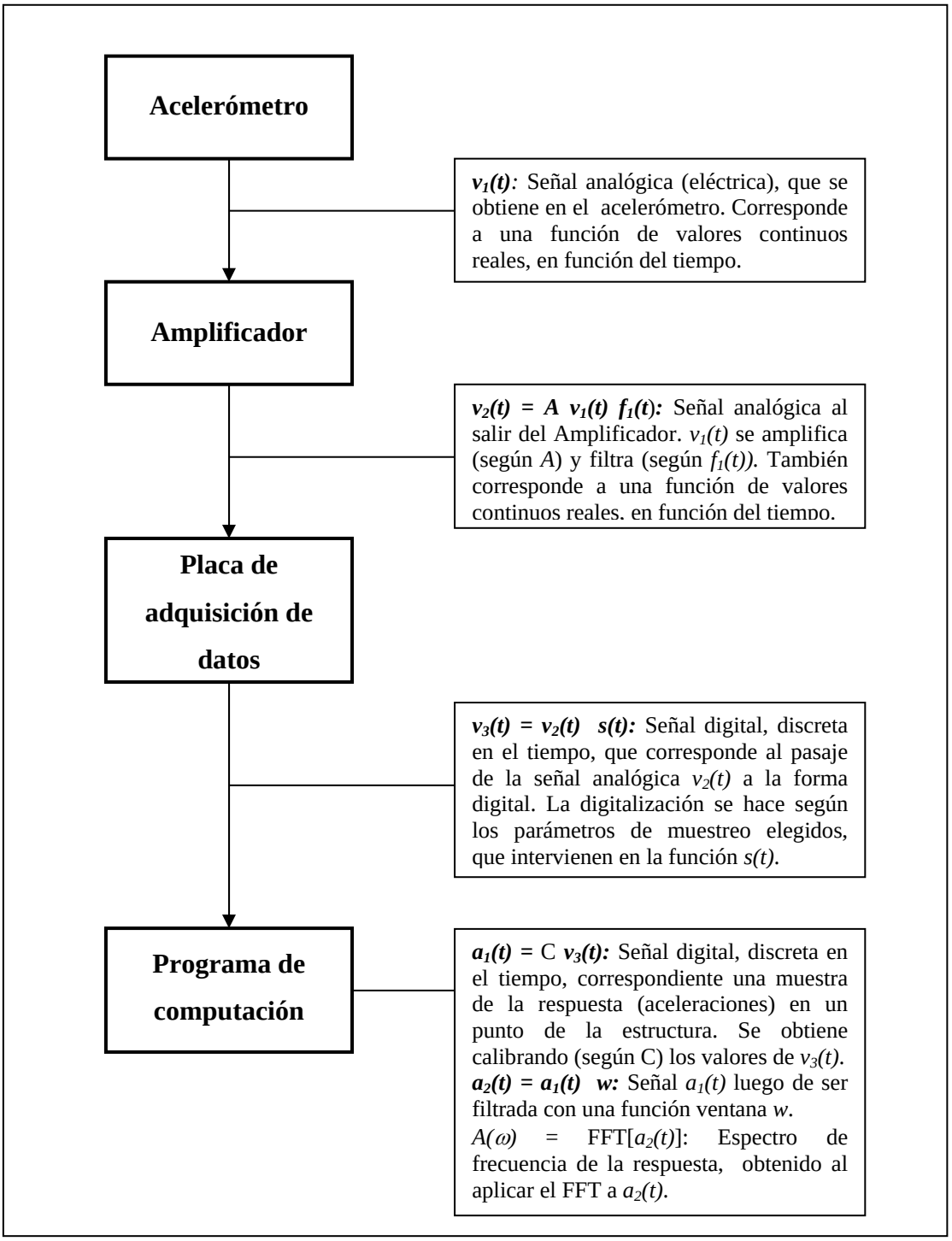

Figura 2-4: Proceso de análisis de señales durante un ensayo dinámico.

2.2.3 Estimación de parámetros dinámicos

2.2.3.1 Modelos de vibración de estructuras aplicados a la identificación de sistemas

Para poder estimar parámetros modales es necesario considerar un modelo de vibración de la estructura. A partir de datos experimentales se identifica el modelo, y posteriormente se debe establecer la forma de extraer de ese modelo, los parámetros modales buscados.

Se han desarrollado varios modelos de vibración de estructuras. Algunos describen relaciones continuas o discretas en el tiempo, otros se refieren a relaciones entre la excitación y la respuesta o sólo a la respuesta de la estructura. También los modelos se pueden plantear en el dominio de la frecuencia, o en el dominio del tiempo.

Peeters (2000) describe varios modelos de vibración de estructuras aplicables a la identificación de sistemas. Los mismos se desarrollan a partir del modelo de elementos finitos de una estructura. Este modelo consiste en n masas conectadas a través de resortes y amortiguadores, cuyo comportamiento dinámico se puede describir con una ecuación diferencial matricial de segundo orden. Se trata de un modelo analítico que puede lograr una buena representación de una estructura que vibra. A partir de este modelo se pueden hacer transformaciones para lograr otros más convenientes a la identificación de sistemas. En los párrafos siguientes se mencionan algunas de las modificaciones posibles.

El sistema de ecuaciones diferenciales de segundo orden correspondiente al modelo de elementos finitos, se puede expresar por un sistema de ecuaciones equivalente, en las variables de estado. Esas variables se agrupan en un vector estado, el cual contiene los desplazamientos y velocidades de todos los grados de libertad considerados. Con las ecuaciones en las variables estado y las correspondientes a la respuesta del sistema, se puede plantear un modelo estado – espacio continuo en el tiempo, el que permite obtener la respuesta de una estructura, cuando es sometida a cierta excitación. Distintas matrices de este modelo están relacionadas con los parámetros modales de la estructura, pero los datos que se obtienen en los ensayos experimentales, tal como se indicó en 2.2.2, son discretos en el tiempo. Para tener en cuenta este aspecto, el modelo anterior se modifica para alcanzar un modelo estado – espacio discreto en el tiempo. De esta manera, la ecuación del movimiento de la

estructura se puede resolver para todo tiempo t, tal que $t = k\,\Delta t$, donde k es un número entero y Δt el intervalo de muestreo.

Hasta ahora se han considerado sistemas sometidos a excitaciones determinísticas, pero los modelos determinísticos no pueden describir exactamente los datos medidos en ensayos reales. El ruido forma parte de los datos obtenidos en ensayos experimentales, por lo que es necesario considerar modelos estocásticos. Peeters (2000) agrega al modelo estado – espacio discreto en el tiempo, el ruido debido a disturbios e inexactitudes de ese modelo y el causado en los sensores y equipos de registro de datos. Estos no se pueden medir, pero se consideran como variables aleatorias que se incorporan al modelo determinístico. Se logra entonces un modelo estado - espacio, determinístico – estocástico combinado, discreto en el tiempo. En los casos donde no es posible medir la excitación, ésta se puede modelar implícitamente por los términos del modelo correspondientes al ruido, y considerarla como ruido blanco. En tales circunstancias, se puede trabajar con un modelo estado - espacio, estocástico, discreto en el tiempo. Al analizar las propiedades de los sistemas estocásticos, se puede determinar una relación entre la matriz de covarianza de la respuesta de la estructura y las matrices estado – espacio. Estas últimas son funciones de los parámetros modales del sistema. Por lo tanto, si la matriz de covarianza de la respuesta se puede estimar a partir de los datos experimentales, y factorizar en función de las matrices estado - espacio, se lograrían estimar los parámetros modales. Esto demuestra que es posible extraer parámetros modales de sistemas donde no se mide la excitación.

Los datos obtenidos de los ensayos dinámicos usualmente corresponden a muestras de señales de excitación y respuestas en el dominio del tiempo. La representación de estas señales en el dominio de la frecuencia, revela varias características interesantes para la identificación de sistemas. Por ello, desde los comienzos del Análisis Modal Experimental, se han propuesto una gran cantidad de técnicas de identificación de sistemas en el dominio de la frecuencia. La herramienta matemática para convertir una señal en el dominio del tiempo a otra equivalente en el dominio de la frecuencia, es la transformada de Fourier. Un algoritmo muy eficiente que implementa esta transformada, es el FFT (transformada rápida de Fourier), el cual permitió el desarrollo de las técnicas mencionadas. Para poder trabajar en el dominio de la frecuencia hay que establecer los modelos en este dominio, equivalentes a los del

dominio en el tiempo. Además, la mayoría de estos métodos, estiman las características dinámicas de la estructura a partir de la función de respuesta en frecuencia (FRF). Esto se debe a que de la FRF es fácilmente identificada a partir de los datos de tiempo muestreados en ensayos dinámicos.

2.2.3.2 Clasificación de los métodos de identificación de sistemas

En la Figura 2-5 se muestra una clasificación general de los métodos para identificar sistemas.

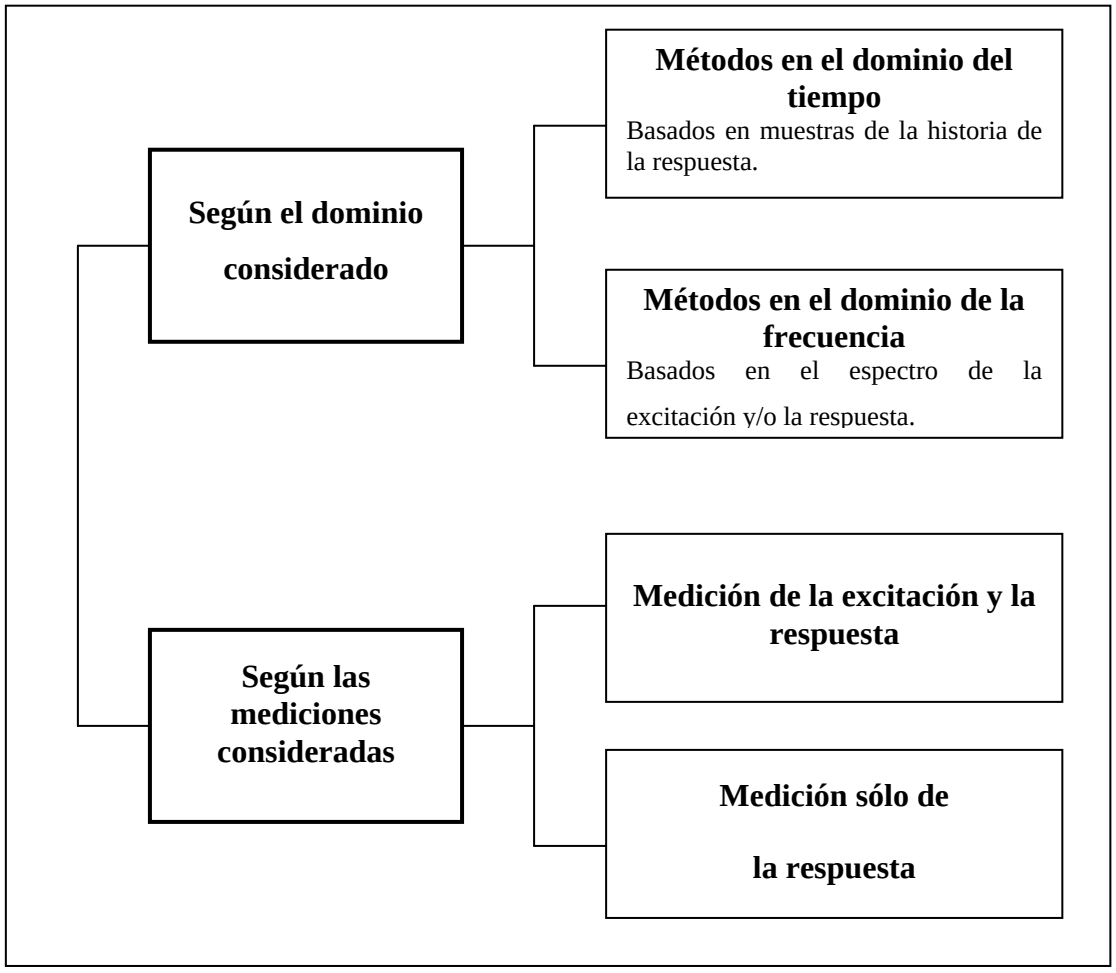

Figura 2-5: Clasificación general de los métodos para la identificación de sistemas.

En los párrafos siguientes se amplían los aspectos relacionados con las mediciones consideradas.

a) Medición de la excitación y la respuesta

La estructura se excita con una fuerza controlada (mediante un martillo o equipo especial), y se mide tanto la excitación como la respuesta. Desde el punto de vista teórico, los ensayos dinámicos donde se mide tanto la excitación como la respuesta, contienen mayor información que aquellos donde sólo se mide la respuesta (Cantieni, 1996). En los primeros, la magnitud de la vibración de la estructura es mucho más estacionaria que cuando se usan vibraciones ambientales (no medidas). Además, en estos casos se puede variar el nivel de la excitación, para verificar la linealidad de la estructura. Medidas la excitación y la respuesta, se puede determinar la matriz FRF, que está relacionada con los parámetros modales buscados. Cada elemento de esta matriz relaciona la excitación provocada en un punto de la estructura, con la respuesta en otro punto de la misma. Desde los inicios del Análisis Modal Experimental, se han desarrollado métodos de identificación de sistemas basados en las medidas de la excitación y la respuesta. La descripción de muchos de estos métodos se puede encontrar en Ewins (2000). Además, la mayoría de las técnicas de identificación de daño que se describen en 2.3, consideran parámetros modales estimados a partir de la FRF.

b) Medición sólo de la respuesta

Para el caso de monitoreo continuo de estructuras, o cuando ésta tiene dimensiones considerables, no se puede excitar la misma con medios artificiales. La vibración de la estructura (que no es conocida) se logra por fuerzas ambientales producidas por tráfico, viento o micro sismos. De esta manera, se pueden hacer ensayos en puentes sin cerrar el tráfico sobre el mismo. Pero es necesario en estos casos, estimar parámetros modales considerando sólo la medida de la respuesta. En esta situación, el conocimiento determinístico de la excitación se reemplaza por la hipótesis de que la excitación es una realización de un proceso estocástico (ruido blanco). Recién en los últimos años se han desarrollados métodos de identificación de sistemas basados sólo en la medida de la respuesta. En estos métodos hay que tener en cuenta que la magnitud de la vibración generada con fuerzas ambientales, puede cambiar bastante durante una medición (Cantieni, 1996). Además, la hipótesis de que la excitación tienen un espectro cercano al ruido blanco, puede no ser completamente cierta en la práctica. En ese caso

la estructura presentaría vibraciones operacionales, que no reflejarían su comportamiento natural definido por las vibraciones naturales.

Algunos investigadores (Richardson, 1997, Schwarz y Richardson, 1999-2001, Vold et al, 2000) han estimado parámetros modales a partir de una función denominada ODS FRF, la cual se puede determinar en ensayos dinámicos sin la medida de la excitación. La ODS FRF es una función de valores complejos en el dominio de la frecuencia tal como la FRF, pero determinada de manera diferente. Esta función es una de las formas de expresar formas modales operacionales (ODS: *operating deflection shapes*) en el dominio de a frecuencia. Las ODS corresponden a una respuesta forzada de la estructura, para una frecuencia específica o en un momento de tiempo específico. Para determinar una ODS FRF se deben estimar funciones de densidad autoespectral, y de espectro cruzado. Luego puede calcularse:

- Magnitud de la ODS FRF: Está dada por el autoespectro de cada respuesta.

- Fase de la ODS FRF: Dada por le espectro cruzado entre cada respuesta y la respuesta de referencia.

Las ODS FRF también se pueden determinar en condiciones de excitación no estacionaria (caso de ensayos dinámicos con excitaciones diferentes).

En los ensayos realizados por Schwarz y Richardson (2001) en un puente sometido a distintos tipos de excitación (mencionado en 2.2.4), se estimaron los parámetros modales según la ODS FRF, tanto para el caso de excitación por impacto como de vibraciones ambientales. Vold et al (2000) mostró ejemplos de aplicación de la ODS FRF para el caso de excitación no estacionaria.

Peeters (2000) revisó y comparó distintos métodos de identificación de sistemas estocásticos para ensayos sin la medida de la excitación. En los párrafos siguientes se destacan las características principales de esas técnicas.

- *Métodos en el dominio de la frecuencia, basados en los espectros:* Estas técnicas estiman los parámetros dinámicos de un modelo de espectro, a partir de muestras estimadas de la matriz de espectro. Las muestras se obtienen aplicando un método de identificación no paramétrica a las mediciones en el dominio del tiempo. El

espectro se puede luego parametrizar en término de los parámetros modales (método denominado *pole – residue*) o en término de matrices más abstractas, de las cuales luego se deducen los parámetros modales. Entre los distintos métodos en el dominio de la frecuencia, el denominado detección de pico ha sido el más usado en ingeniería civil, debido a su simplicidad y rapidez de procesamiento.

- *Métodos en el dominio del tiempo, basados en la covarianza:* Al analizar las propiedades de los sistemas estocásticos, se mencionó la posibilidad de estimar la matriz de covarianza de la respuesta a partir de los datos experimentales. Luego ésta se puede factorizar en función de las matrices estado - espacio, de las cuales se obtienen los parámetros modales. Esa propiedad de la matriz de covarianza de la respuesta, es la base de la identificación de espacios estocásticos, basados en la covarianza (SSI-COV). Con este método se puede identificar un modelo estado – espacio estocástico, a partir de los datos de la respuesta.

- Métodos basados en los datos en el dominio del tiempo: Estos métodos no requieren ningún pre proceso con objeto de obtener espectros o covarianzas, ya que identifican modelos directamente a partir de los datos en el dominio del tiempo. Uno de estos métodos, cercano al SSI-COV, es la identificación de subespacio estocástico. basado en los datos (SSI-DATA). Tanto el SSI-COV como el SSI-DATA, pueden identificar un modelo estado – espacio estocástico, a partir de los datos de la respuesta.

2.2.4 Efectos que influyen en la estimación de parámetros dinámicos

Para lograr relaciones confiables entre la variación de los parámetros modales con el daño, es importante entender y establecer la variabilidad de éstos debida a los procedimientos de ensayo y a las condiciones ambientales de la estructura. Hay factores que pueden influir mucho en las mediciones, entre los que se encuentran: sistema de instrumentación, ambiente del ensayo, reducción de datos (al trabajar con información modal incompleta), operaciones manuales requeridas par la medición de parámetros modales, juicios del operador durante el análisis y condiciones de servicio de la estructura.

Las variaciones debidas a las causas antes mencionadas, pueden exceder los cambios debidos al daño y, entonces, pueden llevar a conclusiones incorrectas en la evaluación de resultados de ensayos. También, pueden producirse fenómenos especiales

que implique variaciones de parámetros dinámicos sin que se haya producido daño. Por ello, todos estos efectos se deben entender bien antes de usar la identificación de sistemas como base de la identificación del daño. En los párrafos siguientes se describen los principales factores a considerar.

a) Variaciones aleatorias durante el ensayo y el análisis de datos

Los sistemas de adquisición de datos y sensores sólo pueden recoger datos con una exactitud limitada. El ambiente de ensayo suma ruido a las respuestas estructurales medidas; y las operaciones manuales requeridas durante la recolección de datos y durante el análisis, pueden introducir fluctuaciones a los resultados de ensayo. Todos estos factores aleatorios contribuyen a una variación no sistemática de los resultados.

Para cuantificar los efectos de tales variaciones en la obtención de parámetros dinámicos, es necesario repetir los ensayos (manteniendo las otras condiciones del mismo), y luego hacer un estudio estadístico de las magnitudes medidas. Así, Alampalli (2000) aplicó esta metodología para medir frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y valores MAC y COMAC (índices que representan una medidas de variación entre dos conjuntos de modos de vibración). Realizó mediciones en un modelo a escala de puente, y en puentes reales tanto en servicio como abandonado (donde fue posible producir daño). Según los resultados obtenidos, se estimó con mayor consistencia frecuencias naturales respecto a MAC, COMAC y coeficiente de amortiguamiento. Luego de 10 ensayos de impacto, los coeficientes de variación máximo que obtuvo para los primeros 3 modos fueron de 1.1, 14.6 y 25.2 %, para frecuencias naturales, MAC y coeficientes de amortiguamiento respectivamente. Consideró que debido a las inevitables variaciones en las mediciones, para la detección del daño es conveniente trabajar conjuntamente con distintas magnitudes (tales como frecuencias naturales, formas modales y sus derivados: MAC y COMAC).

Wahab y Roeck (1999) también realizaron este tipo de estudio en un puente real, excitado por factores ambientales. Luego de una serie de 10 ensayos obtuvieron, para los primero 7 modos de vibración vertical, un coeficiente de variación máximo del 3.3 % en el caso de las frecuencias naturales, y del 70.2 % para el coeficiente de amortiguamiento. Esto indica una menor precisión en la estimación del

amortiguamiento. Las formas modales medidas, también fueron estimadas con menor precisión respecto las frecuencias naturales.

b) Influencia del tipo de excitación

Tal como se describió en 2.2.2, existen distintas formas de excitar una estructura real o en laboratorio. Es necesario entonces, conocer la influencia de cada una de ellas en la estimación de parámetros dinámicos.

Wahab y Roeck (1999) realizaron un estudio de este tipo, sobre un puente real de hormigón armado. Excitaron la estructura mediante impacto de masa, y con vibraciones ambientales. Concluyeron que la diferencia en valores de frecuencias naturales, según ambos tipos de excitación, es menor al 1%. Por lo tanto, si las variaciones de frecuencias entre una medición y otra son de este orden, la influencia del tipo de excitación es importante. También observaron que las vibraciones ambientales permiten obtener formas modales más uniformes. Un modelo de elementos finitos se usó para comparar formas modales experimentales y numéricas, a través del índice MAC. Se logró mejor correlación (mayor índice MAC) entre el modelo numérico y la estructura bajo vibraciones ambientales.

El puente Z24 de Suiza, de hormigón postesado, fue ensayado dinámicamente, y sus resultados sirvieron para el análisis de 7 grupos de investigación, provenientes de 6 países europeos. Entre los ensayos realizados se consideró la influencia del tipo de excitación. Para ello, el puente se excitó de 3 maneras distintas, y luego se estimaron los parámetros dinámicos. En un caso se utilizaron 2 equipos especiales para producir vibración forzada, los cuales produjeron señales aleatorias no correlacionadas, en la banda de 3 a 30Hz. En otro caso se usó el impacto de una masa de aproximadamente 1 kN. Finalmente, se consideró la excitación por vibraciones ambientales (producidas por tráfico en rutas cercanas, viento y circulación de personas). En estos dos últimos casos, no se midió la excitación.

Schwarz y Richardson (2001) compararon las frecuencias naturales y formas modales resultantes de cada tipo de ensayo en el puente Z24. Desde el punto de vista teórico no deberían haber diferencias, ya que los parámetros mencionados no dependen del tipo de excitación. Sólo los primeros 2 modos se estimaron con suficiente precisión, en los tres tipos de ensayo. Como se esperaba, en el ensayo con medida de la excitación,

se obtuvieron los parámetros con mayor precisión. Sin embargo, los resultados obtenidos en ensayos sin la medida de la excitación, mostraron que también se pueden obtener parámetros modales con suficiente confiabilidad en estos casos.

Peeters (2000) también realizó un análisis análogo al anterior. En este caso, los parámetros modales se estimaron según el método de identificación de subespacios estocásticos basado en covarianza (SSI-COV). Las diferencias en los valores de frecuencias naturales, obtenidas para cada tipo de ensayo, fueron en general pequeñas. Teniendo en cuenta el alto grado de incertidumbre en la estimación del coeficiente de amortiguamiento, se logró alta consistencia para su estimación en los tres casos de ensayos considerados. Mediante el índice MAC se estudiaron la correlación entre las formas modales según cada tipo de excitación. En general, se obtuvieron altos índices de MAC (mayor a 0.80) en todos los casos. Con los 3 tipos de excitación se alcanzan parámetros modales comparables, aunque para el caso de vibraciones ambientales, se obtuvieron los valores de desvío estándar más elevados.

c) Influencia de factores ambientales

Las estructuras reales se encuentran en un determinado ambiente, que varía a lo largo del tiempo. Los parámetros que definen las condiciones ambientales son: temperatura (del aire y de los materiales que conformas la estructura), regímenes de lluvia, humedad y características del viento. Distintos trabajos de investigación muestran que los parámetros modales no cambian solamente con la condición de la estructura, sino también con los parámetros ambientales (Alampalli ,1999 y 2000, Sohn et al, 1999, Peeters , 2000). Esta situación indica la necesidad de conocer la influencia de estos factores sobre los parámetros modales de la estructura, con objeto de identificar claramente la causa de las posibles variaciones que pueden sufrir los mismos.

Peeters (2000) no halló una influencia de las características del viento, lluvia y humedad, sobre las frecuencias naturales de una estructura. Alampalli (1999 y 2000), mostró las variaciones de las frecuencias naturales de un puente dañado, con temperaturas por encima y por debajo de las de congelamiento. Estudió un puente relativamente pequeño, de 6.76 m de ancho por 5.26 m de luz. Realizó comparaciones respecto a las frecuencias naturales correspondientes el estado sano, estimadas con temperaturas entre 6 y 14 ºc. Observó que hubo cambios significativos de frecuencias

luego del daño, para distintas condiciones ambientales. Con temperaturas por encima de la de congelamiento, obtuvo frecuencias naturales menores respecto a la viga sana ($\Delta\omega$ = 4 al 8%), en concordancia con lo esperado. Según sus resultados, las temperaturas superiores a los 4 ºc no tienen efectos significativos sobre las frecuencias naturales. Mientras que para temperaturas inferiores a la de congelamiento, se alcanzaron frecuencias mayores respecto a la estructura sana ($\Delta\omega$ = 33 al 53%). Esto sugiere que aumentó la rigidez de la estructura, debido probablemente al congelamiento de la humedad en los apoyos.

Peeters (2000) observó, en ensayos realizados en un puente durante un año, un comportamiento bilineal en el gráfico frecuencias – temperaturas, con cambio de pendiente en torno a los 0 ºc. Atribuyó este comportamiento al asfalto presente en la capa de rodamiento. En ambiente caluroso parece que el asfalto no tiene influencia, pero para bajas temperaturas contribuye de manera importante a la rigidez del puente. También observó que con el aumento de la temperatura, normalmente la rigidez del puente disminuye.

El problema es que los cambios de frecuencia naturales debidos al daño, pueden ser completamente enmascarados por los cambios causados por una variación normal de parámetros ambientales.

Actualmente no hay suficiente evidencia experimental de la influencia de la temperatura sobre las formas modales, y se asume normalmente que el efecto eventual de la misma, será mucho menor que el cambio local en la forma modal (o en su curvatura) producida por el daño (Peeters, 2000).

La situación planteada muestra la necesidad, especialmente en el caso de monitoreo continuo, de contar con un método que pueda identificar daño en presencia de parámetros ambientales variables. Es decir, un método que pueda distinguir entre cambios de parámetros modales debidos a eventos de daño, de aquellos otros ocasionados por efectos ambientales.

Modelos ambientales que cuantifican la relación entre variación de temperatura y cambios en las frecuencias naturales han sido desarrollados por Sohn et al (1999) y por Peeters (2000), los cuales fueron verificados en estructuras reales. Estos modelos permiten obtener las frecuencias naturales de una estructura sana considerando la

influencia de la temperatura, y simular valores de frecuencias naturales para otros valores de la misma.

2.2.5 Diferentes aplicaciones de los ensayos dinámicos

Los ensayos dinámicos no se han usado solamente para el monitoreo de estructuras. Varios investigadores han empleado este tipo de ensayos para determinar ciertas características de una estructura. En los párrafos siguientes se mencionan algunos ejemplos.

a) Evaluación de la respuesta de una estructura

Maguire y Severn (1987), con objeto de evaluar el comportamiento dinámico de estructuras, realizaron ensayos dinámicos en chimenea, tanque en elevación, y vigas para un puente. Las estructuras se excitaron con un martillo de impacto, y en el caso de la chimenea, también se consideraron vibraciones ambientales. Luego se obtuvieron valores de frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y formas modales. Estos valores se compararon con los resultados numéricos correspondientes a modelos de elementos finitos.

Bensalem et al (1997) analizaron la respuesta estructural de un arco semicircular de mampostería, a escala, mediante la realización de ensayos dinámicos con martillo de impacto. Las frecuencias naturales sirvieron para conocer el comportamiento estructural. Ellas permitieron conocer el efecto de rigidización y aumento del amortiguamiento que producen los tímpanos en el mismo, o la colocación de un relleno granular. Con el análisis del arco mediante un modelo de elementos finitos, se determinó la ubicación más conveniente para los acelerómetros y el punto de impacto del martillo. También este modelo hizo posible la comparación de resultados numéricos y experimentales.

b) Verificación de hipótesis de cálculo en estructuras construidas

Hay distintas características de una estructura que se definen en la fase de diseño mediante un modelo numérico. Éstas se pueden verificar experimentalmente con ensayos dinámicos. De esta manera se puede tener información sobre el estado real de una construcción luego de ser ejecutada. El método de análisis se basa en los resultados de ensayos dinámicos sobre la estructura, complementado por técnicas de identificación

de parámetros estructurales. La técnica mencionada consiste en actualizar los parámetros buscados en un modelo de elementos finitos, de modo que las características dinámicas obtenidas numéricamente, coincidan con los resultados experimentales correspondientes. En esta parte se mencionan algunos trabajos relativos a este tema.

Un puente en Huelva - España, de 2 Km de longitud y 6 tramos, posee pilotes columnas fundadas entre los 10 a 20 m, en un suelo con muy malas características geotécnicas. Sobre estos pilotes columnas se apoyan 3 vigas longitudinales, que soportan al tablero del puente. Dadas las malas características del suelo, era de suma importancia verificar la hipótesis de la rigidez de la fundación, que influye en el comportamiento horizontal del puente. Casas (1997) realizó ensayos dinámicos, con objeto de evaluar la rigidez horizontal del puente, incluyendo la interacción del suelo. El análisis dinámico experimental se hizo sobre la base de la excitación horizontal y vertical del puente, lograda por el paso de un vehículo pesado. Para evaluar el rendimiento horizontal del puente, se realizó un modelo numérico de cada tramo. La interacción con el suelo fue modelada con resortes longitudinales, ubicados en cada pila. Mientras que resortes verticales y horizontales modelaron la interacción con los tramos adyacentes. Con este modelo se calcularon las frecuencias naturales teóricas. La diferencia entre estos valores de frecuencias y los valores experimentales correspondientes, define el error del modelo. La identificación de parámetros en este caso, consistió en hallar los valores óptimos de la rigidez de los resortes, para obtener valores mínimos del error.

En el estudio de puentes, también es importante determinar experimentalmente los incrementos dinámicos producidos por el paso de vehículos, y comparar luego estos valores con aquellos establecidos en los códigos. Un estudio de este tipo, en un puente de Australia, fue realizado por Thambiratnam et al (2000). El objetivo fue determinar el factor de amplificación dinámica, que se define por el coeficiente entre el pico de la deformación dinámica y el pico de la deformación estática. Para determinar el pico de deformación dinámica, se realizaron ensayos dinámicos. La excitación del puente se logró con el paso de 2 vehículos. Luego se determinaron los valores del factor de amplificación dinámica, para distintas situaciones de excitación. Un modelo de elementos finitos completó el análisis.

2.3 IDENTIFICACIÓN DEL DAÑO A TRAVÉS DEL CAMBIO EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

2.3.1 Introducción

Existe una gran variedad de métodos de identificación de daño basados en el cambio de las propiedades dinámicas. En la Figura 2-6 se presenta una clasificación general de las distintas técnicas desarrolladas hasta el presente, y en los puntos siguientes se realiza una descripción de cada una de ellas.

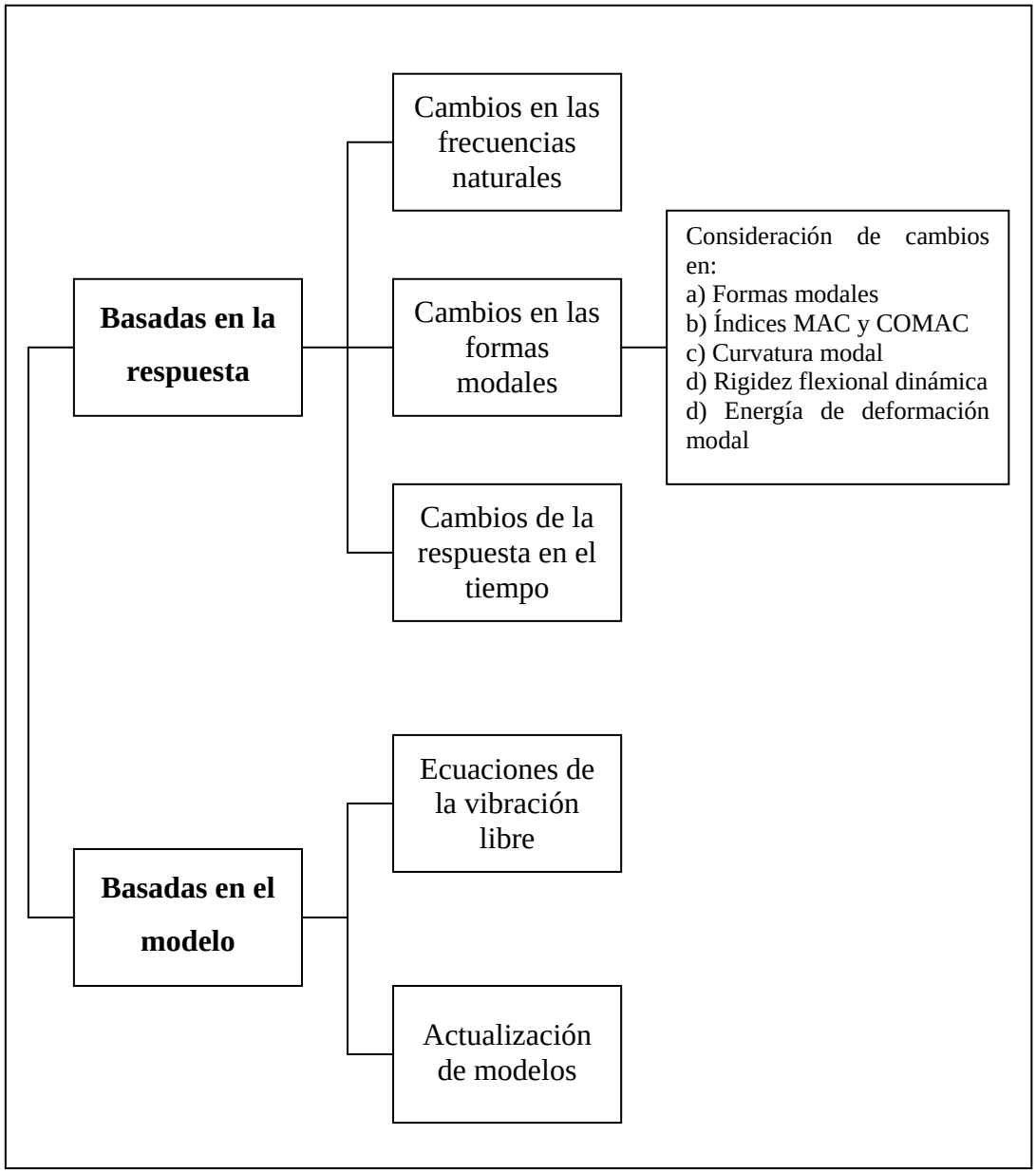

Figura 2-6: Clasificación de técnicas para la identificación de daño.

2.3.2 Técnicas basadas en la respuesta

Los datos de la respuesta dinámica de la estructura (frecuencias naturales y formas modales) se relacionan directamente con el daño. Constituyen modelos experimentales de identificación del daño. El análisis modal experimental conforma entonces las bases de estas técnicas. En algunos casos se usa un modelo de elementos finitos, con iguales características dinámicas que la de la estructura real, para simular la respuesta dinámica de la estructura. De esta manera se puede trabajar directamente con los parámetros modales del modelo.

Esta técnicas consideran las variaciones que se producen en las frecuencias naturales o en las formas modales, si se desarrollan en el dominio de la frecuencia; o las variaciones en la historia de la respuesta, si se aplican en el dominio del tiempo. En general no se han desarrollado métodos de detección de daño que consideren los cambios de los coeficientes de amortiguamiento. Esto se debe a la dificultad en estimar valores confiables de este parámetro modal y, principalmente, a que no se conoce ciertamente la variación de este parámetro con el daño (Riera, 2000; Casas y Aparicio, 1994).

2.3.2.1 Técnicas basadas en los cambios de frecuencias naturales

Los cambios en las frecuencias naturales permiten detectar la presencia de daño, pero no localizar el mismo. Sin embargo, las frecuencias se pueden estimar fácilmente y con mayor precisión respecto a los otros parámetros modales.

Alampalli (2000) pudo detectar daño en un modelo a escala de puente y también en un puente abandonado, en base a los cambios de las frecuencias naturales. Realizó además mediciones de coeficientes de amortiguamiento pero, dada la variabilidad observada en los valores obtenidos, no se consideraron en la identificación del daño. Tres tipos de deterioro fueron introducidos progresivamente en el puente a escala. Los ensayos se repitieron en cada caso, con objeto de tener en cuenta la aleatoriedad de los datos obtenidos. Para ello se determinó la media, el desvío estándar y el coeficiente de variación. Los ensayos en el puente abandonado, sometido a los mismos tipos de daño, sirvieron para chequear los resultados alcanzados en el laboratorio. El autor observó que el daño leve, en ubicaciones no críticas, no se pudo detectar con elevada confianza. Concluyó que las frecuencias naturales se pueden usar,

en general, para detectar la existencia de daño en puentes. Pero siempre es conveniente usar varias magnitudes para garantizar la detección del mismo (formas modales, MAC y COMAC).

Peeters (2000) realizó la detección de distintos escenarios de daño en un puente real, en base a los cambios de frecuencias naturales. Determinó valores simulados de tales frecuencias, según un modelo que tiene en cuenta la temperatura en el momento de hacer el estudio. Luego comparó los valores simulados, con los estimados experimentalmente. La posibilidad de daño fue indicada por una diferencia importante entre los valores mencionados.

2.3.2.2 Técnicas basadas en los cambios de las formas modales

El daño causa una pérdida de rigidez local que afecta las formas modales en una región localizada. Por ello, las formas modales experimentales se pueden usar tanto para detectar como para localizar daño. Existe una gran cantidad de técnicas para identificar daño que utilizan las variaciones de las formas modales, o algunas magnitudes relacionadas con ellas. Entre las magnitudes que suelen usarse para considerar la variación de las formas modales, se pueden mencionar: índices dependientes de la variación en las formas modales, curvatura modal, rigidez flexional y energía de deformación dinámica modal.

a) Consideración de las formas modales

Stubbs et al (2000) desarrollaron una metodología para identificar daño en términos de las formas modales y de la matriz de rigidez del sistema. La técnica propuesta permite localizar el deterioro en base a un indicador de daño definido para cada modo, y en cada elemento de un modelo de la estructura. También ese índice permite estimar la severidad del daño y la rigidez de cada elemento luego de producido el deterioro. La técnica propuesta se aplicó a un pórtico de acero mediante simulación numérica.

b) Índices que cuantifican la variación en las formas modales: MAC y COMAC

Los índices MAC y COMAC representan las medidas de la distorsión existente entre dos conjuntos de modos de vibración.

El índice MAC (*Modal Assurence Criterion*, de Allemang y Brown, 1983) mide la correlación o concordancia existente entre dos formas modales. Permite entonces comparar dos formas modales cualesquiera. Si el valor MAC es 1, hay completa concordancia entre los 2 modos considerados; mientras que si es 0, se tiene una completa ortogonalidad de esos modos. Para la identificación de daño se compara cada forma modal de la estructura en estudio, con la forma modal correspondiente al estado de referencia. Los valores alejados a 1 indicarían la posibilidad de daño. Constituye un índice global de identificación de daño, que sólo permite detectar el deterioro estructural. Para dos conjuntos de formas modales *a* y *b*, ϕ_a y ϕ_b, según un modo *k*, el índice MAC se calcula con la (2.3).

$$\text{MAC} = \frac{\left|\left(\phi_a \, \phi_b\right)_k\right|^2}{\left(\phi_a^{\,T} \, \phi_a \, \phi_b^{\,T} \, \phi_b\right)_k} \tag{2.3}$$

El índice COMAC (*Coordinate Modal Assurence Criterion*, de Lieven y Ewins, 1988) mide la correlación o concordancia entre varias formas modales en un punto de la estructura. Un valor de COMAC 1 representa una completa concordancia entre los modos medidos en un mismo punto, mientras que un valor 0 indica discordancia total. En la identificación de daño, si en algún punto de una estructura el valor de COMAC se aleja de 1, podría señalar la existencia de daño en esa zona. Como la medición se hace puntualmente, este índice tiene un carácter local, por lo que permitiría localizar daño. Para un punto i de la estructura, siendo ϕ_a y ϕ_b los conjuntos de formas modales de los *Nmod* modos a tener en cuenta, el índice COMAC se calcula según la (2.4).

$$\text{COMAC} = \frac{\sum_{k=1}^{N\,mod} \left|\phi_a \; \phi_b\right|_k^{\,2}}{\sum_{k=1}^{N\,mod} \left(\phi_a\right)_k^{\,2} \sum_{k=1}^{N\,mod} \left(\phi_b\right)_k^{\,2}} \tag{2.4}$$

Un estudio de localización del daño en estructuras, a través del cambio en los índices MAC y COMAC, se presenta en la tesis de Barrios D'Ambra (1997). El análisis se realizó numéricamente con modelos de elementos finitos. Consideró vigas con distintos tipos de vinculaciones, y un pórtico de un estadio de fútbol. El daño se simuló variando las características geométricas de algunos elementos del modelo. Con un

programa de elementos finitos se obtuvieron los valores de frecuencias naturales y formas modales, tanto de la estructura sana como de la dañada; luego se determinaron los índices MAC y COMAC. Los cambios de frecuencias naturales con el daño no fueron significativos (variaciones menores al 10%). En los casos simples se pudo localizar daño con precisión, en base a los cambios de índices MAC y COMAC. No se obtuvieron igual calidad de resultados en el caso de la estructura aporticada con voladizos.

En el trabajo antes mencionado de Alampalli (2000), también se usaron los índices MAC y COMAC para localizar daño en el modelo a escala de puente y en el puente abandonado. Pero no se logró localizar el daño en base a las variaciones de los índices mencionados.

También hay resultados experimentales de la aplicación de los índices MAC y COMAC, para localizar distintos tipos de daño en 8 vigas metálicas de 2.00 m de longitud. Estos estudios fueron realizados por Genovese el al (2000). En la mayoría de los casos, el daño no fue localizado correctamente por medio de los índices mencionados.

c) Cambios en la curvatura modal

La reducción en la rigidez conduce también a un aumento de la curvatura de la forma modal en la sección dañada, la cual muestra mayor sensibilidad al daño respecto a las formas modales (Pandey, 1991). Así, si la estructura se daña disminuye su rigidez flexional *EI* (al disminuir el momento de inercia) lo que provoca un aumento de la curvatura en la zona de deterioro. El daño se puede detectar y localizar al identificar la diferencia existente entre las curvaturas modales de la estructura sana y dañada.

La curvatura modal ϕ_i'' (derivada espacial segunda de la forma modal ϕ_i) para cada modo *i*, está en función del momento flexional M_i (debido a las fuerzas inerciales), y de la rigidez flexional dinámica *EI* de la estructura (*E* corresponde al módulo de elasticidad longitudinal tangente, e *I* al momento de inercia de la sección transversal). Esta relación de indica en (2.5).

$$\phi_i'' = \frac{d^2\phi_i}{dx^2} = \frac{M_i}{EI} \tag{2.5}$$

La curvatura modal se puede calcular directamente a partir de las formas modales (por ejemplo mediante aproximación por diferencia central). Pero esta forma de determinar la curvatura se ve afectada por las irregularidades en la estimación de las formas modales. Por lo tanto, los errores en el cálculo de la curvatura dependen de la precisión que se logre en la estimación de las formas modales. Este error se puede atenuar mediante un ajuste de curvas de las formas modales experimentales, antes de calcular la curvatura modal.

Como el cálculo de la curvatura se deriva de las formas modales flexionales, este procedimiento sólo se puede usar en aplicaciones donde la vibración flexional es significante, y puede ésta excitarse y medirse. Para el caso de estructuras de luces cortas y secciones transversales grandes, estas técnicas no alcanzan resultados satisfactorios.

La localización de daño en un puente de hormigón pretensado, a través del cambio de la curvatura modal, fue realizada por Wahab y De Roeck (1999). Ese puente, el Z24 de Suiza, fue sometido en forma progresiva a distintos tipos de daño. También estudiaron mediante simulación vigas continuas y simplemente apoyadas, dañadas en distintas partes. En todos los casos se determinaron las variaciones de curvatura modal producidas en cada punto de la estructura luego del daño. Para poder considerar en un solo número las variaciones de curvatura de todos los modos estimados, se introdujo un indicador de deterioro llamado ´´ factor de curvatura de daño ´´. Con esta técnica los autores obtuvieron resultados satisfactorios tanto en estructuras en laboratorio como en el puente.

Los ensayos de 8 vigas metálicas con diferentes tipos de daño realizados por Genovese et al (2000), también permitieron localizar el daño a través de los cambios en la curvatura de la forma modal. Si bien se detectaron variaciones menores de curvatura en zonas donde no existía deterioro (las que pueden deberse a errores en el proceso de medición), se logró la correcta ubicación del daño en todas las vigas ensayadas. El método no permitió cuantificar el daño. Los autores concluyeron que esta técnica es más eficiente que los procedimientos basados en los índices MAC y COMAC.

d) Cambios en la rigidez flexional dinámica

Otra forma de identificar el daño basado en la curvatura modal, es la determinación de la rigidez flexional dinámica *EI* a lo largo de la estructura. El daño

queda identificado al conocer las zonas donde existe una disminución de *EI*. De acuerdo a la (2.6) la rigidez dinámica se puede calcular mediante el cociente entre:

- El momento flexional en cada sección M_i: El cual se calculan luego de resolver el problema de autovalores para sistemas no amortiguados; y

- La correspondiente curvatura modal ϕ_i'': La cual puede determinarse en función de las formas modales estimadas experimentalmente, tal como antes se indicara. Pero para evitar los errores relativos a las irregularidades en las formas experimentales, se puede adoptar la técnica de Mindlin (Maeck et al, 2000). Con esta técnica se obtienen formas modales aproximadas a partir de las estimadas experimentalmente, luego de filtrar los errores experimentales y de suavizar las formas modales originales.

Maeck et al (2000 y 2001) determinaron la variación de *EI* a lo largo de vigas de hormigón armado, sometida a daño simétrico. También lograron resultados satisfactorios al aplicar el método en el caso de un puente sometido a distintos escenarios de daño.

e) Cambios en la energía de deformación modal

La energía de deformación dinámica *U* entre dos puntos *a(x)* y *b(x)* de una estructura (donde *x* indica la posición del punto), se puede expresar según la (2.6) de acuerdo a Chen y Kiriakidis (2000).

$$U_{ab}(x) = \frac{1}{2}\int_{a(x)}^{b(x)} EI\{\phi''(x)\}^2\, dx \qquad (2.6)$$

La dependencia de *U* con *EI* y $\phi''(x)$, indica que el daño también afectará a esta magnitud; por lo tanto *U* se pueden usar para identificar daño.

Chen y Kiriakidis (2000) desarrollaron un método de monitoreo de filtros de turbinas, basado en los cambios de la energía de deformación. Con esta técnica pudieron detectar zonas posibles de daño. Además, al comparar los valores de frecuencias naturales obtenidos experimentalmente con los de un modelo numérico, se pudo actualizar el módulo *E* del filtro, y determinar así su variación en el tiempo (degradación de la rigidez).

Shi y Law (1998) presentaron otra técnica donde el daño se localiza en función de un modelo de elementos finitos de las estructuras a estudiar. Como indicador de daño se consideró la variación porcentual de la energía de deformación modal en cada elemento del modelo. Los autores realizaron aplicaciones numéricas (viga y reticulado) y experimentales (pórtico metálico).

Peterson et al (2001) expusieron una técnica orientada al monitoreo de vigas de madera. Los autores desarrollaron un algoritmo del que se obtiene la variación un indicador de daño con la longitud de la viga. Ese indicador se calcula en función de la variación de energía modal para cada modo, entre la estructura sana y la dañada. Para verificar el método realizaron evaluaciones tanto analíticas (con modelo de elementos finitos) como experimentales.

2.3.2.3 Técnicas basadas en los cambios de la respuesta en el tiempo

La mayoría de los métodos de detección de daño que se presentan en distintos trabajos de investigación, utilizan datos en el dominio de la frecuencia. Pero también se tienen métodos en el dominio del tiempo, como el desarrollado por Cattarius e Inman (1997), el cual es independiente de los parámetros modales y de los modelos analíticos. Los autores presentaron un procedimiento basado en las respuestas medidas en el tiempo, debidas a una excitación armónico simple de una estructura intacta. La señal intacta se compara después con la respuesta medida en el tiempo, para idéntica excitación, de la estructura dañada. Esa comparación se logra restando las 2 señales. La señal resultante da una indicación de la existencia y extensión del daño, que se refleja en cambios locales de rigidez o masa, y permite obtener también la variación de frecuencias naturales producida por el daño. Simulaciones numéricas (viga bajo vibración axial y flexional) y ensayos sobre estructuras reales (placa y hélice del rotor de un helicóptero), demuestran la capacidad del algoritmo para identificar cambios en las frecuencias naturales, aunque estas sean menores al 0.5%.

2.3.3 Técnicas basadas en el modelo

Las técnicas descriptas en esta parte se desarrollan sobre un modelo numérico de la estructura. Éstas se pueden subdividir en estudios basados en las ecuaciones de la

vibración libre de la estructura, y en técnicas de actualización de parámetros; ambas descriptas a continuación.

a) Estudios que consideran ecuaciones de la vibración libre de una viga

Los estudios aquí considerados plantean relaciones analíticas entre la variación de los parámetros modales y el daño, a partir de las ecuaciones de la vibración libre de una estructura.

En los párrafos siguientes se presentan algunas investigaciones sobre la identificación del daño en vigas. Para ello es necesario definir un modelo de la misma, que en la mayoría de los casos se basa en el modelo de viga de Euler – Bernoullí. Como las secciones dañadas son muy pocas, y la rigidez de la viga es la misma que para la estructura sana, excepto en las zonas dañadas, se resuelve el problema con una reducida cantidad de datos. Así, resultados experimentales y pseudo experimentales, muestran que en estos casos el problema inverso se puede resolver con no más de 3 o 4 valores de frecuencias naturales.

El daño se lo considera como una disminución de las propiedades mecánicas de un pequeño elemento de viga, y se lo representa por una disminución de rigidez, más o menos localizada. En algunos casos, un resorte puede modelar el comportamiento dinámico de la viga dañada. La rigidez K del resorte se relaciona de una manera precisa con la geometría del daño (para la estructura sana corresponde $K \rightarrow \infty$). En el caso de vibración flexional se considera un resorte de rotación (helicoidal), y para la vibración axial, un resorte lineal. Si se trata de daño concentrado (caso de una fisura), el modelo de daño se puede describir con 2 parámetros: ubicación (posición del resorte) y grado de daño (constante de resorte). Para el caso de daño difuso (daño que afecta a una zona de la viga), es necesario trabajar con 3 parámetros: ubicación, grado de daño y extensión de la zona dañada. Si el estudio se realiza con un modelo de elementos finitos, el daño se puede representar por una variación en la matriz de rigidez del elemento dañado.

Los métodos que aquí se mencionan, en general, identifican daño en base a los cambios de frecuencias naturales. A pesar de que un problema inverso con estos datos está mal planteado (ya que es necesario conocer también las formas modales), se han obtenido resultados satisfactorios para el caso de estructuras simples. El uso de las frecuencias naturales tiene la ventaja de que éstas se pueden medir más fácilmente que

las formas modales, y generalmente están menos afectadas de errores experimentales. Así, los trabajos analizados demuestran que la confiabilidad de los resultados de identificación de daño, depende más de la exactitud de los datos de frecuencia, que del número de frecuencias usadas. Pero, si bien es fácil detectar la presencia de daño en una estructura a partir de los cambios en las frecuencias naturales, es difícil determinar su ubicación.

Morassi y Rollo (2000) desarrollaron una técnica de identificación de daño para detectar, localizar y cuantificar 2 pequeñas fisuras idénticas en una viga uniforme, simplemente apoyada, bajo vibración flexional. Como cada fisura se simuló por un resorte helicoidal, las incógnitas del problema fueron la rigidez K de los mismos, y la abscisa de sus posiciones. A partir de la ecuación del movimiento para la vibración libre, y de las condiciones de salto en las fisuras, se obtuvo un sistema de 3 ecuaciones con las 3 incógnitas buscadas. El método se aplicó, usando datos pseudo experimentales, a una viga metálica.

En lo que se refiere a la identificación del daño estructural que afecta a una zona de una viga (caso de varias fisuras cercanas), se tiene el trabajo de Cerri y Vestroni (2000). El daño fue definido por 3 parámetros: ubicación, grado de daño y extensión de la zona dañada. Primero los autores resolvieron el problema directo, obteniendo la ecuación característica que presenta la relación entre los parámetros de daño y las frecuencias naturales. La determinación de los 3 parámetros que definen el daño (solución del problema inverso), se basó en la ecuación característica anterior. El procedimiento se aplicó satisfactoriamente para 3 tipos de daño, usando datos pseudo experimentales, en una viga metálica.

Un procedimiento para detectar, ubicar y cuantificar la magnitud de una fisura pequeña, en una estructura tipo viga, fue desarrollado por Lee y Chung (2000). Una ecuación que es función de las frecuencias naturales (determinadas previamente con un modelo de elementos finitos) permitió una primera estimación de la posición de la fisura. Al comparar valores numéricos y experimentales, se pudo actualizar el modelo de elementos finitos para evaluar la profundidad de la misma. Con la teoría de perturbación de primer orden de Gudmundson, se llegó a una expresión para una estimación final de la posición del daño.

Como la resolución del problema inverso en base sólo a las frecuencias naturales es un problema mal planteado, se han desarrollado técnicas de identificación de daño que consideran los cambios en las formas modales. Pero como ellas no son muy sensibles al daño, es difícil evitar errores importantes en su estimación. Para evitar este inconveniente, se han implementado métodos que consideran los cambios en los nodos de las formas modales, ya que desde el punto de vista experimental, las posiciones nodales son más fáciles de estimar que las formas modales.

Una investigación analítica y experimental basada en el cambio de las posiciones modales fue desarrollada por Gladwell y Morassi (1999). Con este método se logró identificar una ranura en una barra, la cual estuvo a sometida a vibración libre longitudinal. En el estudio teórico, que es un problema de valores de borde, se muestra cómo los autovalores, autovectores y nodos, cambian con el daño. Del estudio analítico se desprende que los nodos se mueven hacia la ranura, y que la dirección y magnitud del movimiento se pueden usar para estimar la posición y severidad del daño.

Gawronsky y Sawicki (2000) propusieron una técnica de detección de daño que considera normas del sistema estructural. El modelo estructural que consideraron, se caracteriza por ecuaciones en función de las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento, así como por la ubicación de sensores (acelerómetros) y actuadores (excitadores). Con estas ecuaciones y los valores de parámetros modales se definen normas modales y de sensor, que permitieron identificar el daño. Para ello se definió un índice que indica el impacto de la estructura dañada sobre cada sensor, y otro que indica el impacto sobre cada modo. Los autores aplicaron el procedimiento a una viga reticulada de acero, bi empotrada.

Ahmadian et al (2000) presentaron un método para detectar y localizar daño en base a indicadores relativos a las formas modales. Para aplicar esta técnica la estructura se divide en sub estructuras. Como datos del problema se usan los desplazamientos medidos de cada subestructura, y las predicciones que se hacen de los mismos a partir de un modelo de elementos finitos. Luego estos se relacionan teóricamente con las formas modales de las sub estructuras. Posteriormente se parametriza el cambio en las formas modales de las sub estructuras, en función de la diferencia entre desplazamientos medidos y del modelo. De esta manera se pudo detectar un cambio en las formas

modales de una sub estructura, independientemente de las características particulares del daño. Finalmente, en función de las ecuaciones desarrolladas, se plantearon indicadores de la ubicación del daño. La factibilidad del método se demostró en un ejemplo numérico (estructura de reticulado).

b) Actualización de parámetros

En el modelo de la estructura se definen ciertos parámetros relacionados con el daño. Una vez que se han estimado experimentalmente las características dinámicas de la estructura real dañada, se actualizan los parámetros del modelo. Esta actualización implica ajustar el modelo numérico, de manera de igualar las características dinámicas analíticas con las experimentales. Ajustado el modelo, los parámetros actualizados permiten identificar el daño.

Casas y Aparicio (1994) consideraron que el daño en una sección transversal de una estructura, se puede evaluar mediante el concepto de momento de inercia equivalente *Ieq*. Este momento corresponde a un elemento sin dañar con igual deformación que el elemento dañado. Al compara el *Ieq* de cada elemento del modelo con el *I* de la estructura sana, se logró detectar, localizar y cuantificar el daño. La determinación del *Ieq* para *q* elementos de un modelo de elementos finitos (agrupados en un vector *p*), se obtubo al minimizar la función J_1 dada en (2.7). Ella es función de las frecuencias naturales (experimental ω_{iE} y analítica $\omega_i\ (p))$ y de las formas modales (amplitud modal experimental $\phi_{iE}\ (l)$ y analítica $\phi_i\ (p, l\ )$, en el punto *l*).

$$J_1 = \sum_{i=1}^{m} [\omega_{iE} - \omega_i\ (p)]^2 + \sum_{l=1}^{M} \sum_{i=1}^{s} [\phi_{iE}\ (l) - \phi_i\ (p, l)]^2 \qquad (2.7)$$

En la (2.7) *M* es el número de puntos donde se miden las amplitudes modales, y *m*, *s* se refieren al número de frecuencias y modos de vibración medidos experimentalmente. La verificación experimental del método se realizó con varias vigas de hormigón armado.

Cerri y Vestroni (2000) plantearon una comparación entre valores de frecuencias naturales experimentales (ω_{iE})y analíticas (ω_i), las cuales son función de 3 parámetros de daño: *x* relacionado con la posición del daño, *b* con la extensión del

mismo, y β con la magnitud. La comparación entre frecuencias naturales se logró mediante una función objetivo J_2, dada en (2.8).

$$J_2(x, b, \beta) = \sum_i \left| \frac{\omega_{iE} - \omega_i\ (x, b, \beta)}{\omega_i} \right|^2 \tag{2.8}$$

La identificación de los parámetros de daño coincide con la búsqueda del mínimo de la función (2.8). El procedimiento se aplicó para 3 tipos de daño una viga metálica, usando datos pseudo experimentales.

Wahab et al (1999) y Maeck et al (2000) simularon la disminución de la rigidez flexional *EI* relacionada con el daño, mediante una reducción del módulo *E*. El procedimiento propuesto determina la variación de *E* a lo largo de una viga con daño simétrico. Esa variación de *E* se expresó mediante una función de daño que considera 3 parámetros (uno caracteriza la longitud de la zona de dañada, otro la magnitud del daño, y el tercero la variación del *E* desde el centro de la viga al final de la zona dañada). Para determinar los parámetro de daño se usó un algoritmo de actualización, que se basa en la minimización de la diferencia entre los parámetros modales medidos y calculados. La técnica se aplicó a 3 vigas de hormigón armado.

Aráujo dos Santos et al (1999), desarrollaron una técnica de actualización de parámetros para la identificación del daño en estructuras compuestas, que tiene en cuenta las frecuencias naturales y las formas modales estimadas experimentalmente. A partir de un modelo de elementos finitos de la estructura, se formuló un algoritmo que calcula un parámetro de daño δb_e, en cada uno de los elemento finito ¨*e*¨ del modelo. Ese parámetro está relacionado con la matriz de rigidez de la estructura sana y dañada (K y $\tilde{K}$), y con la variación de rigidez producida por el daño (δK). Los autores aplicaron el método a una placa rectangular libre en el espacio, formada por capas de distintas características. Lograron calcular y graficar δb_e, y de esa manera obtener la magnitud y posición del daño.

Chen y Bicanic (2000) desarrollaron una técnica computacional para identificar el daño a partir de información modal incompleta. El procedimiento se basa en un modelo de daño escalar, que es función de las matrices de rigidez sana y dañada de la estructura (K y $\tilde{K}$), y de un parámetro de daño para cada elemento *j* del modelo α_j. Los

autores determinaron la ecuación característica de la estructura dañada, en base al modelo de daño considerado, y a una reconstrucción de los modos dañados no estimados en los ensayos. Se llegó así a un conjunto de ecuaciones no lineales, a resolver por un algoritmo iterativo, del cual se obtuvo tanto el parámetros de daño α_j, como los parámetros necesarios para la reconstrucción de los modos. La efectividad y la convergencia del método se demuestra con dos ejemplos numéricos.

CAPÍTULO 3

IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS EN ESTRUCTURAS DE LABORATORIO

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se aplicó un método de identificación de sistemas estocásticos, a estructuras en laboratorio. Los sistemas considerados fueron vigas simplemente apoyadas, metálica y de hormigón armado. La identificación de estos sistemas consistió en estimar los parámetros modales (frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento) en estructuras sanas. Se hace referencia a sistemas estocásticos por ser desconocidas las fuerzas de excitación. Sólo se realizaron

mediciones de las respuestas, que constituyen muestras de un proceso aleatorio o estocástico.

Esta parte de la tesis es una de las áreas necesarias a desarrollar para el estudio posterior de la identificación del daño, a través del cambio de las características dinámicas.

Antes de realizar estudios en estructuras reales, es necesario el análisis en condiciones controladas de un laboratorio. Así, las estructuras elegidas permitieron estudiar los aspectos experimentales relativos a la identificación de sistemas.

Como se indicó en 2.2.2, en puentes de dimensiones considerables o en el caso de monitoreo continuo, no es posible medir la excitación sobre la estructura. Atendiendo a estas circunstancias, en este trabajo se dirigió la investigación a los casos donde sólo se cuenta con la medida de la respuesta de la estructura. Esto conduce a ensayos más económicos, ya que no se debe contar con equipo especial para producir y medir las fuentes de excitación. Sin embargo se estiman parámetros con menor precisión que en el caso de ensayos con la medida de excitación – respuesta.

La estimación de parámetros modales se realizó según uno de los métodos en el dominio de la frecuencia, basado en la función densidad espectral de la respuesta, denominado detección de pico. Como se indicó en 2.2.3, es un método simple y de rápida aplicación, ampliamente usado en ingeniería civil (Peeters, 2000). Existen otros métodos más eficientes de identificación de sistemas, que consideran también sólo la medida de la respuesta (tal como los métodos de los subespacios). Pero en este trabajo se creyó conveniente aplicar un método básico, y dejar para nuevas investigaciones la aplicación de otros métodos.

En las partes siguientes se desarrollan los aspectos que conducen a estimar los parámetros modales en las vigas metálica y de hormigón armado, y se analizan los resultados obtenidos. En el Anexo a este capítulo se recuerdan aspectos teóricos sobre la determinación de parámetros modales, y fundamentos del método de detección de pico.

3.2 ENSAYOS DINÁMICOS

3.2.1 Estimación de parámetros modales

a) Estimación de frecuencias naturales

En el método PP las frecuencias naturales se identifican según los picos del gráfico del auto espectro, obtenido según la historia de la respuesta en el tiempo. Esos picos corresponden a los distintos valores máximos que se observan en ese gráfico. Con este método sólo se pueden identificar valores discretos, determinados por la resolución de frecuencias Δf del espectro. Como las estructuras reales son amortiguadas, las frecuencias naturales estimadas se refieren a frecuencias amortiguadas. La relación entre frecuencia amortiguadas ω_a y no amortiguadas ω_{na}, se expresa en la (3.1), en función del coeficiente de amortiguamiento crítico ξ.

$$\omega_a = \omega_{na}\sqrt{1-\xi^2} \tag{3.1}$$

Muestras de la historia de la respuesta en el tiempo, registradas en una viga metálica y de hormigón armado, se muestran en la Fig. 3-1. Esas historias se refieren a las aceleraciones registradas en un punto, en unidades de [g]. Distintas funciones auto espectro (con/sin filtros para evitar *leakage*) se observan en las Figuras 3-2. Las gráficas pertenecen a una viga metálica y otra de hormigón armado, sometidas a excitación en el centro de la luz. También en las Figuras 3-2 se observa la traza de la matriz de espectro (suma de los elementos de la diagonal principal), que es un gráfico que suele utilizarse al aplicar el método PP. Las funciones auto espectros consideradas en esa matriz, corresponden a las respuestas registradas en un acelerómetro, en sucesivos ensayos. En todos los casos las funciones auto espectros fueron determinadas según el método de Welch.

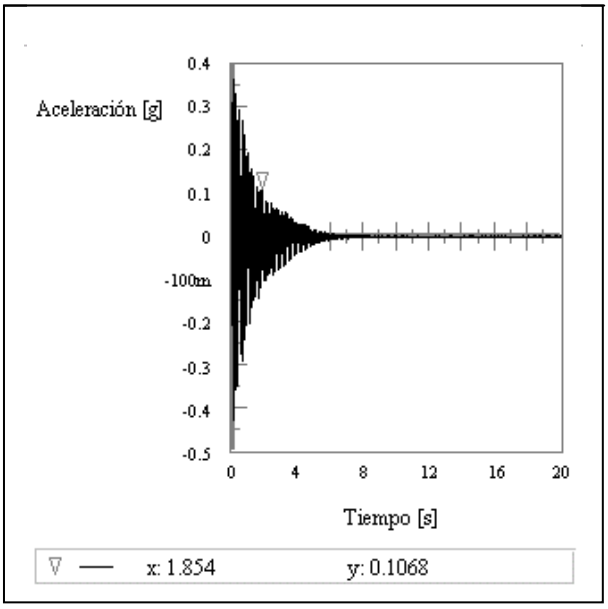

Figura 3-1-a: Muestra de la historia de la respuesta, correspondiente a un punto de una viga metálica.

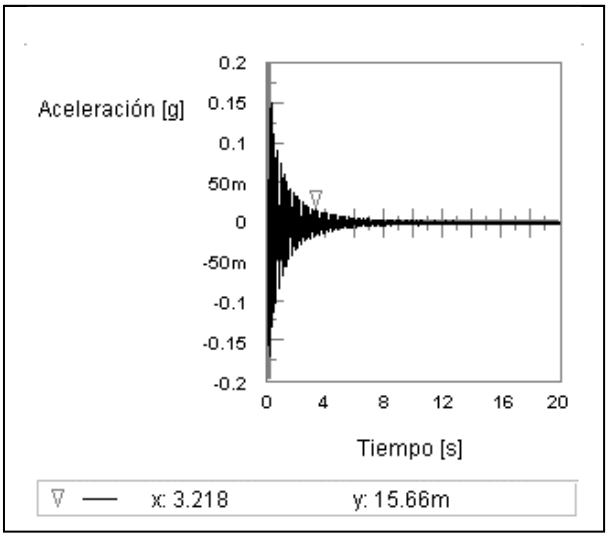

Figura 3-1-b: Muestra de la historia de la respuesta, correspondiente a un punto de una viga de hormigón armado.

- *Viga metálica*

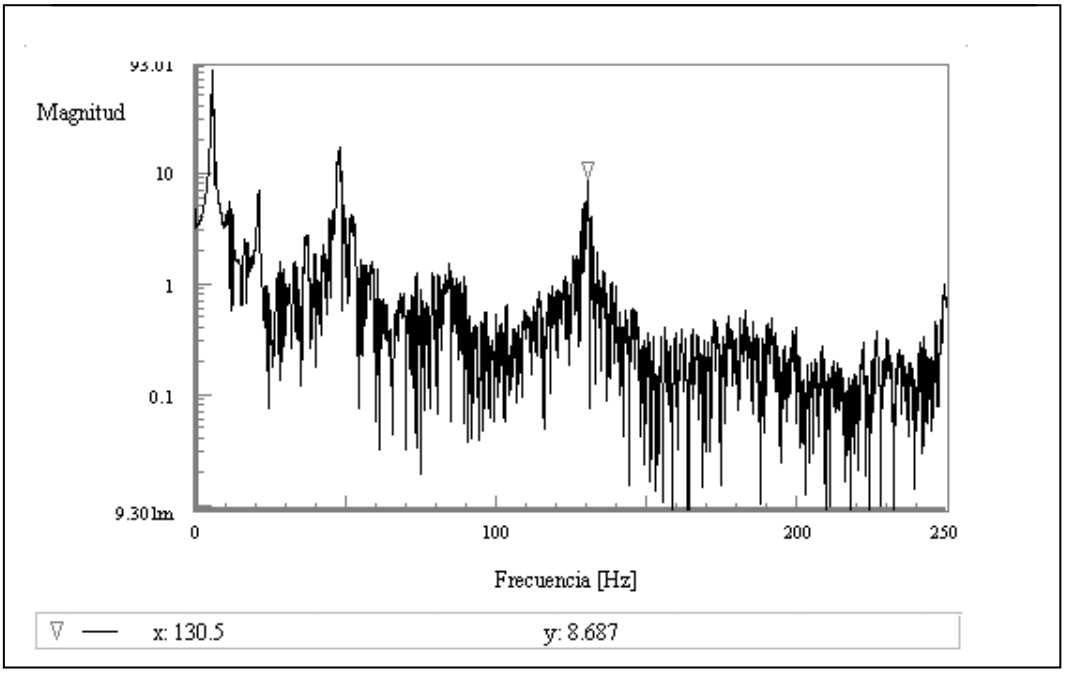

Figura 3-2-a: Estimación de la función auto espectro, correspondiente a la muestra de la respuesta dada en Figura 3-1-a.

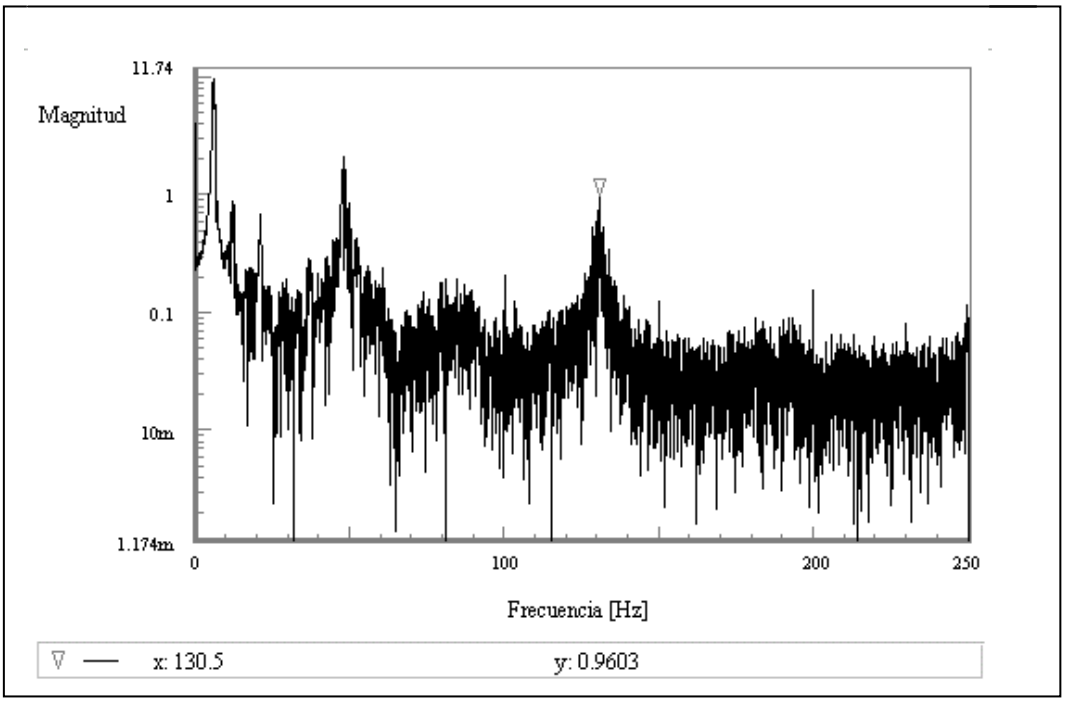

Figura 3-2-b: Estimación de la función auto espectro (con filtro *hamming*), correspondiente a la muestra de la respuesta dada en Figura 3-1-a.

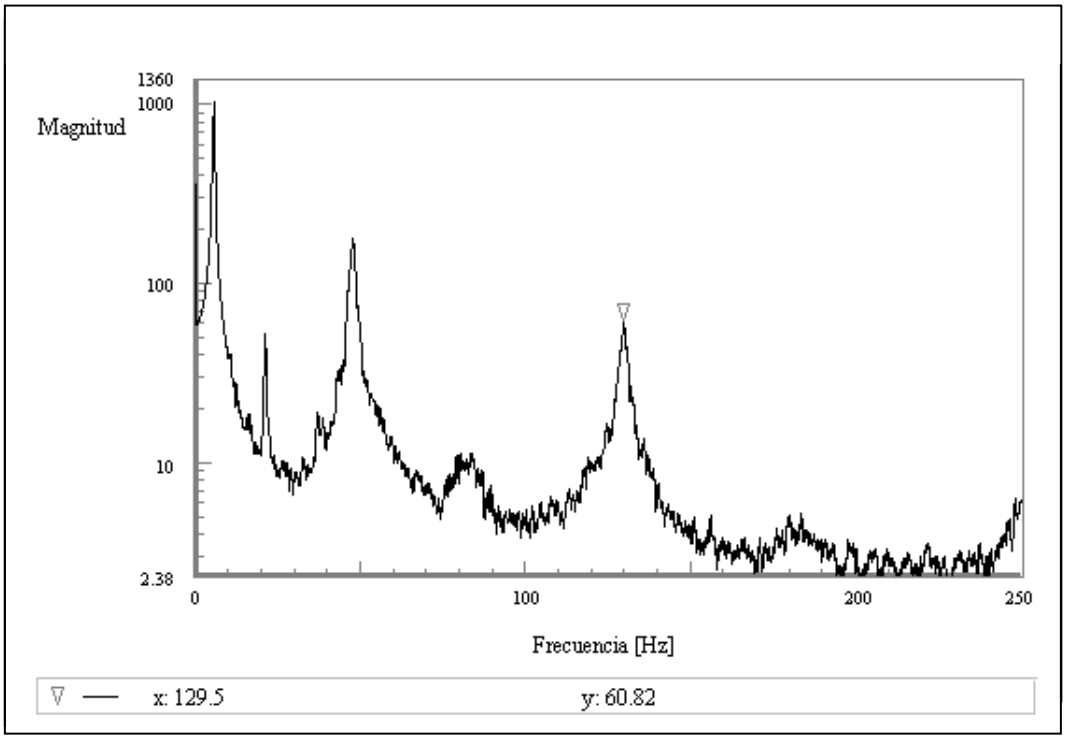

Figura 3-2-c: Traza de la matriz espectro, correspondiente a 13 muestras obtenidas en un punto de la viga metálica.

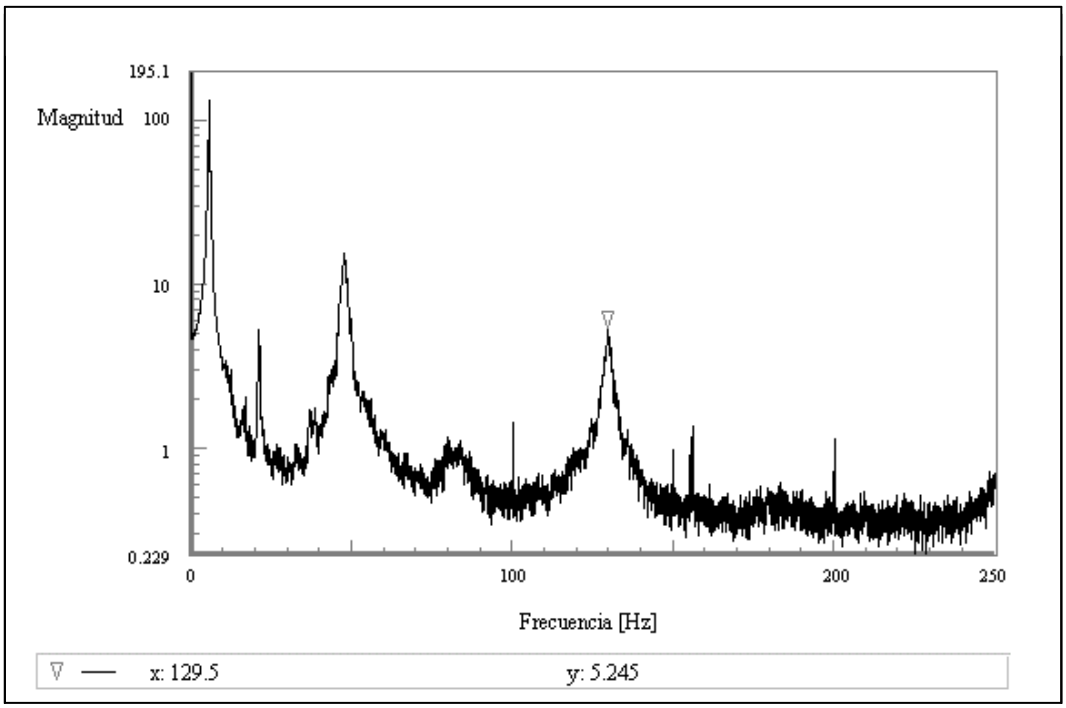

Figura 3-2-d: Traza de la matriz espectro (con filtro *hamming*), correspondiente a 13 muestras obtenidas en un punto de la viga metálica.

- *Viga de hormigón armado*

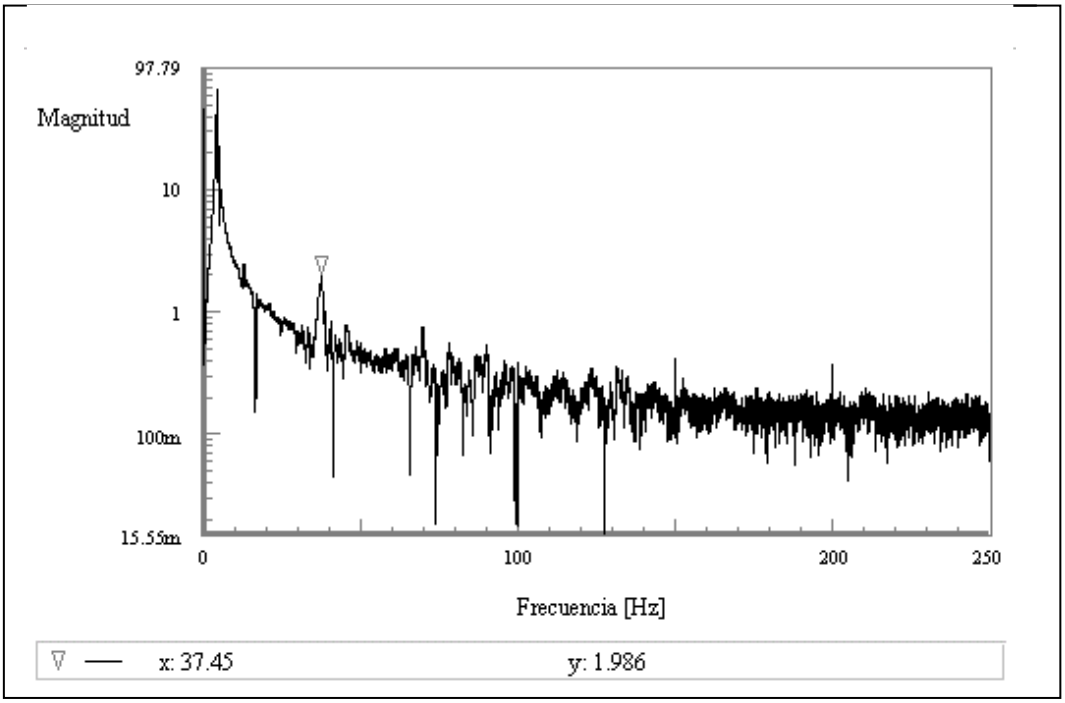

Figura 3-2-e: Estimación de la función auto espectro, correspondiente a la muestra de la respuesta dada en Figura 3-1-b.

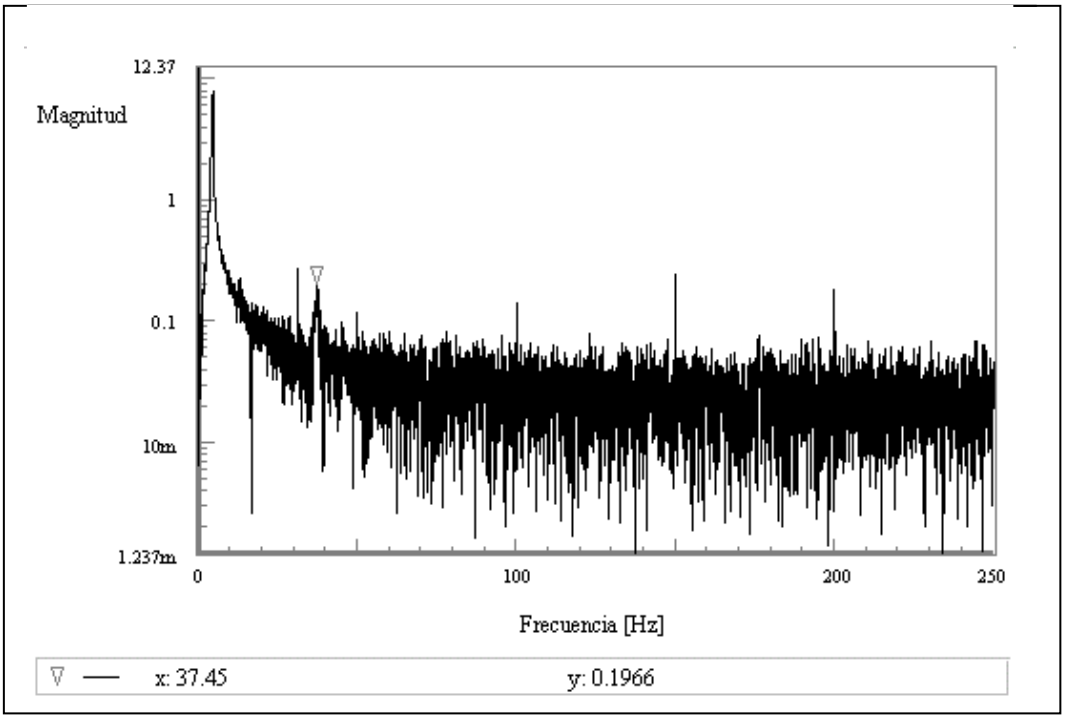

Figura A3-2-f: Estimación de la función auto espectro (con filtro *hamming*), correspondiente a la muestra de la respuesta dada en Figura 3-1-b.

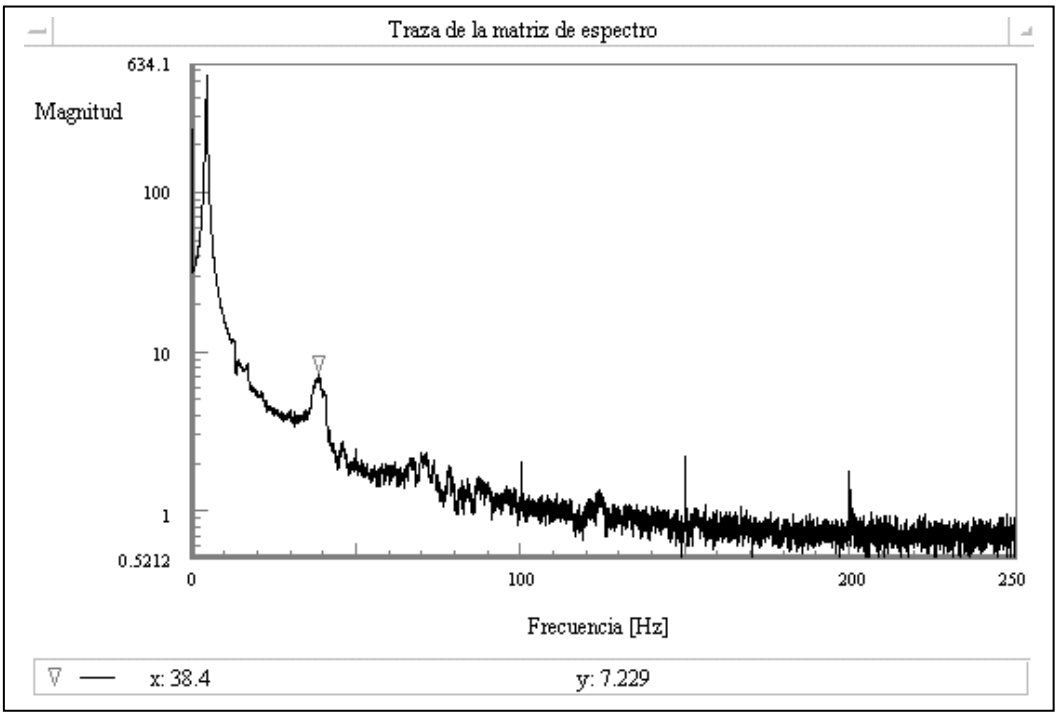

Figura 3-2-g: Traza de la matriz espectro, correspondiente a 11 muestras obtenidas en un punto de la viga de hormigón armado.

Si todos los errores que intervienen en el proceso de registro y análisis de datos fueran mínimos, una muestra de la historia de la respuesta en un punto sería suficiente para estimar las frecuencias naturales. Pero como no se puede asegurar que esto ocurra, es necesario considerar varias muestras, y analizar su estructura estadística. También, a los fines de control, es conveniente comparar los resultados experimentales con los obtenidos en un modelo numérico de la estructura.

Los estudios comparativos de distintas técnicas de estimación de parámetros modales efectuados por Peeters (mencionado en 2.2.3), muestran que con el método PP se pueden estimar valores no sesgados de frecuencias naturales, con valores bajos de desvío estándar. Sin embargo con otros métodos, tales como el de los subespacios, los valores de desvío estándar pueden ser hasta 3 veces menores.

En los ensayos de laboratorio realizados para esta tesis, las historias de las respuestas se registraron luego de que la viga fuera excitada por un golpe de martillo. Los ensayos donde la viga era excitada en el centro, sirvieron para estimar frecuencias de los modos impares. La excitación en el cuarto de la luz, permitió estimar con mayor precisión los valores de frecuencias de los modos pares.

Tal como se indicara en las hipótesis del método, si las frecuencias son cercanas, los picos del espectro estarán muy próximos, y no será posible su identificación. Pero para esta tesis se han considerado vigas simplemente apoyadas, sometidas principalmente a vibración flexional. Y, según se desprende de Tabla A-3-1, las frecuencias flexionales para estas estructuras están bien separadas. Por lo tanto, el método PP puede usarse para la estimación de las mismas.

b) Estimación de coeficientes de amortiguamiento

La forma del espectro también está controlada por la cantidad de amortiguamiento del sistema. Se puede demostrar que la amplitud de cada pico en la función auto espectro, está directamente relacionada con el coeficiente de amortiguamiento (viscoso) crítico ξ. La técnica *half – power bandwidth*, que complementa el método PP, estima ξ para cada modo i según la ecuación (3.2). El fundamento de este método puede encontrarse en Bendat y Piersol (1986) o Clough y Penzien (1975).

$$\xi_i = \frac{\omega_{2i} - \omega_{1i}}{2\,\omega_i} \tag{3.2}$$

En la ecuación anterior, ω_i representa la frecuencia natural del modo i, mientras que las frecuencias ω_{1i} y ω_{2i} corresponden a los valores de frecuencias, a cada lado de ω_i, determinados por una línea horizontal que intercepta al espectro. La ordenada de esa línea está dada por $1/\sqrt{2}$ la magnitud del pico i en estudio.

Los problemas que pueden presentarse en la estimación de ξ son:

- Si el amortiguamiento es bajo, la resolución de frecuencia Δf en el gráfico del auto espectro, limita la capacidad de determinar ω_{1i} y ω_{2i}.

- Si hay influencias de picos cercanos (correspondientes a otros modos), no se podrá determinar ξ con este método, ya que la amplitud del pico no correspondería a la de un solo modo

- También se tienen problemas en la determinación de ξ, cuando la forma del pico está distorsionada por problemas en el análisis de datos (*leakage* por ejemplo).

Peeters (2000) considera que la estimación de ξ mediante el método de *half – power bandwidth,* no es muy precisa. Su hipótesis se confirma al analizar los resultados que obtuvo de los estudios comparativos de distintas técnicas de estimación de parámetros modales.

En este trabajo se estimaron valores de ξ con el método mencionado. Pero los valores obtenidos no se usaron luego en la técnica de identificación de daño. Como se indicara en 2.3.2, no se conoce ciertamente la variación de amortiguamiento con el daño, por lo que este parámetro no suele utilizarse para la identificación del mismo (Riera, 2000; Casas y Aparicio, 1994).

c) Estimación de formas modales

Las formas modales quedan definidas por un vector. Los vectores formas modales obtenidos experimentalmente, tendrán tantas coordenadas como puntos hayan sido medidos en los ensayos dinámicos. Por lo tanto, a diferencia de la estimación de frecuencias naturales, para estimar formas modales se requiere medir la respuesta en varios grados de libertad de la estructura. Por razones prácticas, sólo se mide la respuesta de algunos puntos y en algunas direcciones. En los ensayos aquí descriptos, se estimaron las formas modales correspondientes a la vibración flexional vertical de las estructuras consideradas. Por ello, sólo se registraron respuestas en esa dirección, de varios puntos de la misma.

El vector correspondiente a las formas modales se puede luego representar en un gráfico amplitud modal – posición del punto de la estructura. No se tiene una función continua, sino una serie de valores discretos. Sin embargo, a partir de los valores de amplitud modal establecidos experimentalmente se pueden interpolar otros valores. Uno de los métodos para lograr este objetivo es la técnica de Shannon (Peterson et al, 2001). De esta manera se pueden obtener vectores formas modales con mayor cantidad de componentes.

Debido a los errores en la estimación del espectro, el gráfico de la forma modal no será una función suave. Para evitar este problema se puede aplicar un ajuste de curva a los valores de amplitud modal obtenidos experimentalmente. En esta Tesis, las formas modales que se muestran, corresponden a un ajuste de curva de los datos, con polinomios de 6to grado. También, para reducir los efectos de errores en la medida de

las amplitudes modales experimentales, se pueden promediar los vectores formas modales obtenidos en varios ensayos. Si sólo se hace una estimación de amplitud modal por coordenada, se puede evaluar la correlación de la forma modal estimada con otra de referencia, mediante el índice MAC definidos en 2.3.2. En este Capítulo se calcularon los índices MAC para correlacionar las formas modales experimentales con las teóricas, según la ecuación (2.3).

El ensayo dinámico para estimar formas modales se puede realizar de 2 maneras:

- La estructura se excita en un punto, y se mide simultáneamente la respuesta en todos los grados de libertad que sean necesarios para representar las formas modales requeridas. Este procedimiento implica contar con gran cantidad de dispositivos de medición, y un equipo de adquisición de datos que permita esos registros simultáneos.

- El otro procedimiento consiste en realizar varios ensayos, y en cada uno de ellos medir la respuesta en un punto distinto de la estructura. Se cuenta con un acelerómetro fijo, y otro desplazable luego de cada ensayo. Un procedimiento de este tipo se desarrolló para este trabajo. Las estructuras fueron excitadas en el centro y en el cuarto de la luz, con acelerómetros fijos cercanos a esas posiciones. La excitación en el centro permitió estimar con mayor precisión las formas modales de los modos impares. Con la excitación en el cuarto, en cambio, se lograron mejores estimaciones de los modos pares. En cada ensayo la excitación mediante golpe de martillo fue distinta (excitación no estacionaria). Por ello, los espectros correspondientes tienen magnitudes diferentes. Esta situación justifica el uso de los acelerómetros fijos.

Cada componente del vector modal, queda definida por la dirección, magnitud, y sentido de la amplitud modal. Para determinar esas componentes, Peeters (2000) demuestra que sólo es necesario considerar una fila (o de manera equivalente una columna) de la matriz de espectro. La fila (o columna) corresponde al espectro cruzado entre la respuesta de los acelerómetros desplazables y la del acelerómetro fijo. En esta tesis se hace una consideración similar, y cada característica del vector modal se define de la siguiente manera:

- *Dirección:* Queda definida por la dirección principal de registro del dispositivo de medición. En los ensayos realizados, siempre se hicieron mediciones según la dirección vertical.

- *Magnitud:* La magnitud de la amplitud modal para cada modo, está asociada con la magnitud del pico correspondiente en la función auto espectro. Pero como la excitación no es estacionaria, en cada ensayo hay que trabajar con la relación entre: la magnitud del pico relativa al acelerómetro desplazable, y la relativa al acelerómetro fijo. De esta manera, para el modo *i*, la amplitud modal para cada punto *j* medido, se determina mediante la (3.3).

$$\left[Amplitud\ \ modal\right]_{i\,j} = \frac{\left[Magnitud\ \ pico\right]_{i\,j}}{\left[Magnitud\ \ pico\ de\ referencia\right]_{i}} \tag{3.3}$$

- *Sentido:* El sentido de cada valor de amplitud modal es indicado por un signo + o -. Este signo se obtiene en función del ángulo de fase relativo $\varphi_{r\text{-}ij}$, dado por la diferencia entre el ángulo de fase para el acelerómetro desplazable $\varphi_{d\text{-}ij}$, y el del acelerómetro de referencia $\varphi_{f\text{-}i}$ (ecuación (3.4)). Esto es lo mismo que usar la fase del espectro cruzado entre cada respuesta y la respuesta de referencia.

$$\varphi_{r-ij} = \varphi_{f-i} - \varphi_{d-ij} \tag{3.4}$$

Para cada modo *i* y en cada punto *j*, si $-70^{o} < \varphi_{r\text{-}ij} < 70^{o}$ la amplitud modal es positiva. Mientras que si $-250^{o} < \varphi_{r\text{-}ij} < -110^{o}$ o $110^{o} < \varphi_{r\text{-}ij} < 250^{o}$, la amplitud modal es negativa.

En A.3.1.1 se expresó que las formas modales son propiedades naturales de la estructura, definidas según el modelo matemático propuesto. Con este procedimiento en realidad se estiman formas de deflexión operacional (ODS, definidas en 2.2.3). A diferencia de las formas modales, las ODS dependen de la excitación. Pero según Peeters (2000), la excitación con impacto de martillo no introduce picos adicionales en el espectro. Si los modos no están fuertemente acoplados (como se da en el caso de estructuras levemente amortiguadas) la ODS en la cercanía de una frecuencia de resonancia, está dominada por una forma modal simple. En estos casos, las formas modales se pueden estimar en base a las ODS.

3.2.2 Características de los ensayos dinámicos

Las componentes de un ensayo dinámicos, mostradas en Figura 2-3, se describen a continuación. En la Figura 3-3 puede observarse la forma de provocar la excitación de la estructura, y la medida de la respuesta en algunos puntos.

Foto 3-3: Ensayo dinámico de estructuras en laboratorio

a) Excitación de la estructura

En 2.2.2 se indicó que se pueden emplear distintas señales de excitación. En los ensayos de laboratorio realizados, se usó una señal no medida tipo pulso, provocada por el golpe de un martillo sobre la estructura (aplicado manualmente). La excitación por impacto es la más simple y rápida de llevar a cabo en los ensayos dinámicos. No requiere ningún equipamiento especial para su realización. Además, por ser una señal tipo pulso (similar a la función matemática impulso unitario), la amplitud del espectro de fuerza es relativamente uniforme. Por lo tanto, el impacto de martillo permite excitar un amplio rango de frecuencias de la estructura. Este tipo de excitación no es conveniente para estructuras altamente amortiguadas, o frágiles.

b) *Medición de la respuesta*

En los ensayos de laboratorio se consideró la respuesta en aceleraciones $a(t)$, de distintos puntos de las vigas, las cuales se miden en unidades [g]. Como se indicara en 2.2.2, sólo se pueden tener valores discretos de la respuesta continua $a(t)$. Además estas respuestas se miden durante un tiempo finito. Por ello, al hacer referencia a los

datos en aceleraciones que se obtienen en los ensayos, se los identifica como muestras de historias de la respuesta en el tiempo.

La señal respuesta corresponde a una suma de funciones senoidales, con decaimiento producido por el amortiguamiento. En la Figura 3-4 se muestra parte de una respuesta teóricas y experimental. La respuesta teórica, según ecuación (3.5), corresponde a la vibración libre amortiguada, para sistema con un grado de libertad (Clough y Penzien, 1975). En ella A y B son constantes que dependen de las condiciones iniciales, del coeficiente de amortiguamiento, y de la frecuencia natural. La respuesta experimental se refiere a las aceleraciones medidas en un grado de libertad de una estructura con parámetros continuos. Incluye la medida del ruido producido por el equipo de adquisición y análisis de datos.

$$\dot{v}(t) = \mathrm{e}^{-\xi\,\omega_{na}\,t}\left[\mathrm{A}\ \mathrm{sen}\,(\omega_a\,t) + \mathrm{B}\ \cos\,(\omega_a\,t)\right] \tag{3.5}$$

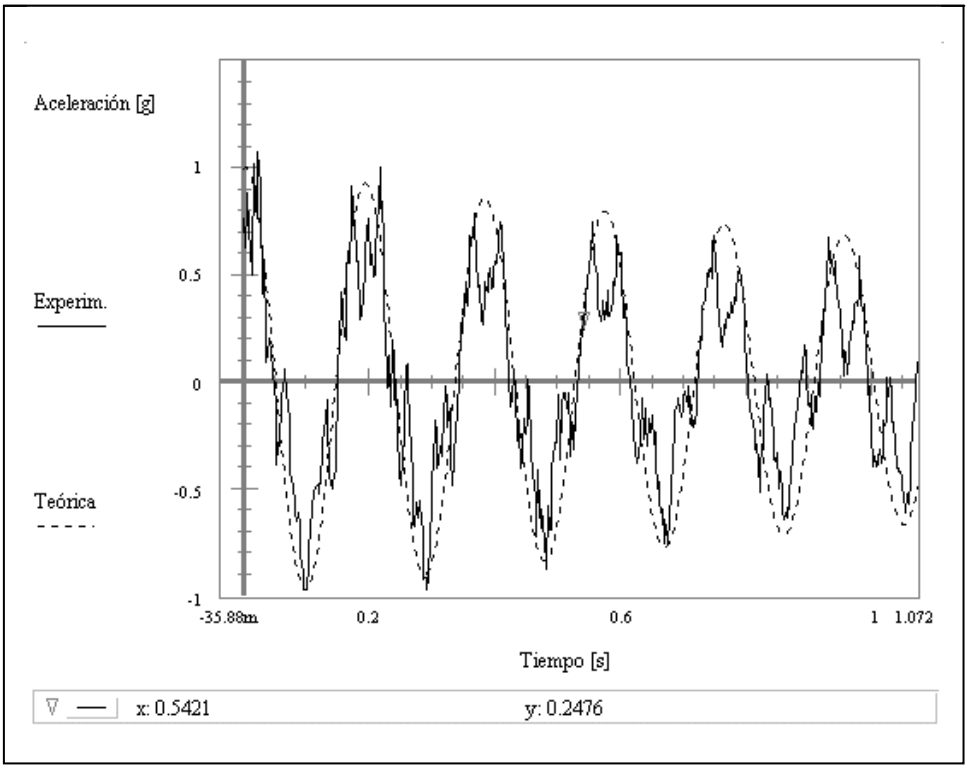

Figura 3-4: Muestra de la historia de la respuesta teórica y experimental, en un punto de una estructura en vibración.

Para cada ensayo se tendrá una aceleración inicial distinta, y amplitudes variables de acuerdo al impacto provocado. Además, cada respuesta se ve afectada por ruido. Por lo tanto, como se mencionó en la introducción de este capítulo, el conjunto de muestras de respuestas $\{a(t)\}$, constituye un proceso aleatorio o estocástico. Del análisis

del fenómeno físico que origina los datos, se puede concluir que se trata de un proceso estocástico estacionario, no ergódico. La verificación de la estacionalidad del proceso, puede confirmarse también con alguno de los métodos indicados por Bendat y Piersol (1986).

c) Equipo de ensayo dinámico

La Figura 3-5 muestra el equipamiento usado en los ensayos dinámicos, para la adquisición de datos y el análisis de señales. En los párrafos siguientes se describen sus características (en 2.2.2 se dan detalles generales de los mismos).

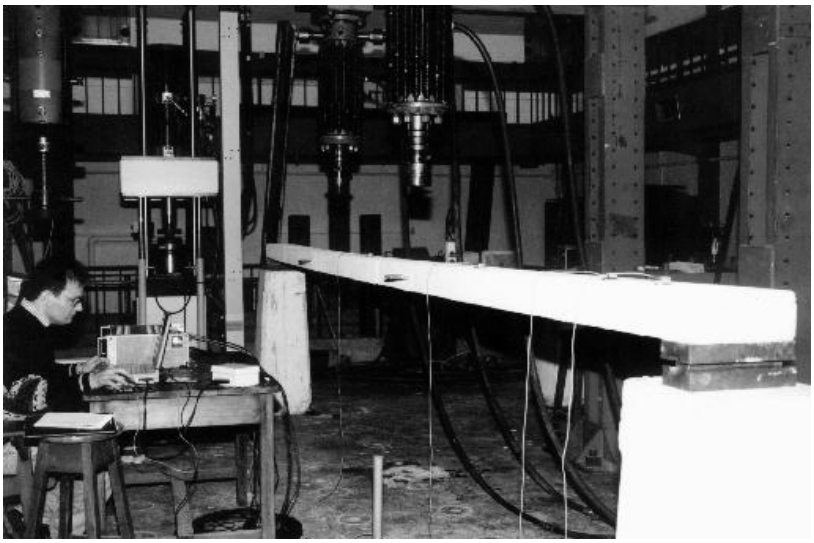

Foto 3-5: Equipo usado en ensayos dinámicos.

- *Acelerómetros:* Las respuestas se registraron con acelerómetros. Éstos son transductores de tipo piezoeléctrico, marca KYOWA, clase AS 5 GB, que registran movimiento en una dirección principal. Son pequeños y de bajo peso, de fácil instalación y remoción. Al vibrar la estructura a la cual se encuentran sujetos, producen una señal analógica (en [Volt]), continua en el tiempo.

Como todo el estudio se basa en las respuestas registradas en los acelerómetros, es necesario asegurar su correcto funcionamiento. Para ello es necesario calibrar periódicamente estos transductores. Uno de los métodos de calibración de acelerómetros es el denominado *back to back* (McConnell, 1995). Este método consiste en montar el acelerómetro a calibrar, sobre un acelerómetro de referencia, el cual se encuentra adosado a la armadura de un excitador. Producida la excitación, se comparan las respuestas obtenidos en ambos instrumentos, para verificar de esta forma el

funcionamiento del acelerómetro ensayado. En este trabajo, se utilizó un método análogo al descripto anteriormente. El ensayo consistió en montar el acelerómetro a controlar, sobre otro acelerómetro de referencia. Luego, se compararon valores estimados de frecuencias naturales y magnitudes pico del espectro. No se observaron discrepancias importantes entre los resultados arrojados por ambos instrumentos.

Las operaciones de montaje y desmontaje del transductor, se ejecutaron con especial cuidado. La unión eficaz acelerómetro – estructura a ensayar, se logró con un cemento tipo epoxy. La pequeña masa del acelerómetro (10g) no alteró las propiedades mecánicas de las estructuras a ensayar. Como los ensayos de laboratorio se realizaron en condiciones estables de temperatura y humedad, no hubo influencia de estos factores ambientales sobre el instrumento de medición.

- *Amplificador de carga:* Para acondicionar la señal de salida del acelerómetro, se usó un amplificador de deformación dinámica marca Kyowa, de la serie DPM – 600, con 8 canales. El mismo cuenta con un filtro pasa - baja, con objeto de eliminar componentes de frecuencias no deseadas (para evitar *aliasing*).

- *Placa de adquisición de datos:* La señal analógica proveniente del amplificador, es digitalizada en esta placa (marca COMPUTERBOARDS). La misma posee 8 canales diferenciales (PCM – DAS 16D/16). Cuenta con una resolución de 16 bit y un tiempo de conversión máximo de 10 μs (100 KHz). Está instalada en una computadora portátil marca TOSHIBA. El muestreo de la señal analógica, tanto para la viga metálica como la de hormigón armado, se realizó con los siguientes parámetros:

N = 10000, número total de puntos adquiridos durante el muestreo.

n = 500, tasa de muestreo o número de puntos obtenidos por segundo.

T = 20 s, duración del intervalo de muestra.

$\Delta t = \dfrac{T}{N}$ = 0.002 s, intervalo de muestreo, o tiempo entre cada punto adquirido.

$\Delta f = \dfrac{1}{T}$ = 0.05 Hz, frecuencia de muestreo o resolución de frecuencia.

$f_{máx} = \dfrac{1}{2\,\Delta t}$ = 250 Hz, frecuencia máxima que se puede obtener.

- *Procesamiento de la señal mediante programa de computación:* Se programó un algoritmo para procesar los *N* datos obtenidos de la placa de adquisición de datos (señal digital). Para ello se usó el programa HP VEE, versión 5.0 (Hewlett – Packard, 1998). Los pasos programados fueron:

. Lectura y almacenamiento de datos

. Preparación de los datos: La calibración de los datos obtenidos en la placa de adquisición, conduce a los valores de aceleración en el tiempo (en unidades [g]). Para evitar los efectos de *leakage*, el programa HP VEE permite aplicar distintos filtros o funciones ventana, a las muestras de la respuesta. Antes de pasar a la fase siguiente se hace una edición de los datos, para eliminar registros con ruido excesivo o con errores debidos al mal funcionamiento del acelerómetro.

. Análisis de los datos: Se obtuvieron gráficos de muestras de la historia de la respuesta. Aplicado el FFT a esas muestras, se calculó el espectro según el método de Welch (explicado en A.3.1.2). Luego se crearon gráficos del espectro (como los que se muestran en Figura 3-2), y del ángulo de fase relativos a los espectros.

3.3 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES EN ESTRUCTURAS DE LABORATORIO

En esta sección se indican las características de las estructuras ensayadas en laboratorio, y los parámetros modales estimados, los cuales corresponden a los modos de vibración flexional vertical de las estructuras consideradas.

Las dimensiones geométricas de las estructuras se eligieron de manera de obtener una frecuencia fundamental similar a las que poseen las estructuras de puentes (menores a 10 Hz).

Se usaron apoyo de tipo simple (permiten el giro, pero no desplazamientos verticales ni horizontales), materializados por un cilindro metálico apoyado en una placa de igual material (tal como se muestra en Figura 3-6). La superficie de contacto cilindro – placa fue convenientemente lubricada, para disminuir los efectos del rozamiento.

Figura 3-6: Dispositivo de apoyo para estructuras en laboratorio

Para el caso de frecuencias naturales y coeficientes de amortiguamiento, las tablas muestran los valores de los indicadores de valor verdadero $\hat{\mu}$, desvío estándar $\hat{\sigma}$, y coeficiente de variación $C\hat{V}[\%]$. En los gráficos donde se muestran los valores de ensayo se dibuja también el intervalo de confianza del 95% respecto al valor verdadero μ, el cual se determinó según (3.6) (Bendat y Piersol - 1986).

$$\left[\left(\hat{\mu} - t_{\frac{\alpha}{2},\nu}\frac{\hat{\sigma}}{\sqrt{N}}\right) \le \mu \le \left(\hat{\mu} + t_{\frac{\alpha}{2},\nu}\frac{\hat{\sigma}}{\sqrt{N}}\right)\right] \tag{3.6}$$

La expresión precedente, es función del valor medio $\hat{\mu}$, del desvío estándar $\hat{\sigma}$, de la cantidad *N* de valores considerados, y de la variable *t* de *student* $t_{\frac{\alpha}{2},\nu}$ (obtenida de tablas estadísticas, en función de $\alpha = 0.05$ y de $\nu = N$-1).

Las formas modales estimadas experimentalmente se grafican junto a las que corresponden al modelo de viga Euler – Bernoulli, simplemente apoyada. La comparación numérica se realiza a través de los valores MAC.

La relación entre las distintas frecuencias naturales con la fundamental, sólo depende de las condiciones de borde de la estructura. Para el caso de viga simplemente apoyada (modelo de Euler – Bernoulli) esa relación fue dada en Tabla A-3-1. En las vigas analizadas también se calculó esta relación, y se la comparó con los valores teóricos.

Con objeto de comparar los valores experimentales y teóricos, se determinaron también numéricamente las frecuencias naturales y formas modales. Para ello se usó el modelo de viga simplemente apoyada de Euler – Bernoulli, y los programas DYBEAM (Ambrosini. 1991) y RamAdvanse 3.0 (RAM International,1999). El programa DYBEAM, cuyo modelo físico se basa en la teoría de Vlasov, determina frecuencias naturales mediante el método de Tomson. Mientras que el RamAdvanse es un programa de elementos finitos. Para ajustar de una manera global los modelos numéricos a los resultados experimentales, se modificó la rigidez flexional de la viga, actualizando el módulo de elasticidad longitudinal *E*. En el caso de la viga metálica, también se determinaron numéricamente las frecuencias flexionales laterales y torsionales. Esta información puede ser útil para la identificación de picos de la función auto espectro.

Se estudió también la influencia de la magnitud de los picos de la función auto espectro, respecto a la variabilidad en los valores de frecuencias naturales y coeficientes de amortiguamiento.

3.3.1 Viga metálica

a) Características geométricas y mecánicas

La viga metálica fue conformada por un perfil normal de ala estrecha, taluzada interiormente, serie I (laminado en caliente), según se observa en Figura 3-7.

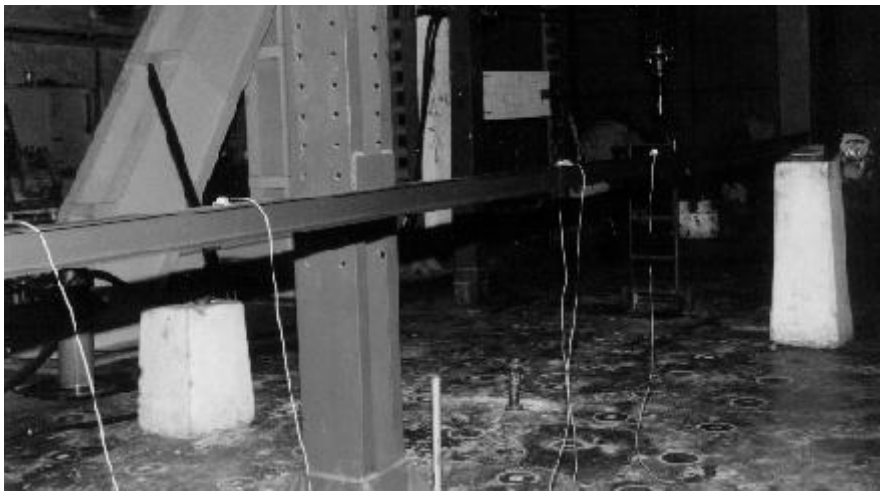

Figura 3-7: Viga metálica sometida a ensayos dinámicos.

En Figura 3-8 se muestra un esquema general de la estructura analizada, y en Tabla 3-1 se indican las características geométricas y mecánicas generales, obtenidas de

tabla DIN 1025 hoja 1. Las medidas geométricas fueron verificadas, encontrándose diferencias menores al 1% respecto de los valores de tabla.

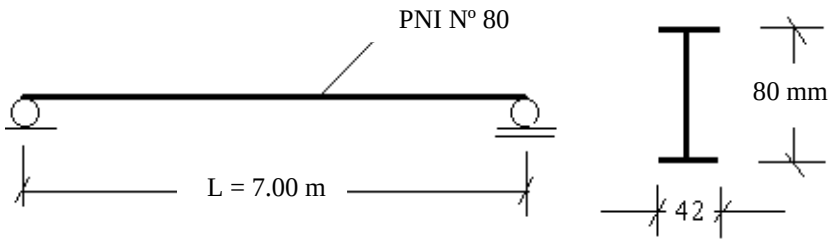

Figura 3-8: Esquema de viga metálica.

Denominación	IPN 80			
Dimensiones	Longitud	7.00 m		
	Altura	80 mm		
	Ancho ala	42 mm		
	Sección	7.57 cm^2		
Propiedades mecánicas	Densidad	7850 kg/m^3		
	Masa por metro	5.94 kg/m		
	Módulo de elasticidad E	2.201 e+08 kN / m^2		
	Momento de inercia I	Flexionales	Ix = 77.8 cm^4	Iy = 6.29 cm^4
		Sectorial	Jφ = 86.02 cm^6	
		Polar	Kt = 0.568 cm^4	
	Coeficiente de Poisson	0.2		
	Coeficiente de Cowper	Cx = 0.3718	Cy = 0.2033	
	Centro de gravedad	Xg = 2.3 cm	Yg = 3.74 cm	
	Centro de corte	ax = 0 cm	ay = -2.8 cm	

Tabla 3-1: Características geométricas y mecánicas de viga metálica.

b) Frecuencias naturales

En Tabla 3-2 se indican los valores de tendencia central $\hat{\mu}$ y dispersión $\hat{\sigma}$ de los primeros 6 valores estimados de frecuencias naturales. En las Figuras 3-9 se muestran los valores obtenidos en cada ensayo, la media estimada, y el intervalo de confianza del 95% respecto a esta última.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$\hat{\mu}$	5.58	21.05	47.63	80.05	129.74	181.48
$\hat{\sigma}$	0.14	0.06	0.59	3.07	0.75	2.47
CV [%]	2.47	0.31	1.23	3.83	0.57	1.36

Tabla 3-2: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga metálica simplemente apoyada.

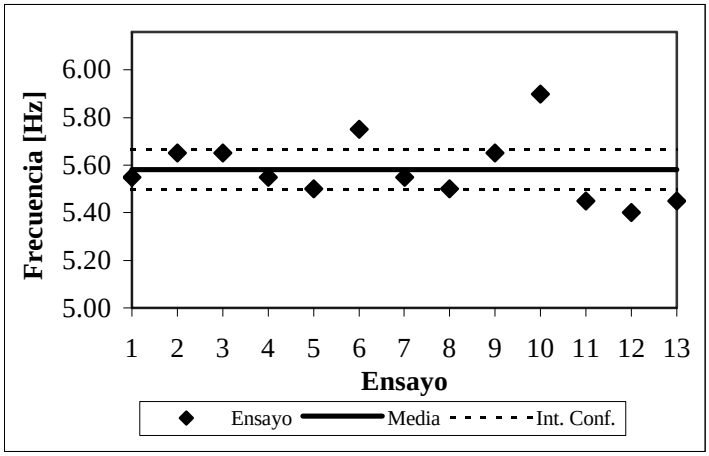

Figura 3-9-a: Frecuencias naturales para el modo 1 (en [Hz]), obtenidas en 13 ensayos. Viga metálica.

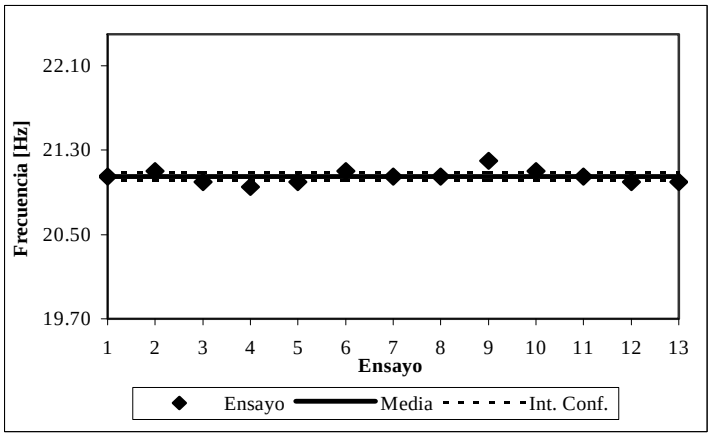

Figura 3-9-b: Frecuencias naturales para el modos (en [Hz]), obtenidas en 13 ensayos. Viga metálica.

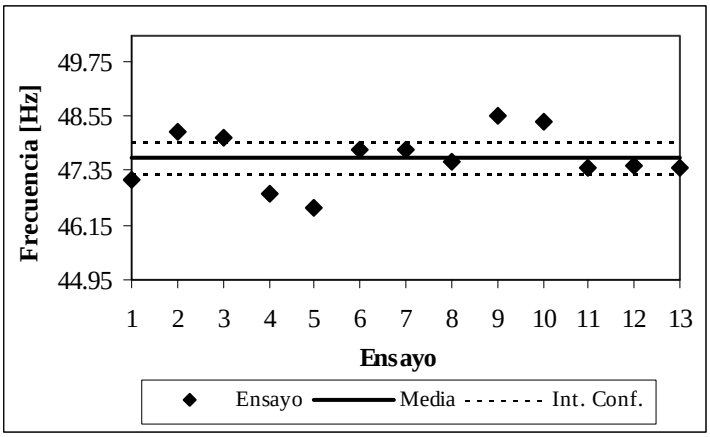

Figura 3-9-c: Frecuencias naturales para el modo 3 (en [Hz]), obtenidas en 13 ensayos. Viga metálica.

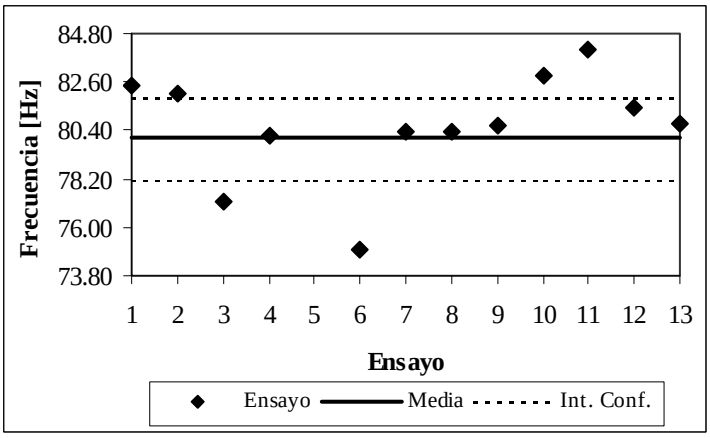

Figura 3-9-d: Frecuencias naturales para el modo 4 (en [Hz]), obtenidas en 13 ensayos. Viga metálica.

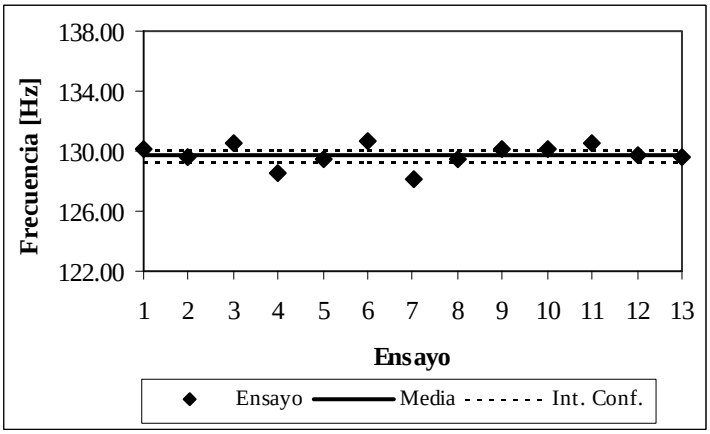

Figura 3-9-e: Frecuencias naturales para el modo 5 (en [Hz]), obtenidas en 13 ensayos. Viga metálica.

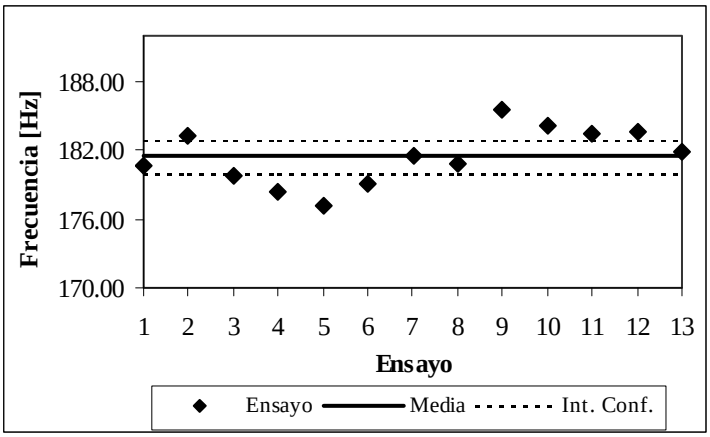

Figura 3-9-f: Frecuencias naturales para el modo 6 (en [Hz]), obtenidas en 13 ensayos. Viga metálica.

Los valores de *CV [%]* en Tabla 3-2 y los gráficos de las Figuras 3.8, indican que las variaciones en las frecuencias naturales, debidas a errores aleatorios, son bajas. En general los valores obtenidos en los ensayos caen en el intervalo dado por la (3.7).

$$0.95\,\hat{\mu} \leq Valor\ de\ ensayo \leq 1.05\,\hat{\mu} \qquad (3.7)$$

En las Figuras 3-10 se muestra la influencia de la magnitud de los picos de la función auto espectro, respecto a la variabilidad de las frecuencias naturales estimadas.

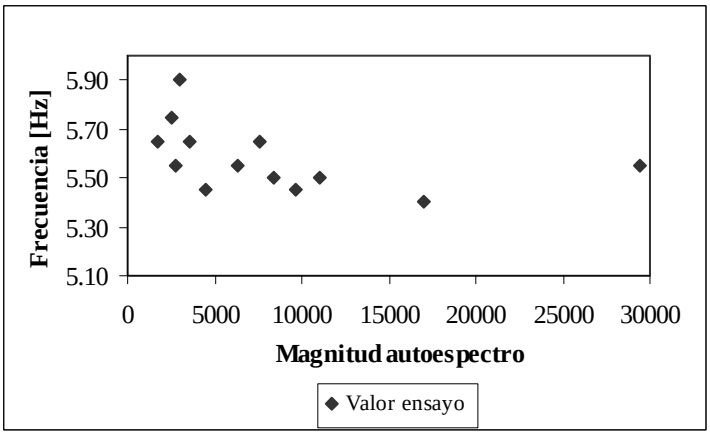

Figura 3-10-a: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 1. Viga metálica.

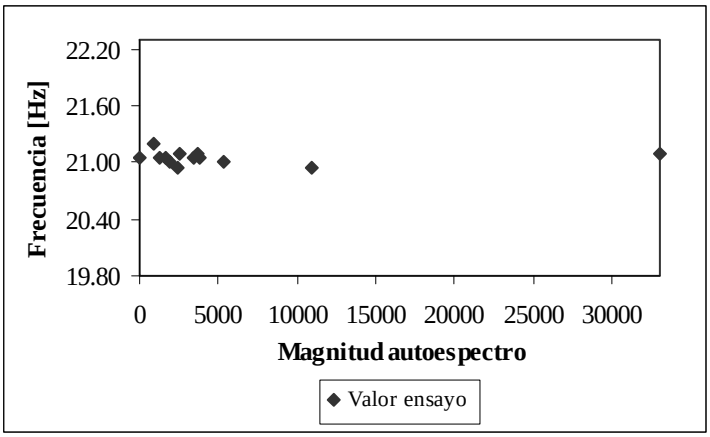

Figura 3-10-b: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 2. Viga metálica.

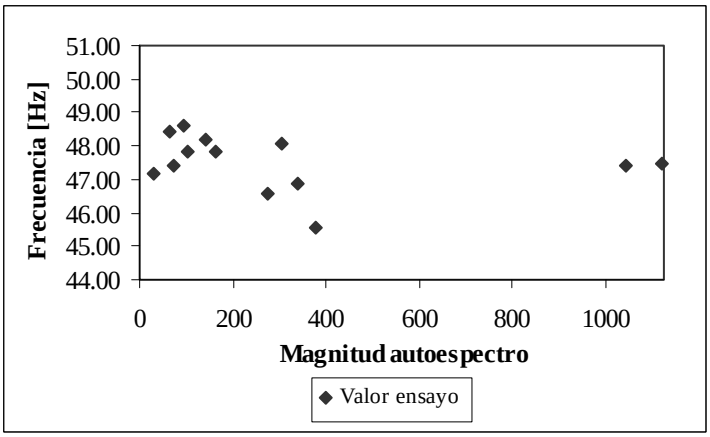

Figura 3-10-c: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 3. Viga metálica.

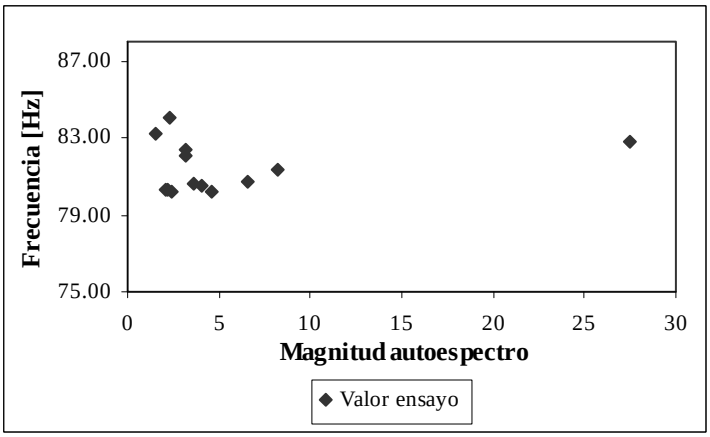

Figura 3-10-d: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 4. Viga metálica.

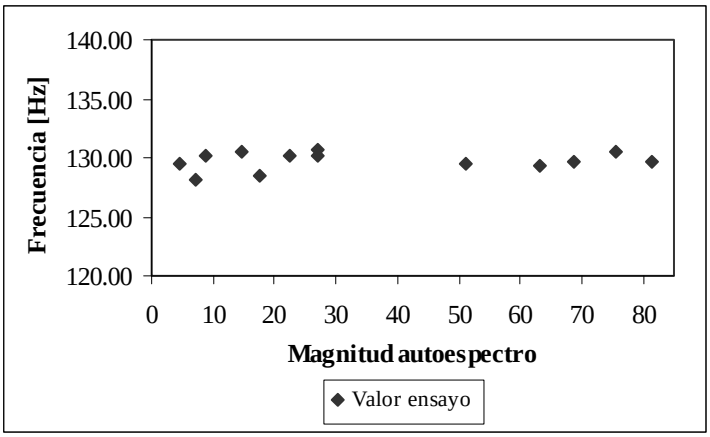

Figura 3-10-e: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 5. Viga metálica.

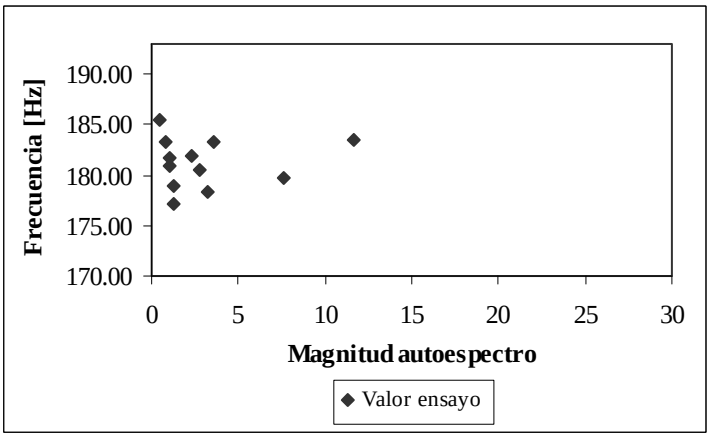

Figura 3-10-f: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 6. Viga metálica.

Puede concluirse que no existe una influencia marcada de la magnitud del pico en la variación de la frecuencia natural estimada.

En la Tabla 3-3 se establece la relación de las frecuencias naturales respecto a la frecuencia fundamental. Los valores experimentales se comparan con los teóricos dados en la Tabla A-3-1.

	n	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$\frac{f_n}{f_1}$	**Teórico**	1.00	4.00	9.00	16.00	25.00	36.00
	Experimental	1.00	3.77	8.55	14.35	23.25	32.52

Tabla 3-3: Relación entre las distintas frecuencias naturales, respecto a la frecuencia fundamental.

La comparación efectuada en Tabla 3-3, indica que los apoyos usados produjeron cierta rigidez al giro. Es decir, que no se logró un apoyo simple perfecto.

Las frecuencias naturales obtenidas según el modelo de viga Euler – Bernoulli (ecuación (A.3.4)) y los programas DYBEAM y RamAdvanse, se muestran en Tabla 3-4. El módulo *E* que hizo mínimas las diferencias con los valores experimentales, fue *E* = 2.201 e+08 kN / m^2.

Modo	**Euler – Bernoulli (1)**	**DYBEAM (2)**	**Ram Advanse (3)**	**Diferencias [%]**	
				(1) y (2)	**(1) y (3)**
1	5.44	5.43	5.44	0.18	0.00
2	21.76	21.65	21.74	0.51	0.10
3	48.96	48.37	48.83	1.22	0.27
4	87.04	85.13	86.58	2.24	0.53
5	136.00	131.57	134.77	3.37	0.90
6	195.84	188.60	192.68	3.84	1.61

Tabla 3-4: Valores numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]).

La Tabla 3-5 presenta valores de frecuencias naturales torsionales y de flexión lateral, obtenidas mediante expresiones analíticas.

Modo	**Flexionales Laterales**	**Torsionales**
1	1.55	28.7
2	6.19	57.4
3	13.92	86.1
4	24.75	114.8
5	38.67	143.5
6	55.69	172.2
7	75.80	200.9
8	99.00	-
9	125.29	-

Tabla 3-5: Valores numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]).

Dadas las características mecánicas de esta viga, al producir un impacto vertical, se excitan también modos laterales y torsionales. Por lo tanto, los picos en el espectro pueden corresponder a cualquiera de los modos excitados. Si se producen picos cercanos, estos no se podrán detectar con el método PP. Por ello, la información de Tabla 3-5 es útil para conocer la cercanía de frecuencias naturales de los distintos modos de vibración. Así, puede observarse que la frecuencia del 1er modo vertical está cerca de la 2da frecuencia del modo lateral. La frecuencia del 4to modo vertical es cercana a la del 7mo modo lateral, y 3ro torsional. Y la del 6to modo vertical es próxima a la del 11va lateral y 6ta torsional. La cercanía de frecuencias naturales en correspondencia con el 1er, 4to y 6to modo vertical, puede ser al causa del mayor *CV [%]* que se registrara al estimar estas frecuencias (ver Tabla 3.2).

Una comparación entre los valores numéricos y experimentales se da en Tabla 3-6. Con un módulo E = 2.313 e+08 kN / m^2 la diferencia entre la frecuencia fundamental experimental y numérica es nula.

Modo	**Euler - Bernoulli**	**Experimental**	**Diferencia [%]**
1	5.44	5.58	2.51
2	21.76	21.05	3.37
3	48.96	47.63	2.79
4	87.04	80.05	8.73
5	136.00	129.74	4.83
6	195.84	181.48	7.91

Tabla 3-6: Comparación entre valores numéricos y experimentales de frecuencias naturales (en [Hz]).

Para el 4to y 6to modo se tienen las diferencias más importantes. La causa de esta mayor diferencia, puede atribuirse a la dificultad en estimar estos modos, de acuerdo a lo expresado en el párrafo anterior. El modelo numérico se podría ajustar más aun a los valores experimentales (considerando por ejemplo las condiciones de apoyo reales). Pero como los valores numéricos no se usan en el método de identificación de daño, no se realizó otra actualización.

c) Coeficientes de amortiguamiento

Los valores de coeficiente de amortiguamiento (tendencia central y dispersión), estimados mediante el método de *half – power bandwidth*, se muestran en la Tabla 3-7.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$\hat{\mu}$	4.17	1,09	0.64	0,37	0.25	0,21
$\hat{\sigma}$	0.663	0,238	0.14	0,120	0.07	0,047
CV [%]	15.90	21,95	22.20	32,46	26.60	22,91

Tabla 3-7: Tendencia central y dispersión para coeficientes de amortiguamiento (en [%]).

En la Tabla anterior se observan valores de *CV [%]* superiores respecto de los valores correspondientes a las frecuencias naturales.

En las Figuras 3-11 se muestra la influencia de la magnitud de los picos de la función auto espectro, respecto a la variabilidad del coeficiente de amortiguamiento estimado.

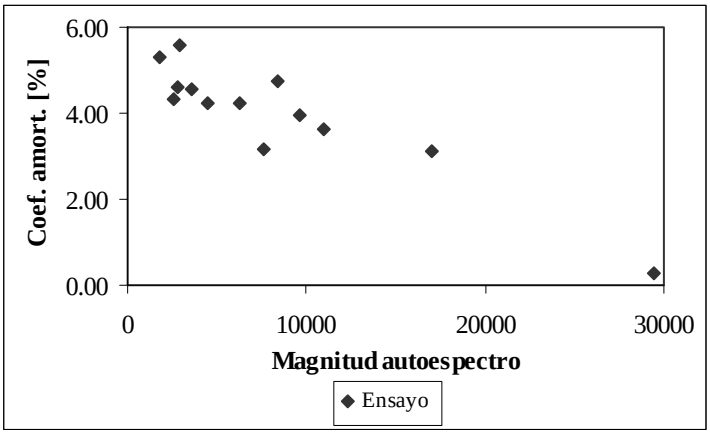

Figura 3-11-a: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 1. Viga metálica.

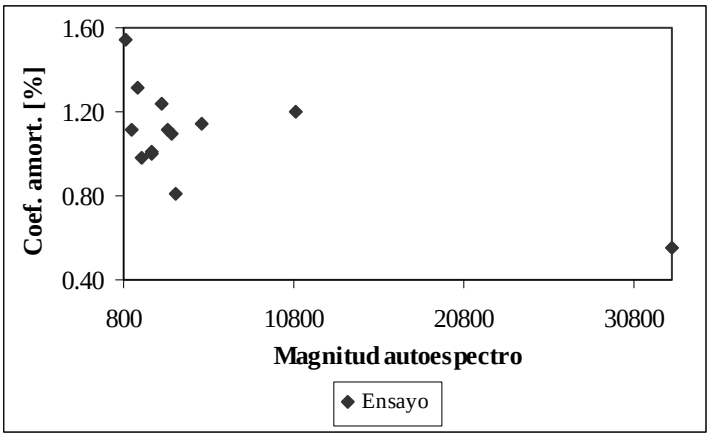

Figura 3-11-b: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 2. Viga metálica.

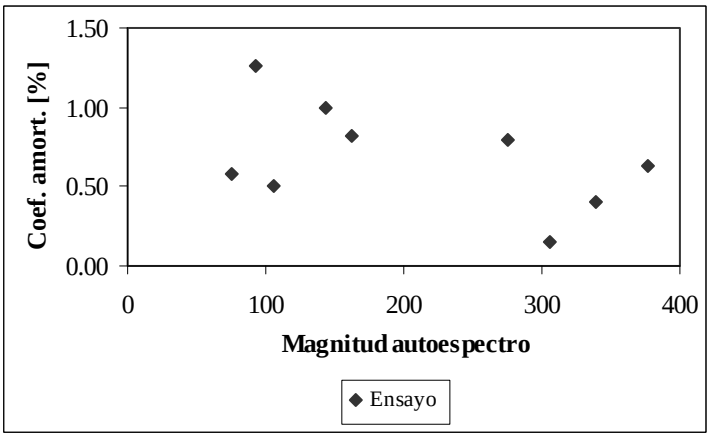

Figura 3-11-c: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 3. Viga metálica.

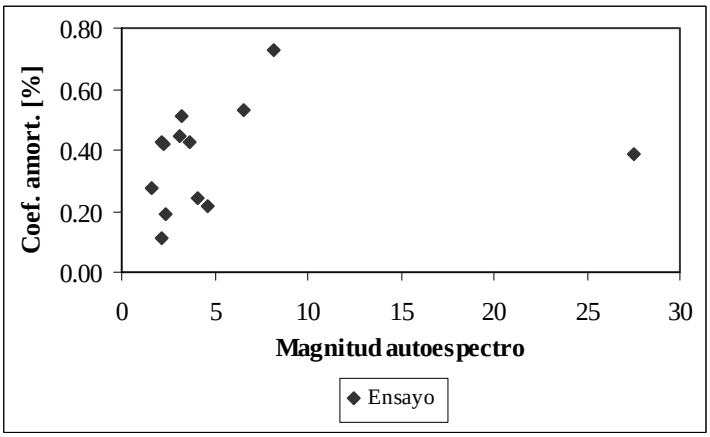

Figura 3-11-d: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 4. Viga metálica.

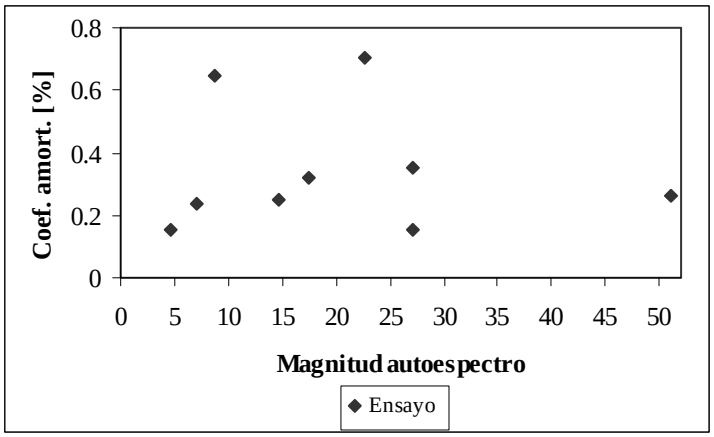

Figura 3-11-e: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 5. Viga metálica.

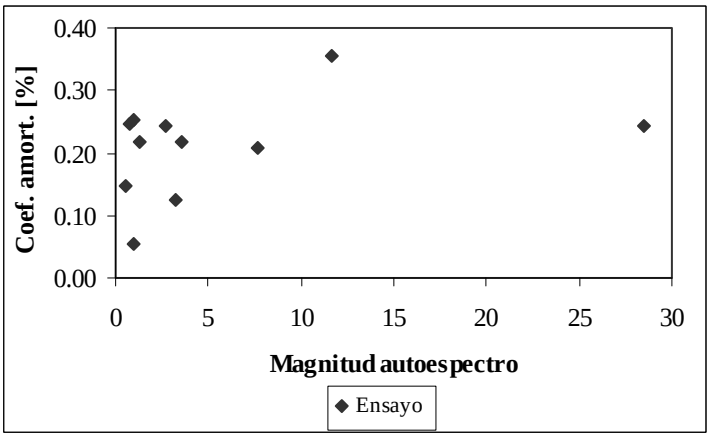

Figura 3-11-f: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 6. Viga metálica.

Teniendo en cuenta la falta de precisión alcanzada para los modos superiores al 3ro, puede indicarse que existe cierta influencia de la magnitud del pico en el coeficiente de amortiguamiento. Según las Figuras 3-10, a medida que aumenta la magnitud de pico, disminuye el coeficiente de amortiguamiento.

d) Formas modales

En las Figuras 3-12 se muestran las formas modales estimadas experimentalmente y teóricas, para los primeros 3 modos de vibración flexional. La forma teórica se grafica según la expresión (A.3.7) que corresponde de un modelo de viga Euler – Bernoulli, simplemente apoyada. En Tabla 3-8 se indican los valores MAC, que corresponden a la comparación entre las formas modales consideradas.

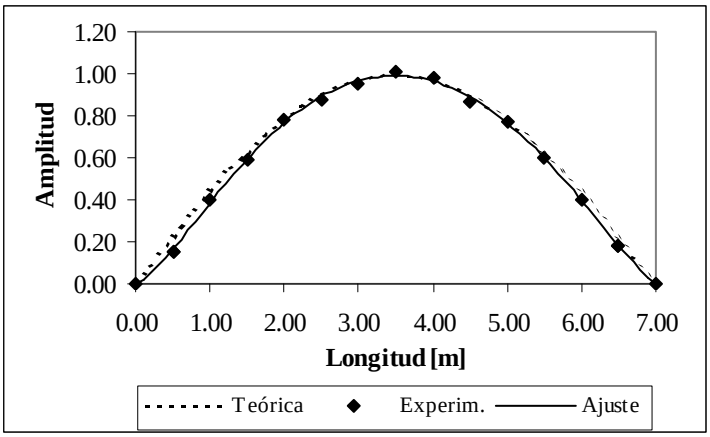

Figura 3-12-a: Forma modal teórica y experimental, modo 1.

Viga metálica simplemente apoyada

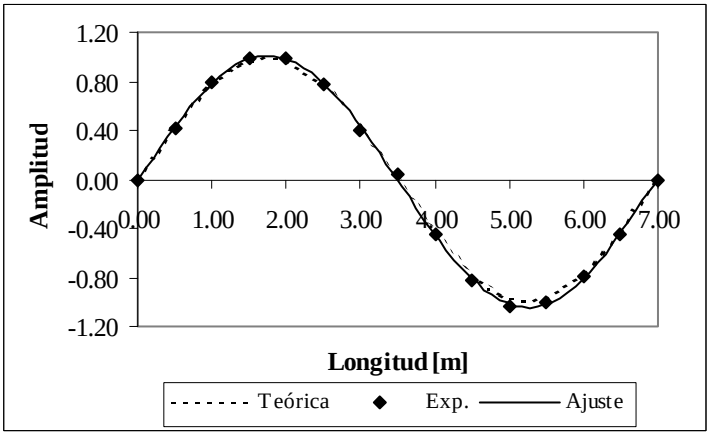

Figura 3-12-b: Forma modal teórica y experimental, modo 2.

Viga metálica simplemente apoyada.

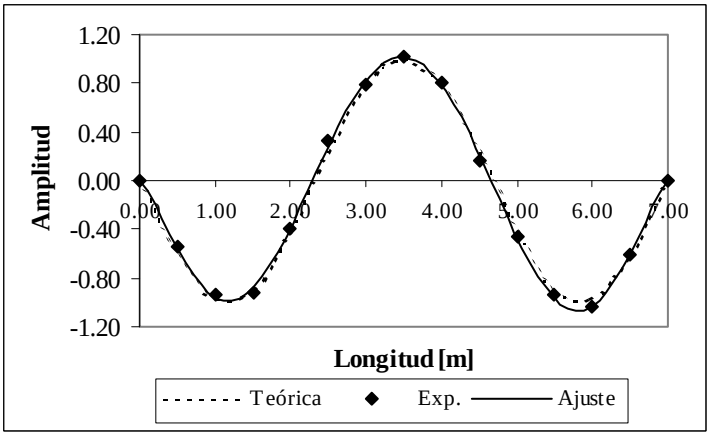

Figura 3-12-c: Forma modal teórica y experimental, modo 3.

Viga metálica simplemente apoyada.

En las formas modales correspondientes al 2do y 3er modo, se observa una mayor diferencia entre la forma experimental y teórica en la segunda mitad de la viga.

	Modo		
	1	**2**	**3**
MAC	0.9985	0.9891	0.9780

Tabla 3-8: Comparación entre forma modal teórica y experimental, mediante el índice MAC.

Según los índice MAC, la mejor correlación entre formas modales experimentales / teóricas, se logra para el primer modo, aunque existe una excelente correlación para los primeros tres modos.

3.3.2 Viga de hormigón armado

a) Características geométricas y mecánicas

En Figura 3-13 se muestra un esquema general de la viga de hormigón armado estudiada (la cual se observa en Figura 3-3), y en Tabla 3-9 se indican las características geométricas y mecánicas generales. Las dimensiones de la sección transversal y la cuantía de armadura, fueron elegidas de acuerdo a otros trabajos de investigación (Peeters,2000, Wahab et al,1999). Para evitar el acoplamiento entre modos flexionales verticales y horizontales, se adoptó un ancho de viga mayor a la altura. La elevada cuantía de armadura permite, posteriormente, hacer ensayos dinámicos con varios niveles de fisuras bien separados.

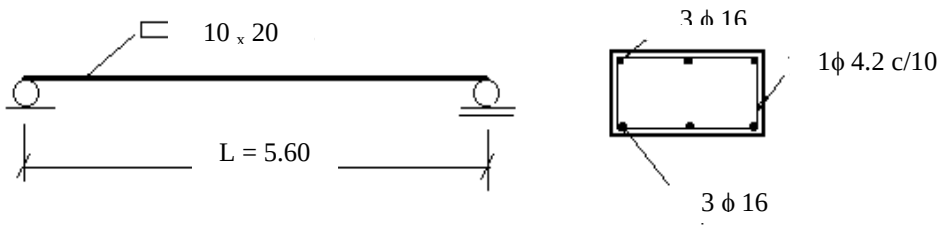

Figura 3-13: Esquema de la viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

Forma		Rectangular		
Materiales		Hormigón		H17
		Acero		ADN 420
Dimensiones	**De la viga**	Longitud		5.60 m
		Alto		10 cm
		Ancho		20 cm
		Sección		200 cm^2
	De la armadura	Longitudinal	Superior	$3\phi16$
			Inferior	$3\phi16$
		De corte		$1\phi4.2\,c/10\,cm$
Propiedades mecánicas		Densidad		2634.665 kg/m^3
		Masa por metro		52.69 kg/m
		Módulo de elasticidad E		1.355 e+07 kN / m^2
		Momento de inercia I		3.031E+03 cm^4

Tabla 3-9: Características geométricas y mecánicas de la viga de hormigón armado.

b) Frecuencias naturales

En Tabla 3-10 se indican los valores de tendencia central $\hat{\mu}$ y dispersión $\hat{\sigma}$ de los primeros 4 valores estimados de frecuencias naturales. En las Figuras 3-14, se muestran los valores obtenidos en cada ensayo, la media, y el intervalo de confianza del 95% respecto a esta última.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**
$\hat{\mu}$	4.55	17.16	38.52	69.77
$\hat{\sigma}$	0.08	0.33	1.26	2.45
CV [%]	1.80	1.91	3.28	3.51

Tabla 3-10: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).
Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

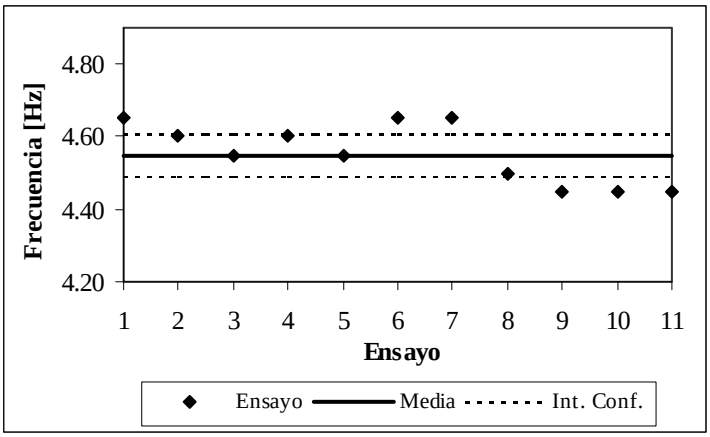

Figura 3-14-a: Frecuencias naturales para el modos 1 (en [Hz]), obtenidas en 11 ensayos. Viga de hormigón armado.

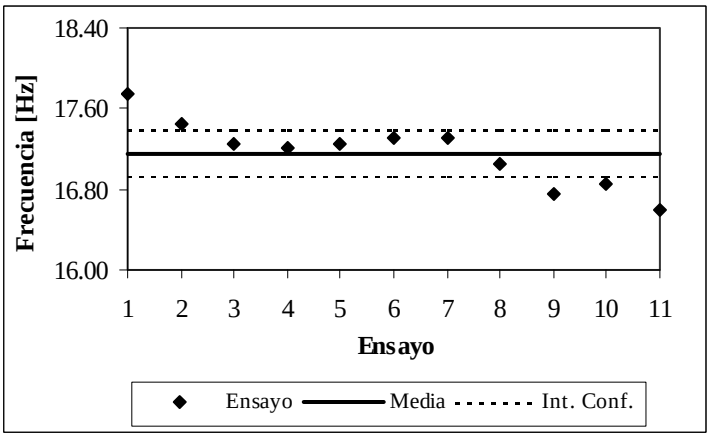

Figura 3-14-b: Frecuencias naturales para el modos 2 (en [Hz]), obtenidas en 11 ensayos. Viga de hormigón armado.

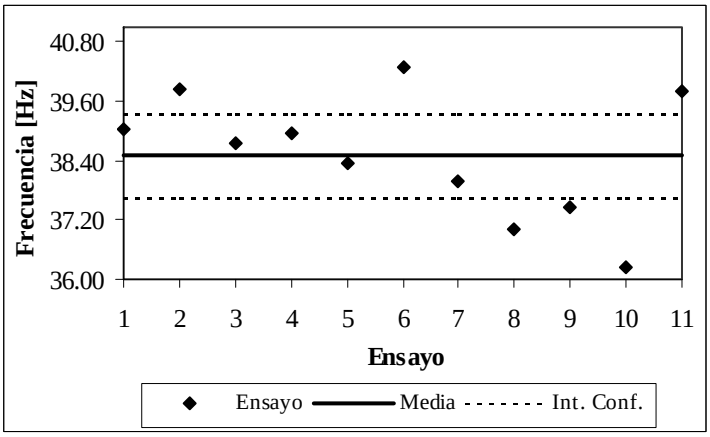

Figura 3-14-c: Frecuencias naturales para el modos 3 (en [Hz]), obtenidas en 11 ensayos. Viga de hormigón armado.

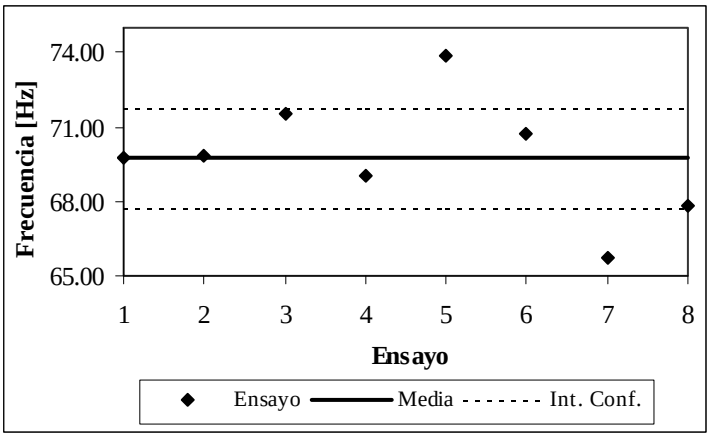

Figura 3-14-d: Frecuencias naturales para el modos 4 (en [Hz]), obtenidas en 8 ensayos. Viga de hormigón armado.

Como en el caso de la viga metálica, se observan valores bajos *CV [%]* y de dispersión por errores aleatorios. También en este caso, los valores de ensayos caen en el intervalo dado por la (3.7). De acuerdo a las Figuras 3-2, existe una gran diferencia entre la magnitud de los picos de los modos más altos, respecto del primero. Esto indica que los modos superiores no fueron suficientemente excitados. El aumento del *CV [%]* para los modos más altos, puede obedecer a la causa mencionada. Un aumento en la magnitud del impacto provocado sobre la viga, podría mejorar la precisión de las frecuencias estimadas, pero también podría dañar la estructura.

En las Figura 3-14 se observa en general, una disminución de las frecuencias naturales con cada ensayo. Esto indica que, pese a las precauciones tomadas, la viga sufrió algún tipo de daño leve luego de cada ensayo dinámico.

Las Figuras 3-15 muestran la influencia de la magnitud de los picos de la función auto espectro, en las variaciones de las frecuencias naturales estimadas.

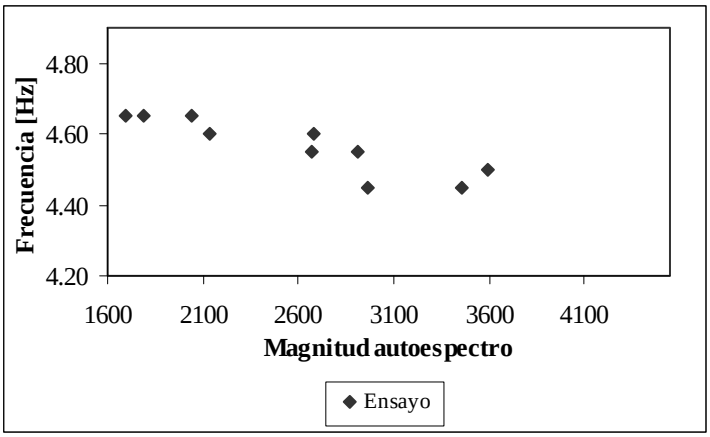

Figura 3-15-a: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 1. Viga de hormigón armado.

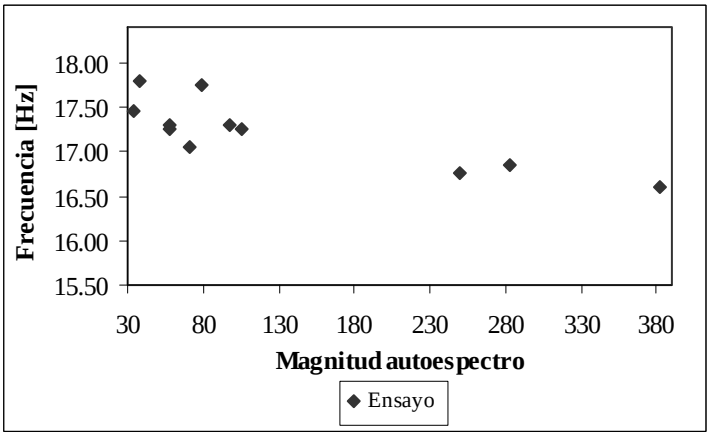

Figura 3-15-b: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 2. Viga de hormigón armado.

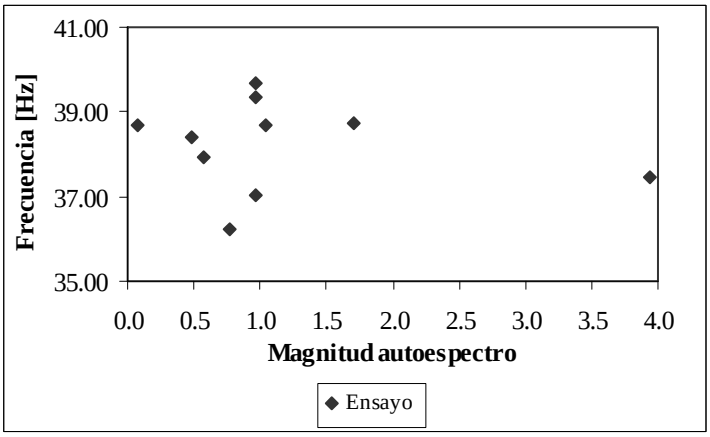

Figura 3-15-c: Variación de la frecuencia estimada con la magnitud del pico. Modo 3. Viga de hormigón armado.

Los resultados anteriores indicarían que mientras mayor sea el impacto de martillo, menor sería la frecuencia estimada. Pero los ensayos de mayor magnitud fueron los últimos de la serie efectuada. Por lo tanto, la disminución de frecuencia se cree debida principalmente al daño provocado, de acuerdo a lo comentado en párrafos anteriores.

En la Tabla 3-11 se establece la relación de las frecuencias naturales respecto a la frecuencia fundamental. También se compara con los valores teóricos dados en Tabla A-3-1.

	n	**1**	**2**	**3**	**4**
$\frac{f_n}{f_1}$	**Teórico**	1.00	4.00	9.00	16.00
	Experimental	1.00	3.77	8.47	15.33

Tabla 3-11: Relación entre las distintas frecuencias naturales, respecto a la frecuencia fundamental.

Las diferencias entre el caso teórico y el experimental que muestra la Tabla 3-11, son similares a las dadas en Tabla 3-3 para el caso de la viga metálica. También como en aquel caso, en estos ensayos no se logró un apoyo simple perfecto.

En la Tabla 3-12 se presentan las frecuencias naturales obtenidas según el modelo de viga Euler – Bernoulli (ecuación (A.3.4)) y los programas DYBEAM y RamAdvanse. El módulo E que hizo mínimas las diferencias con los valores experimentales, fue E = 1.355 e+07 kN / m^2.

Modo	**Euler – Bernoulli (1)**	**DYBEAM (2)**	**Ram Advanse (3)**	**Diferencias [%]**	
				(1) y (2)	**(1) y (3)**
1	4.42	4.51	4.42	2.00	0.02
2	17.68	17.47	17.64	1.20	0.24
3	39.78	38.73	39.53	2.71	0.64
4	70.71	67.42	69.83	4.88	1.24

Tabla 3-12: Valores numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]).

La comparación entre valores numéricos y experimentales es dada en la Tabla 3-13. La diferencia entre la frecuencia fundamental experimental y numérica es nula para E = 1.434 e+07 kN / m^2.

Modo	Euler - Bernoulli	Experimental	Diferencia [%]
1	4.42	4.55	2.86
2	17.68	17.16	3.03
3	39.78	38.52	3.27
4	70.71	69.77	1.35

Tabla 3-13: Comparación entre valores numéricos y experimentales de frecuencias naturales (en [Hz]).

También como en el caso de la viga metálica es posible ajustar el modelo numérico para que se acerque más a las condiciones de la estructura real. Pero esto no se realiza en esta parte, ya que los parámetros dinámicos del modelo numérico no se usan en el proceso de identificación de daño.

c) Coeficientes de amortiguamiento

Los valores de coeficiente de amortiguamiento (tendencia central y dispersión), estimados mediante el método de *half – power bandwidth*, se muestran en la Tabla 3-14.

Modo	1	2	3
$\hat{\mu}$	3.34	1.98	0.83
$\hat{\sigma}$	0.373	0.210	0.099
CV [%]	11.17	10.62	12.01

Tabla 3-14: Tendencia central y dispersión para coeficientes de amortiguamiento (en [%]).

Al igual que en la viga metálica, se tienen valores de *CV [%]* superiores respecto de los valores correspondientes a las frecuencias naturales.

En las Figuras 3-16 se muestra la influencia de la magnitud de los picos de la función auto espectro, respecto a la variabilidad del coeficiente de amortiguamiento estimado. Se observa que a mayor magnitud de impacto, se tendrán mayores valores de coeficiente de amortiguamiento.

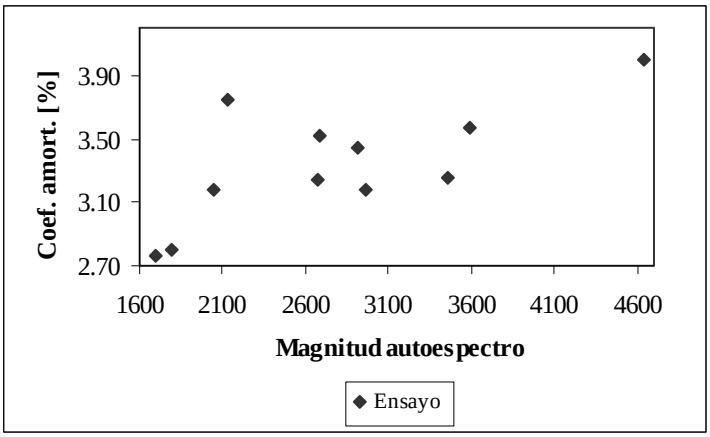

Figura 3-16-a: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 1. Viga de hormigón armado.

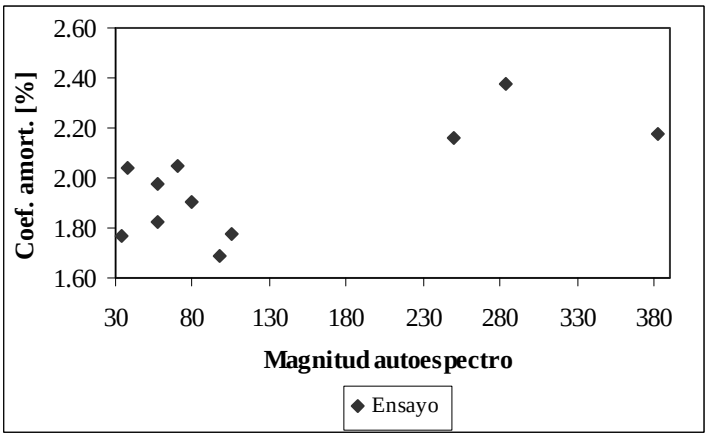

Figura 3-16-b: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 2. Viga de hormigón armado.

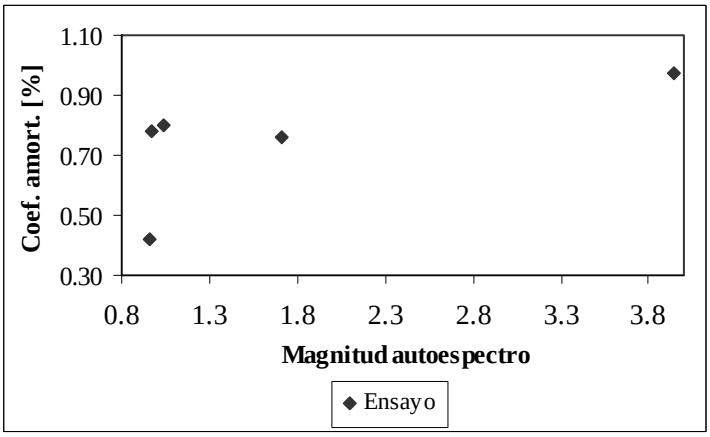

Figura 3-16-c: Variación del coeficiente de amortiguamiento con la magnitud del pico. Modo 3. Viga de hormigón armado.

d) Formas modales

En la Figura 3-17 se muestran las formas modales estimadas experimentalmente y teóricas, para los primeros 3 modos de vibración flexional. La forma teórica se grafica según la expresión (A.3.7) que corresponde de un modelo de viga Euler – Bernoulli, simplemente apoyada. En Tabla 3-16 se indican los valores MAC, que permiten comparar las formas modales consideradas.

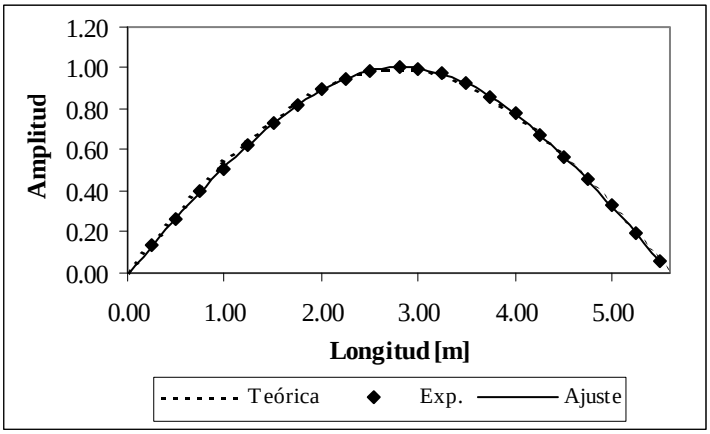

Figura 3-17-a: Forma modal teórica y experimental, modo 1.
Viga de hormigón armado simplemente apoyada.

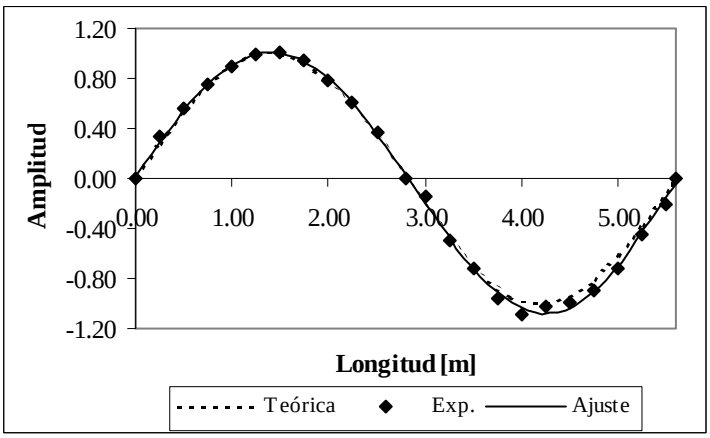

Figura 3-17-b: Forma modal teórica y experimental, modo 2.
Viga de hormigón armado simplemente apoyada.

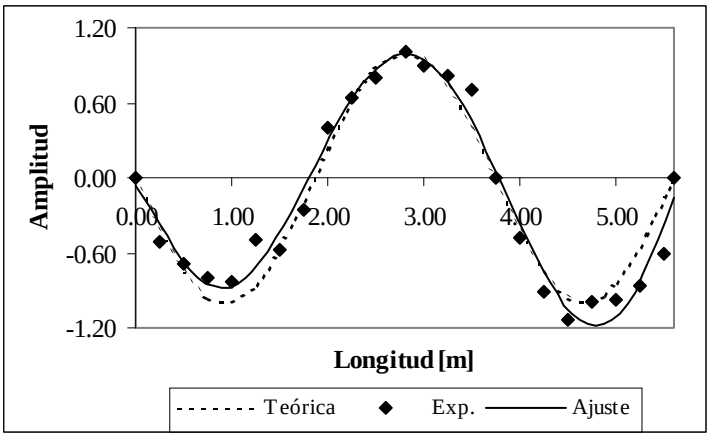

Figura 3-17-c: Forma modal teórica y experimental, modo 3.

Viga de hormigón armado simplemente apoyada.

Para el 2do modo se observa una mayor diferencia entre la forma modal experimental y teórica, en la segunda mitad de la viga. Mientras que para el 3er modo, esas diferencias son mayores respecto a los casos anteriores. Se observa una menor precisión al estimar esta última forma modal, debido a la dificultad de estimar modos superiores en la viga de hormigón.

	Modo		
	1	**2**	**3**
MAC	0.9999	0.9966	0.9429

Tabla 3-16: Comparación entre forma modal teórica y experimental, mediante el índice MAC.

También como en el caso de la viga metálica, los índice MAC indican que la mejor correlación entre formas modales experimentales / teóricas, se da para el primer modo. La estimación de las primeras dos formas modales en este caso, arroja una mejor correlación que en el caso de la viga metálica.

3.4 CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS QUE INFLUYEN EN LA ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES

Los errores aleatorios y sistemáticos que afectan al análisis de señales, se mencionaron en 2.2.2. En esta parte se describe la forma en que se consideraron los mismos en los ensayos experimentales efectuados. Como la identificación de daño se

basa en los cambios de las características dinámicas, es importante establecer cuando estas variaciones se deben a errores de medición, y cuando a modificaciones de las características mecánicas de las estructuras.

3.4.1 Errores aleatorios

El valor medio μ (valor esperado o valor promedio) y la varianza σ permiten representar la tendencia central y dispersión, respectivamente, de un conjunto de datos. En este trabajo, para el análisis de errores aleatorios se calculó el valor medio μ, el desvío estándar σ (raíz cuadrada positiva de la varianza), y el coeficiente de variación *CV* o error aleatorio normalizado (medida relativa de variabilidad). De los ensayos sólo se obtiene un número limitado de valores medidos, por lo tanto se calcularon estimadores de μ, σ y *CV*. Para *N* valores x_i, la (3.8), (3.9) y (3.10) dan las expresiones de los estimadores considerados (Bendat y Piersol, 1986).

$$\hat{\mu}_x = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} x_i \tag{3.8}$$

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_{i=1}(x_i - \hat{\mu}_x)^2} \tag{3.9}$$

$$C\hat{V}_x = \frac{\hat{\sigma}_x}{\hat{\mu}_x}100 \tag{3.10}$$

Valores pequeños de $\hat{\sigma}$ y de $C\hat{V}$, indican una buena estimación del parámetro modal analizado, siempre y cuando el valor medio no esté sesgado.

Estos estimadores fueron aplicados a valores de frecuencias naturales y coeficientes de amortiguamiento tal como se desarrolló en 3.3 . En el caso de formas modales, no se realizó un estudio estadístico de este tipo, pero sí se realizaron comparaciones con las formas modales teóricas, mediante el índice MAC.

3.4.2 Errores sistemáticos

Los errores sistemáticos son los causantes de un sesgo en los valores medios. Errores de este tipo pueden deberse a los efectos de *aliasing* y *leakage*, descriptos en 2.2.2.

- *Aliasing*

Para evitar errores de *aliasing*, las frecuencias máximas a estimar cumplieron con el criterio dado en (2.2). Además en el amplificador, para eliminar las componentes altas de frecuencias no deseadas, se usó un filtro pasa – baja, con frecuencia de corte de 300 Hz.

- *Leakage*

Antes de calcular el FFT a la muestra de la respuesta, se aplicó un filtro o función *hamming* (McConnell, 1995), con objeto de disminuir los efectos de *leakage*. En las Figuras 3-2 se observan espectros de respuesta con y sin filtro. Las gráficas muestran que no existen diferencias significativas entre ambos espectros, lo que indica que la señal original no está afectada por este tipo de error.

3.4.3 Efectos de la temperatura

Para estudiar la variación de las frecuencias naturales con los cambios de temperatura, se hicieron ensayos dinámicos a la intemperie, con la viga metálica simplemente apoyada. La misma estuvo expuesta a la radiación solar, mientras que los valores de temperatura se registraron a la sombra. Durante el período de medición se protegió a los acelerómetros de la luz solar, para evitar incrementos de temperatura que alteraran su sensibilidad. Para disminuir la influencia de modos de vibración torsionales y flexionales laterales, el perfil que constituía la estructura se colocó en posición H. Los ensayos dinámicos se realizaron cada 3 horas, desde las 8:00 a.m. hasta las 11:00 p.m. Durante ese lapso, se registraron variaciones de temperatura en el orden de 10 ºc. Como la excitación de la estructura fue provocada en el centro de la misma, sólo se estiman frecuencias naturales correspondientes a modos impares. En la Tabla 3-17 se indican los valores de tendencia central y dispersión de frecuencias naturales, estimados en cada período de medición. En las Figuras 3-18 se muestran gráficamente los valores de ensayo, valores medio y el intervalo de confianza del 95% respecto a esta última.

	Modo				
Temperatura	**1**	**3**	**5**	**7**	**9**
26,40	1,65	13,52	37,05	72,23	117,53
26,80	1,65	13,45	37,36	72,13	117,15
28,00	1,70	13,57	37,90	73,13	117,57
31,60	1,63	13,37	37,73	72,23	115,60
33,80	1,72	13,45	36,77	72,20	115,50
35,20	1,72	13,48	37,65	73,25	117,57
$\hat{\mu}$	1,68	13,47	37,41	72,53	116,82
$\hat{\sigma}$	0,040	0,068	0,434	0,515	0,997
CV [%]	2,37	0,51	1,16	0,71	0,85

Tabla 3-17: Frecuencias naturales (en [Hz]) con distintas temperaturas (en [ºc]).

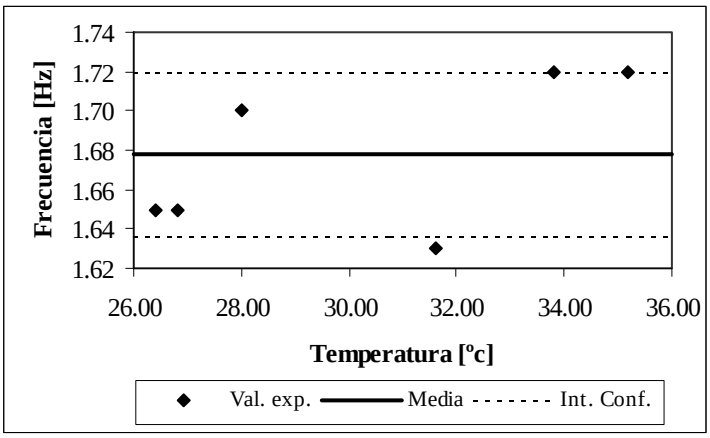

Figura 3-18-a: Variación de la frecuencia natural del modo 1 con la temperatura.

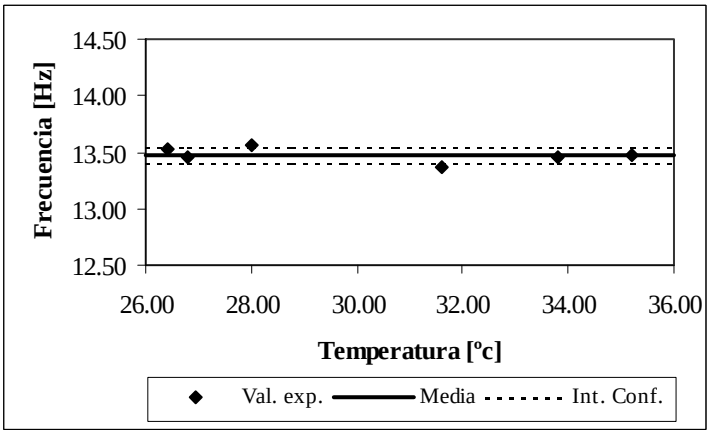

Figura 3-18-b: Variación de la frecuencia natural del modo 3 con la temperatura.

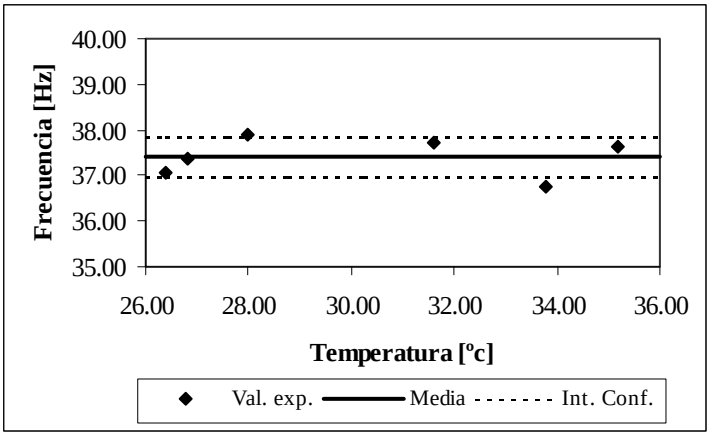

Figura 3-18-c: Variación de la frecuencia natural del modo 5 con la temperatura.

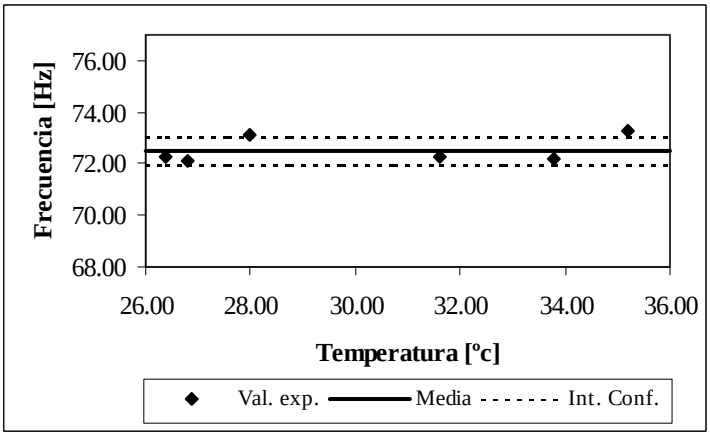

Figura 3-18-d: Variación de la frecuencia natural del modo 7 con la temperatura.

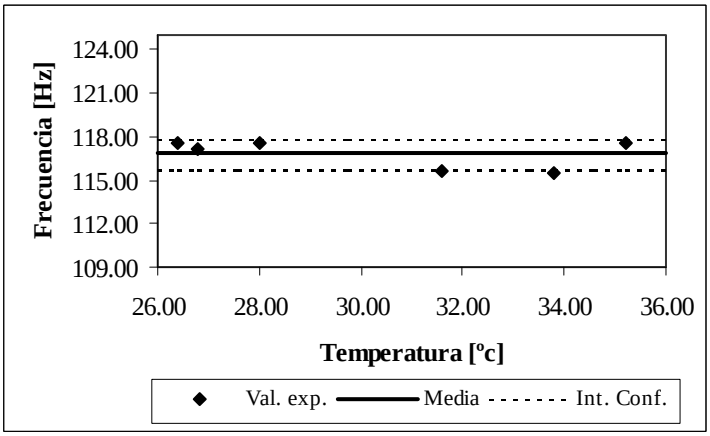

Figura 3-18-e: Variación de la frecuencia natural del modo 9 con la temperatura.

Los resultados obtenidos sólo muestran una variación aleatoria de los valores de frecuencias naturales, respecto de la media, pero no una variación determinada de las frecuencias con la temperatura. Esto implica que en estructuras de laboratorio, los cambios térmicos registrados para temperaturas ambientales altas, no producen alteraciones significativas en las frecuencias naturales.

3.5 DISCUSIÓN Y OBSERVACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos en este Capítulo, puede decirse que el procedimiento de ensayo, el proceso de adquisición de datos - análisis de las señales, y el método detección de pico, resultaron adecuados para estimar frecuencias naturales y formas modales en estructuras de laboratorio.

Anexos al

CAPÍTULO 3

A.3.1 PARÁMETROS MODALES

A.3.1.1 Aspectos teóricos

En esta sección se explicitan las definiciones de frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento, dadas por el análisis teórico de la dinámica clásica.

El análisis modal es el procedimiento que describe el movimiento vibratorio de una estructura a través de los modos de vibración. Es decir que un modelo matemático permite representar el movimiento vibratorio de una estructura. En ese modelo

matemático, las entradas corresponden a las fuerzas de excitación que actúan en la estructura, y las salidas, a las respuestas en distintos puntos de la misma.

El caso de la vibración flexional libre no amortiguada de estructuras de vigas (sistemas con parámetros distribuidos), se puede estudiar con el modelo de Euler – Bernoulli (Clough y Penzien, 1975). En este modelo no se consideran las distorsiones por corte ni las inercias rotacionales. La ecuación de movimiento para vigas prismáticas se da en la ecuación (A.3.1), la cual corresponde al análisis espacial del problema directo, en el dominio del tiempo.

$$EI\frac{\partial^4 v}{\partial x^4}+\overline{m}\frac{\partial^2 v}{\partial t^2}=0 \qquad \text{(A.3.1)}$$

En la (3.1) EI indica la rigidez flexional (dada por el módulo de elasticidad longitudinal E del material de la viga, y por el momento de inercia I de la sección transversal), $\overline{m}$ representa la masa por unidad de longitud, v el desplazamiento de un punto de la estructura (incógnita del problema), x la posición de un punto, y t la variable tiempo.

La solución de la (A.3.1) se puede obtener mediante separación de variables, asumiendo que la solución tiene la forma dada en la (A.3.2). En ella se considera que el movimiento de vibración libre consiste en una forma constante $\phi(x)$, cuya amplitud varía según $Y(t)$.

$$v(x,t)=\phi(x)Y(t) \qquad \text{(A.3.2)}$$

De esta manera, la ecuación diferencial de 4to orden en derivadas parciales (A.3.1), se puede expresar como 2 ecuaciones diferenciales ordinarias, según se indica en la (A.3.3).

$$\phi^{IV}(x)-\mathrm{a}^4\phi(x)=0 \qquad \text{(A.3.3-a)}$$

$$\ddot{Y}(t)+\omega^2 Y(t)=0 \qquad \text{(A.3.3-b)}$$

El parámetro ω corresponde a las frecuencias naturales de la viga [rad/seg], y está dado en la (A.3.4) para los infinitos modos n de una de viga simplemente apoyada, de luz L.

$$\omega_n = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\overline{m} L^4}} \qquad \text{(A.3.4)}$$

La (A.3.5) muestra la relación entre las frecuencias naturales ω y las f en [Hertz].

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \qquad \text{(A.3.5)}$$

En la Tabla A-3-1 se indican las razones entre varias frecuencias naturales y la fundamental (que corresponde a n = 1), para el caso de vigas simplemente apoyadas. El cociente ω_n / ω_1 sólo depende del valor de n y no de las características geométricas o mecánicas de la viga.

n	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
ω_n / ω_1	1	4	9	16	25	36

Tabla A-3-1: Relación ω_n / ω_1 para vigas simplemente apoyadas

La solución de la (A.3.3-a), que corresponde a las formas modales de la estructura para cualquier condición de apoyo, se expresa en la (A.3.6).

$$\phi(x) = A_1 \text{ sen } (a\,x) + A_2 \cos (a\,x) + A_2 \text{ senh } (a\,x) + A_2 \cosh (a\,x) \qquad \text{(A.3.6)}$$

En la anterior, las constantes A_i definen la forma y amplitud de la vibración de la viga. En el caso de vigas simplemente apoyadas, para cada modo n de vibración, se tiene la (A.3.7), donde A_1 es una constante arbitraria.

$$\phi_n(x) = A_1 \text{sen} \frac{n\pi}{L} x \qquad \text{(A.3.7)}$$

Las formas modales indican cual es el movimiento relativo de un grado de libertad respecto a otro. Son también propiedades naturales de la estructura, definidas según el modelo matemático propuesto, y que permiten describir la forma del movimiento vibratorio. Por lo tanto no tienen valor único ni unidad, ya que sólo hacen referencia a una forma. No cambian si se mantienen las propiedades mecánicas de la estructura (masa, rigidez y amortiguamiento) y las condiciones de borde. Además, no dependen de las fuerzas de excitación, por lo que no indican cuanto se mueve realmente la estructura.

Las formas modales se pueden representar por un vector, donde cada número positivo o negativo representa el movimiento relativo en un punto particular de la estructura, y en una dirección específica. Para el movimiento vibratorio no amortiguado, las cantidades del vector modal son números reales. Este tipo de forma modal se denomina forma modal normal o real. En los otros casos, se tendrán vectores modales complejos.

Finalmente, la solución de la (A.3.3-b) se muestra en la (A.3.8), la cual también es función de las condiciones iniciales de velocidad $\dot{\mathrm{Y}}(0)$ y desplazamiento Y(0).

$$Y(t) = \frac{\dot{\mathrm{Y}}(0)}{\omega}\,\mathrm{sen}(\omega\, t) + \mathrm{Y}(0)\cos(\omega\, t) \qquad \text{(A.3.8)}$$

En la ecuación de movimiento (A.3.1) también se puede incluir un modelo de amortiguamiento o pérdida de energía, aunque los parámetros relativos a este modelo no son tan fáciles de determinar como las características de masa o rigidez. En este caso, las ecuaciones dinámicas suelen considerar el coeficiente de amortiguamiento (viscoso) crítico ξ. Este coeficiente establece la relación entre el amortiguamiento real del modo, y el amortiguamiento teórico crítico del mismo.

También se puede plantear la ecuación de movimiento análoga a la (A.3.1), para sistemas con parámetros discretos. La ecuación de movimiento para estos sistemas, consistente en *i* masas conectadas a través de resortes y sometido a vibraciones libres, se describe en la (A.3.9). Esa expresión es una ecuación matricial, donde interviene la matriz de masa **M**, y la matriz de rigidez **K** de la estructura.

$$\mathbf{M}\, v(t) + \mathbf{K}\, v(t) = 0 \qquad \text{(A.3.9)}$$

Para sistemas con parámetros distribuidos, la (A.3.9) se puede considerar como una aproximación discreta respecto de la (A.3.1).

La solución de la ecuación diferencial del modelo discreto (A.3.9), sin amortiguamiento, se puede expresar en forma matricial como un problema de autovalores y autovectores (ecuación (A.3.10)).

$$\mathbf{K}\,\mathbf{\Phi} = \mathbf{M}\,\mathbf{\Phi}\,\mathbf{\Omega}^2 \qquad \text{(A.3.10)}$$

La matriz diagonal de autovalores $\mathbf{\Omega}^2$ contiene las i frecuencias naturales ω_i [rad / seg] del modelo discretizado. En la matriz de autovectores $\mathbf{\Phi}$ se tienen i vectores, llamados vectores modales o formas modales.

A.3.1.2 Aspectos experimentales

En los párrafos siguientes se describe la forma de estimar parámetros modales a partir del método de detección de pico.

a) Características del método detección de pico (PP)

En los ensayos dinámicos los parámetros modales no se miden, sino que se derivan de algún análisis aproximado de las mediciones logradas. En la presente Tesis, las mediciones son analizadas según uno de los métodos en el dominio de la frecuencia, basados en la función densidad espectral de potencia (f.d.e.p.). Este método, denominado detección de pico, ha sido muy usado en ingeniería civil, debido a su simplicidad y rapidez de procesamiento.

El método PP sólo puede aplicarse a estructuras con bajo coeficiente de amortiguamiento, y con frecuencias naturales bien separadas. Si no se cumplen estas hipótesis, se puede llegar a resultados erróneos.

Peeters (2000) presenta una justificación teórica del PP. Las ecuaciones que permiten fundamentar el método, se deducen a partir de un modelo estado – espacio continuo en el tiempo, transformado al dominio de la frecuencia. Con ellas se logra expresar la f.d.e.p. de la respuesta como suma de las contribuciones modales. Luego se establece la relación de la f.d.e.p. mencionado con cada uno de los parámetros modales.

b) Función densidad espectral de la respuesta

Como el método PP se basa en la f.d.e.p., es necesario conocer la determinación de la misma. En esta parte se mencionan algunos aspectos relacionados con ella.

Los procesos aleatorios se caracterizan a través de sus estructuras de probabilidad. Así, para dos procesos aleatorios estacionarios $\{x_k\ (t)\}$ y $\{y_k\ (t)\}$, se pueden definir las funciones covarianza, como la esperanza E de los productos mostrados en la (A.3.11).

$$R_{xx}(\tau) = E\,[x_k(t)\,x_k(t+\tau)] \qquad \text{(A.3.11-a)}$$

$$R_{yy}(\tau) = E\,[y_k(t)\,y_k(t+\tau)] \qquad \text{(A.3.11-b)}$$

$$R_{xy}(\tau) = E\,[x_k(t)\,y_k(t+\tau)] \qquad \text{(A.3.11-c)}$$

Al aplicar la transformada de Fourier a ambos lados de la (A.3.11) queda definida la f.d.e.p. (para otras formas equivalentes de definir estas funciones ver Bendat y Piersol, 1986). De esta manera se obtienen las funciones de densidad auto espectral de $\{x_k(t)\}$ y $\{y_k(t)\}$, y la función de densidad espectral cruzada entre $\{x_k(t)\}$ y $\{y_k(t)\}$, que se indican en (A.3.12).

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau)\; e^{-i2\pi\omega\tau}\; d\tau \qquad \text{(A.3.12-a)}$$

$$S_{yy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{yy}(\tau)\; e^{-i2\pi\omega\tau}\; d\tau \qquad \text{(A.3.12-b)}$$

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau)\; e^{-i2\pi\omega\tau}\; d\tau \qquad \text{(A.3.12-c)}$$

Si las respuestas $a_k(t)$ que se obtienen en distintos puntos k de una estructura sometida a vibraciones, constituyen un proceso aleatorio estacionario $\{a_k(t)\}$, podrán aplicarse las ecuaciones anteriores. De esta manera se obtendrán las funciones de densidad auto espectral para cada respuesta, y las funciones de densidad espectral entre las distintas respuestas. Estas funciones sirven de base para estimar los parámetros modales en el método PP.

Pero las respuestas $a_k(t)$ que se obtienen en los ensayos dinámicos, son muestras discretas de duración T segundos ($0 \le t \le T$), según se explicara en 2.2.2. Por lo tanto, para obtener las f.d.e.p., no se puede trabajar con la transformada continua de Fourier sino con la transformada discreta de Fourier para tiempo finito. Por consiguiente, dada las características de los datos obtenidos en ensayos dinámicos, las f.d.e.p. no se determinan con las (A.3.12), sino que se deben estimar de manera aproximada.

Una de las técnicas más populares para estimar f.d.e.p., está dada por el método de Welch (Peeters, 2000). Otras técnicas pueden encontrarse en Bendat y Piersol, 1986.

En el método de Welch, la f.d.e.p. se estima como el producto entre la transformada discreta de Fourier de la respuesta discretizada en el tiempo ($A(f_k)$), por su transpuesta conjugada($A^{\mathrm{T}}(f_k)$). Ese producto se escala según la norma cuadrado de la función filtro w usada para evitar *leakage* (según se mencionó en 2.2.2). La expresión de esta f.d.e.p. estimada para $a(t)$ se da en (3.13), para $k = 0, 1, 2, \ldots, (N\text{-}1)$.

$$\hat{S}_a(f_k) = \frac{1}{\sum_{q=0}^{N-1} \left| w_q \right|^2} A(f_k)\ A^{\mathrm{T}}(f_k) \qquad \text{(A.3.13)}$$

En la (3.13) si $A(f_k)$ y $A^{\mathrm{T}}(f_k)$ corresponden a la misma respuesta, se tiene una estimación del auto espectro; si en cambio se refieren a respuestas distintas, se obtiene una estimación del espectro cruzado. En una estructura donde se midan las respuestas en distintos puntos, se podrá estimar una matriz de espectro. Esa matriz tendrá los auto espectros en la diagonal principal, y los espectros cruzados en los otros elementos.

c) Transformada de Fourier

Para estimar la f.d.e.p. según el método de Welch, es necesario calcular la transformada discreta de Fourier de la respuesta de la estructura en un punto. Por ello, en esta parte se dan algunas características de esta transformada.

La transformada de Fourier de rango infinito $A(f)$, de una función $a(t)$ continua y de valores reales o complejos, se define la (A.3.14).

$$A(f) = \int_{-\infty}^{\infty} a(t)\ e^{-i2\pi\omega t}\ dt \qquad \text{(A.3.14)}$$

Teóricamente, la transformada $A(f)$ no existe para un $a(t)$ que represente un proceso aleatorio estacionario, cuando se usan límites infinitos (Bendat y Piersol, 1986). Sin embargo, si los límites se restringen a un intervalo de tiempo infinito de $a(t)$, ($0 \le t \le T$), la transformada de Fourier de rango finito existe, y se define según la (A.3.15).

$$A(f,T) = \int_{0}^{T} a(t)\ e^{-i2\pi\omega t}\ dt \qquad \text{(A.3.15)}$$

Una muestra discreta de $a(t)$, representada por N valores igualmente espaciados según un intervalo de tiempo Δt, se indica en (A.3.16) para $n = 0, 1, 2, \ldots, (N-1)$.

$$a_n = a\,(n, \Delta t) \tag{A.3.16}$$

Para una frecuencia arbitraria f, la versión discreta de la (A.3.15) es la (A.3.17).

$$A(f,T) = \Delta t \sum_{n=0}^{N-1} x_n \; e^{-i\,2\pi\omega n\,\Delta t} \; dt \tag{A.3.17}$$

Al definir los valores de frecuencias discretas según (A.3.18), para $k = 0, 1, 2, \ldots, (N-1)$:

$$f_k = \frac{k}{T} = \frac{k}{N\,\Delta t} \tag{A.3.18}$$

los valores transformados, dados por las componentes de Fourier A_k para las frecuencias f_k, se muestran en la (A.3.19) para $k = 0, 1, 2, \ldots, (N-1)$.

$$A_k = \frac{A(f_k)}{\Delta t} = \sum_{n=0}^{N-1} a_k \; e^{\left[-j\frac{2\pi k n}{N}\right]} \tag{A.3.19}$$

El método de la transformada rápida de Fourier (FFT), es un algoritmo que permite calcular las cantidades A_k. Es decir, el algoritmo FFT realiza la transformada discreta de Fourier sobre un número finito de muestras en el dominio del tiempo. Transforma N muestras de datos en el dominio del tiempo (valores reales) en $N/2$ muestras de datos en el dominio de la frecuencia (valores complejos). El resultado es un espectro de longitud finita, discretizado. En este trabajo se aplicó el FFT a las muestras en el dominio del tiempo, obtenidas de los ensayos dinámicos, según un algoritmo del programa HP VEE (1998). Los resultados fueron verificados con el programa MATLAB 5.3 (1999).

CAPÍTULO 4

IDENTIFICACIÓN DEL DAÑO EN ESTRUCTURAS DE LABORATORIO

4.1 INTRODUCCIÓN

En el Capítulo 3 se presentaron las características dinámicas de las vigas metálicas y de hormigón armado, usadas para el estudio experimental de esta Tesis. Tales características se refieren a la condición de estructura sana o sin daño, y constituyen el estado de referencia. En este Capítulo se analizan las características dinámicas de las vigas mencionadas, luego de ser sometidas a distintos tipos de daño. El objetivo de ese análisis, fue identificar el daño a través del cambio en las propiedades dinámicas de las estructuras consideradas. Se desarrolló un procedimiento experimental

para detectar si ha ocurrido o no daño en la estructura, y determinar su probable ubicación (nivel II de identificación de daño, según Capítulo 1). Los resultados obtenidos con un modelo experimental de identificación de daño, pueden usarse también para calibrar modelos analíticos.

El daño fue provocado artificialmente en las vigas ensayadas. Para su ejecución se tomaron como base otros trabajos de investigación (Genovese et al, 2000, Peeters, 2000, Maeck et al, 2000). La magnitud del daño provocado, tuvo por objeto evaluar el rendimiento y las limitaciones del método propuesto, de una manera general. Nuevos estudios se podrían realizar con una amplia variedad de tipos y magnitudes de daño, con la finalidad de definir el rango específico de aplicación del método propuesto.

Este Capítulo se desarrolla bajo la hipótesis de que existe una relación precisa y confiable entre el daño en una estructura y sus propiedades dinámicas, y que es posible encontrar esa relación a partir de estudios experimentales.

4.2 INDICADORES DE DAÑO

La identificación del daño se orientó según las técnicas basadas en la respuesta, las cuales relacionan directamente el daño con los cambios en las propiedades dinámicas. Así, para detectar y localizar daño, se consideraron las variaciones tanto de frecuencias naturales como de formas modales. Los parámetros modales considerados, fueron estimados de acuerdo al procedimiento indicado en 3.2.1, y siempre se refieren a la vibración flexional vertical de las estructuras. Por las razones expuestas en 2.3.2, no se tuvo en cuenta la variación del coeficiente de amortiguamiento.

4.2.1 Variación de frecuencias naturales

Para detectar el deterioro, se evaluaron los cambios producidos en los valores medios de frecuencias naturales, luego de provocar cada escenario de daño. Se analizaron tanto las variaciones de cada estado de la viga respecto de la condición sana, como así también las variaciones registradas entre un estado de daño y el anterior. La comparación de valores medios se efectuó de acuerdo a un intervalo de confianza del 95% del valor verdadero μ, relativo a la frecuencia natural tomada como base (calculado según la (3.6)). Así, si un intervalo de confianza no se superpone con el de

comparación, se supone que las variaciones de frecuencias naturales son estadísticamente relevantes; es decir, que no son causadas por errores aleatorios.

Con objeto de determinar los modos que más se ven afectados por el daño, se analizaron las variaciones registradas en los valores medios. Para poder realizar una comparación entre los distintos modos, se trabajó con frecuencias relativas. Estas se calcularon mediante la relación entre cada frecuencia, y la correspondiente a la estructura sana.

4.2.2 Variación de la curvatura modal

Con objeto de localizar el daño se consideraron las variaciones en las formas modales. Los gráficos de las formas modales para la condición sana y dañada, permiten visualizar las diferencias entre ambos estados. Pero, de acuerdo a 2.3.2, existen magnitudes relacionadas con estas formas, que son más sensibles al daño. Por ello, en este trabajo se consideró como indicador de la ubicación del daño, a los cambios de curvatura modal. Este procedimiento sólo se puede aplicar a estructuras sometidas principalmente a esfuerzos de flexión.

El cálculo de la curvatura modal (expresada en (2.5)), se puede hacer de una forma simple y directa, mediante la aproximación por diferencia central. Así la curvatura modal ϕ''_{ji} en un punto *j* de la estructura y para el modo *i*, se obtiene según la (4.2), en función de las amplitudes modales ϕ_j estimadas experimentalmente, y de la separación h entre los puntos medidos.

$$\phi''_{ji} = \left[\frac{\phi_{j+1} - 2\phi_j + \phi_{j-1}}{h^2} \right]_i \tag{4.1}$$

En una primer fase, para suavizar la forma modal estimada experimentalmente, se realizó un ajuste de curva mediante polinomios de 6to grado. Pero luego se comprobó que tal ajuste suavizaba también las alteraciones producidas por el daño. Por ello, finalmente se estimaron curvaturas a partir de las formas modales originales. Una estimación más precisa de la curvatura modal, donde se filtran los errores experimentales y se suaviza la forma modal experimental, puede encontrarse en Maeck et al, 2000 (técnica descripta en 2.3.2).

Luego de calcular la curvatura modal de la viga en su estado actual, se determina la diferencia con la curvatura en el estado de referencias (estructura sana). De esta manera se obtiene el cambio de curvatura *CC* en cada punto *j* y para cada modo *i*, según la (4.3).

$$CC_{ji} = \phi''_{jI}{}^{actual} - \phi''_{ji}{}^{referencia} \tag{4.2}$$

Como en la zona de daño el cambio de curvatura modal es mayor, la variación de la misma a lo largo de la estructura, permite localizar daño. De esta manera, los picos en la curva CC_{ji} - posición *j*, indican zonas probables de daño. En estos gráficos hay que tener en cuenta que, como las formas modales estimadas no son perfectamente uniformes y están afectadas de errores de medición, pueden aparecer picos que no corresponden a zonas dañadas. Para evitar este problema, es conveniente estimar varias amplitudes modales para cada punto medido. Luego, se puede definir la magnitud de pico que probablemente corresponde a daño, de acuerdo a un *CC* estadísticamente normalizado (Peterson et al, 2001). También se tiene una menor precisión en el cálculo de *CC* en las zonas cercanas a los apoyos y a puntos nodales, donde las amplitudes son pequeñas y, por lo tanto, más difíciles de estimar con precisión. Por esta razón, en las gráficas que aparecen en las secciones 4.3 y 4.4, no se estimaron curvaturas modales en los extremos de las vigas.

Como el daño afecta de manera diferente a cada modo, según su ubicación y severidad, es conveniente analizar el cambio de curvatura en cada uno de ellos. Además, es necesario considerar la variación conjunta de todos los modos. Para ello se puede definir el factor de curvatura modal (FCM_j) dado en la (4.4), que promedia las variaciones de CC_{ji} en cada punto *j*, según los *Nmod* modos considerados (Wahab y De Roeck, 1999).

$$FCM_j = \frac{1}{Nmod} \sum_{i=1}^{N\,\mathrm{mod}} CC_{ji} \tag{4.3}$$

Los picos de la curva FCM_j - posición *j*, también indican zona probable de daño. En las gráficas de las secciones 4.3 y 4.4 se representan factores *FCM* normalizados (se dividió cada valor FCM_j por el $FCM_{j\,máx}$). Esta normalización se

realizó después de verificar que no existía relación entre la magnitud del pico y la importancia del daño.

En las partes siguientes de este Capítulo, se analizan los resultados experimentales obtenidos.

4.3 DAÑO EN VIGA METÁLICA

4.3.1 Características del daño

La viga metálica fue sometida a dos escenarios de daño. Uno de ellos, denominado daño menor, consistió en eliminar un sector del ala superior de la viga. Para el otro escenario (denominado daño mayor), se eliminó el ala superior e inferior de un sector del perfil metálico, tal como se observa en Figura 4-1 (para evitar pandeo lateral se colocaron alas a la altura del eje neutro). Las características geométricas del daño provocado, se indican en Tabla 4-1. En esa Tabla, también se establece la disminución de área y de momento de inercia debidas al daño. Además, se indica la disminución de capacidad admisible, referida a una carga uniformemente distribuida actuando sobre la viga (suponiendo que está impedido tanto el pandeo lateral como el torsional).

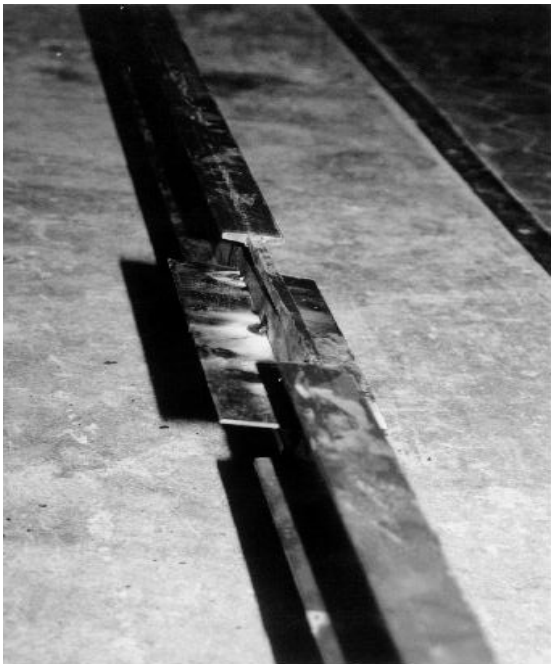

Figura 4-1: Ejemplo de escenario de daño producido en viga metálica (daño mayor).

		Daño menor	Daño mayor
Característica		Eliminación ala superior	Eliminación ala superior e inferior
Longitud de zona dañada		15 cm	25 cm
Posición del daño		Desde cota 1.75 a 1.90 m.	Desde cota 1.65 a 1.90 m.
Disminución de área [%]		32.7	65.4
Disminución de I [%]		39.3	60.7
Disminución de la carga admisible [%]	**En la sección dañada**	39.6	79.29
	En la viga	37.7	75.4

Tabla 4-1: Características del daño provocado en la viga metálica.

Los indicadores de daño (frecuencias naturales y curvaturas modales), para ambos escenarios de daño, se presentan en 4.3.2 y 4.3.4.

4.3.2 Variaciones en las frecuencias naturales

En Tablas 4-2 y 4-3 se indican los valores de tendencia central $\hat{\mu}$ y dispersión $\hat{\sigma}$ de los primeros 6 valores estimados de frecuencias naturales, para la viga con daño menor y mayor, obtenidos luego de 13 ensayos. Mientras que en la Tabla 4-4 se pueden comparar los *CV[%]* obtenidos en cada caso.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$\hat{\mu}$	5.45	20.55	47.24	82.33	128.08	182.06
$\hat{\sigma}$	0.05	0.04	0.90	5.18	0.91	1.95
CV [%]	0.99	0.20	1.90	6.30	0.71	1.07

Tabla 4-2: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga metálica simplemente apoyada, con daño menor.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$\hat{\mu}$	5.22	19.6	45.48	79.57	123.31	174.22
$\hat{\sigma}$	0.07	0.05	0.30	1.97	1.30	2.45
CV [%]	1.33	0.26	0.66	2.47	1.05	1.41

Tabla 4-3: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]). Viga metálica simplemente apoyada, con daño mayor.

Modo	1	2	3	4	5	6
Sana	2.47	0.31	1.23	3.83	0.57	1.36
Daño menor	0.99	0.20	1.90	6.30	0.71	1.07
Daño mayor	1.33	0.26	0.66	2.47	1.05	1.41

Tabla 4-4: Coeficiente de variación *CV[%]*.Viga metálica simplemente apoyada.

En la Tabla 4-5 y 4-6 se comparan los valores de frecuencias naturales estimados experimentalmente con los que surgen de un modelo numérico (resuelto en el programa RamAdvanse), para el caso de daño menor y mayor respectivamente. En el modelo numérico el daño se simuló colocando elementos en la zona dañada con iguales características mecánicas que en el caso real.

Modo	Exp.	EF	Diferencia [%]
1	5.45	5.40	-0.89
2	20.55	21.44	4.31
3	47.24	48.52	2.71
4	82.33	86.73	5.34
5	128.08	133.51	4.24
6	182.06	189.04	3.83

Tabla 4-5: Valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales. Viga metálica con daño menor.

Modo	Exp.	EF	Diferencia [%]
1	5.22	5.17	-1.05
2	19.60	19.99	1.98
3	45.48	47.28	3.96
4	79.57	86.81	9.09
5	123.31	128.37	4.10
6	174.22	179.53	3.05

Tabla 4-6: Valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales. Viga metálica con daño mayor.

Las frecuencias naturales correspondientes al 4to modo, son las que presentan mayor dispersión. Esto indica que el método PP no pudo determinar con precisión este modo o que, en los ensayos dinámicos, el mismo no fue suficientemente excitado. En

todos los casos, la menor dispersión en la estimación de frecuencias, se alcanzó para el 2do modo.

La Tabla 4-7 presenta las diferencias porcentuales entre frecuencias naturales de viga sana y dañada.

	Diferencia respecto a viga sana [%]	
Modo	**Daño menor**	**Daño mayor**
1	-2.3	-6.5
2	-2.4	-6.9
3	-0.8	-4.5
4	2.8	-0.6
5	-1.3	-5.0
6	0.3	-4.0

Tabla 4-7: Diferencia en %, entre frecuencias naturales de estructura sana y dañada. Viga metálica simplemente apoyada.

En general, se tiene una disminución de frecuencias respecto a la viga sana (indicada por el signo – en la Tabla 4-7). En el caso de viga con daño mayor, la frecuencia media del modo 4 y 6 es superior al valor correspondiente a la viga sana. La menor precisión alcanzada al estimar estos modos, según se desprende de Tabla 4-4, puede ser la causa de este comportamiento particular. Los primeros 2 modos presentan una disminución similar de frecuencias, del 2.3% para el caso de daño menor y del 6.7 % en el caso de daño mayor. Para ambos escenarios de daño se presenta una disminución mayor de frecuencia en el caso del 2do modo, el cual posee la zona de amplitud modal máxima en la zona de daño.

En la Tabla 4-8 se presentan los intervalos de confianza del 95%, para los valores medios correspondientes a cada tipo de daño. Esa Tabla, hace posible la comparación de los valores de cada tipo de daño, respecto a la situación anterior (Tabla 4-9).

	Modo 1		Modo 2		Modo 3	
	Inf.	**Sup.**	**Inf.**	**Sup.**	**Inf.**	**Sup.**
Sana	5.50	5.66	21.01	21.09	47.27	47.98
D. menor	5.42	5.48	20.53	20.57	46.70	47.79
D. mayor	5.18	5.26	19.57	19.63	45.30	45.67

Tabla 4-8-a: Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

	Modo 4		Modo 5		Modo 6	
	Inf.	**Sup.**	**Inf.**	**Sup.**	**Inf.**	**Sup.**
Sana	78.19	81.91	129.29	130.19	179.99	182.98
D. menor	78.62	86.03	127.50	128.66	180.88	183.24
D. mayor	78.16	80.97	122.52	124.09	172.74	175.71

Tabla 4-8-b: Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

Modo		**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
¿El lím. superior del intervalo de confianza está por debajo del lím. Inferior, respecto a la situación anterior de la viga?	**D. menor**	Sí	Sí	No	No	Sí	No
	D. mayor	Sí	Sí	Sí	No	Sí	Sí

Tabla 4-9: Comparación entre frecuencias naturales obtenidas en cada escenario de daño, respecto al anterior.

En las Figuras 4-2 se observa gráficamente la evolución de frecuencias naturales en los distintos estados de la viga, considerando los valores medios obtenidos en los ensayos.

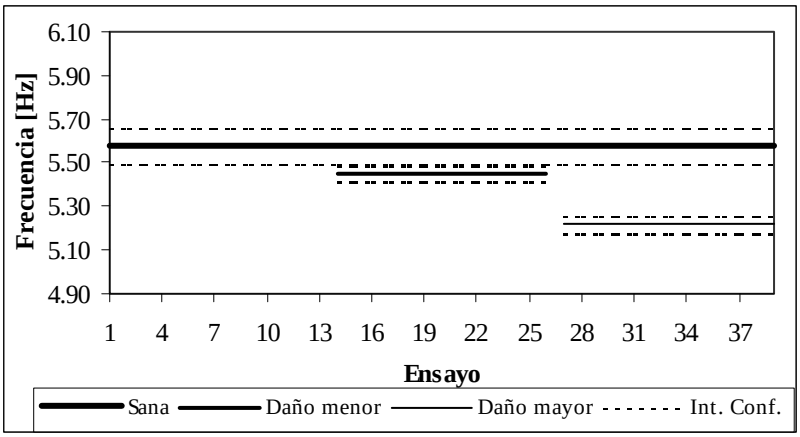

Figura 4-2-a: Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 1.

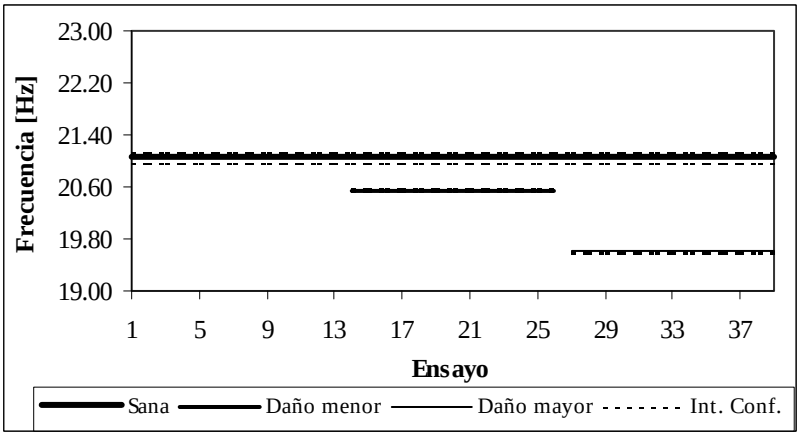

Figura 4-2-b: Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 2.

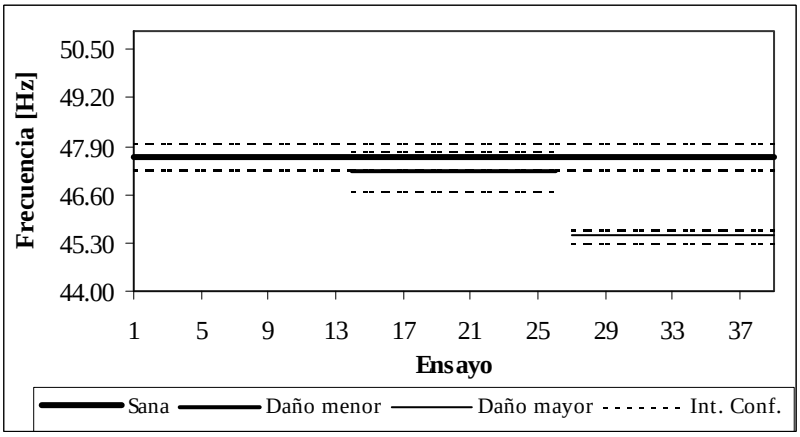

Figura 4-2-c: Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 3.

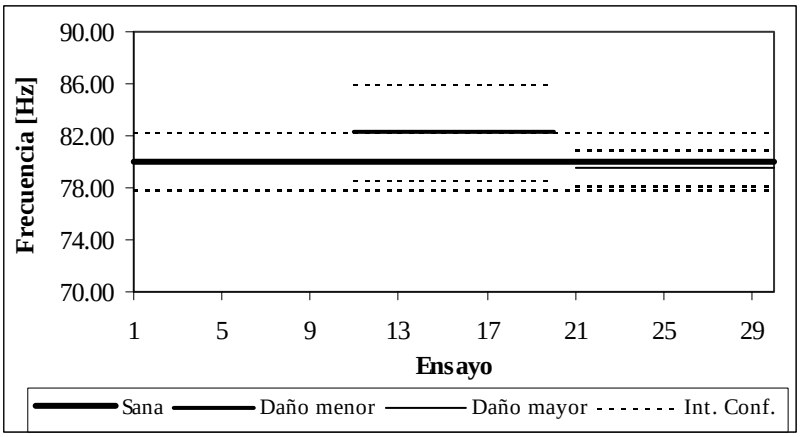

Figura 4-2-d: Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 4.

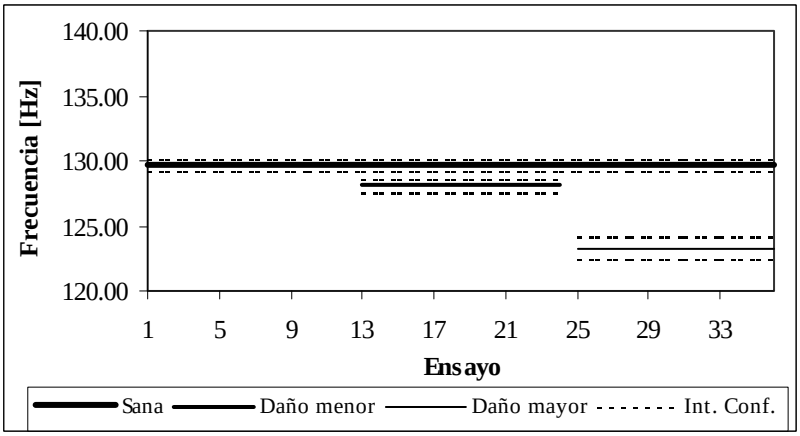

Figura 4-2-e: Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 5.

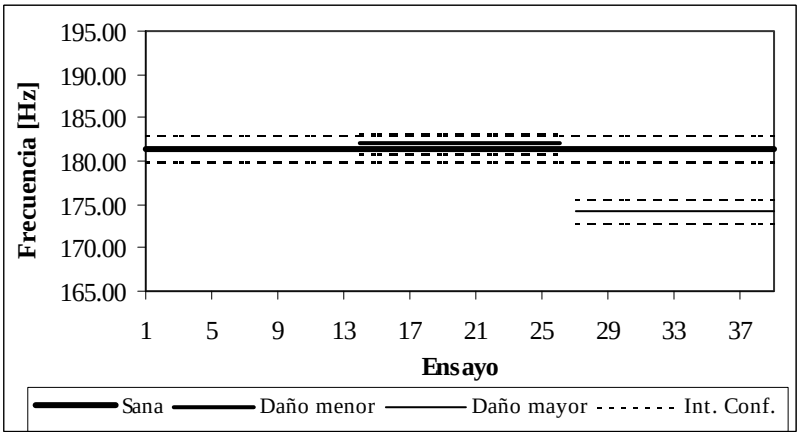

Figura 4-2-f: Evolución del daño en la viga metálica, según valores medios. Modo 6.

De acuerdo a la Tabla 4-9, las variaciones de frecuencias según los modos 1,2 y 5, se pueden considerar estadísticamente relevantes, para los dos escenarios de daño analizados. Esto indica la alta probabilidad de la existencia de daño en ambos casos (nivel I de identificación de daño, según Capítulo 1). Los modos 3 y 6 sólo presentan una variación estadísticamente relevante en el caso de daño mayor; mientras que el 4to modo no registró una variación de este tipo para ningún caso de daño. Esta diferencia entre los modos 1,2 y 5 respecto a los modos 3,4 y 6 puede explicarse en función de la precisión alcanzada para estimar cada modo. Así, los primeros modos mencionados, poseen un *CV[%]* menor al 1%. Las observaciones anteriores indican que si se logra una buena precisión en la estimación de frecuencias, se pueden detectar variaciones de frecuencias naturales producidas por el daño, menores al 5 %. Pero es necesario considerar varios modos, y analizar diversos resultados de ensayos.

La Figura 4-3 muestra la evolución de las frecuencias relativas para los distintos modos, luego de cada escenario de daño. Como se indicó en el análisis de la Tabla 4-7, se observa que la mayor disminución de frecuencia se produce en el modo 2, seguido luego por el modo 1. El modo 3 y 5 también presentan una disminución en el valor de frecuencia, pero no tan marcada como en los casos anteriores. En los modos 4 y 6 se observa un aumento de frecuencia para el caso de daño menor, debido seguramente a las imprecisiones registradas al estimar estos modos.

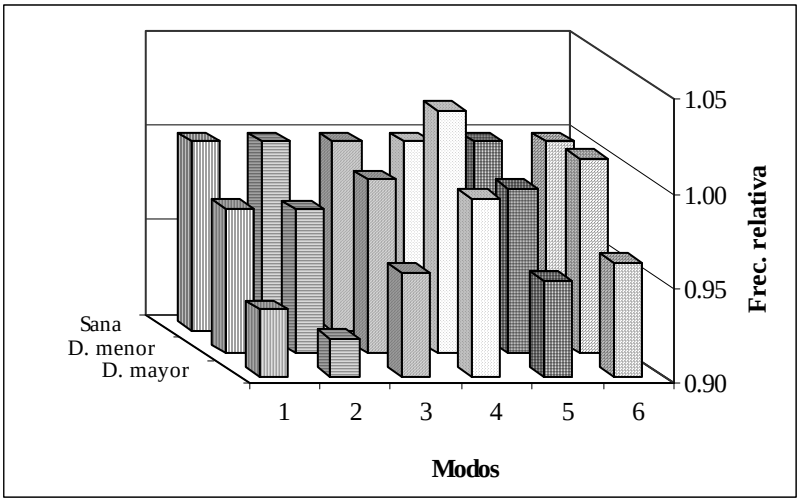

Figura 4-3-a: Cambios en las frecuencias relativas, debidas al daño.
Viga metálica, simplemente apoyada.

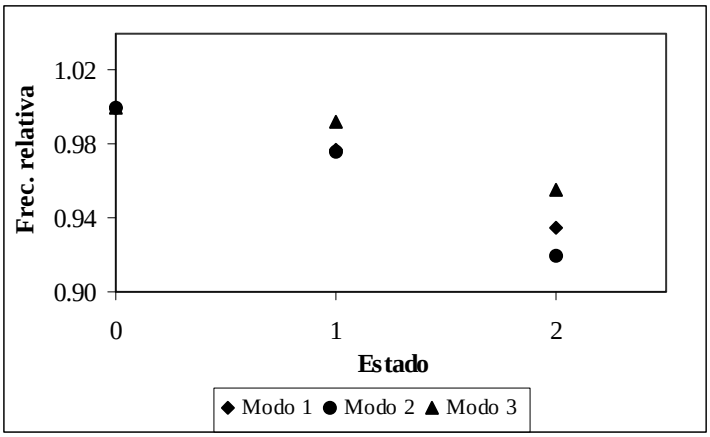

Figura 4-3-b: Cambios en las frecuencias relativas, debidas al daño.
Viga metálica, simplemente apoyada (Estado: 0 sano, 1 daño menor, 2 daño mayor).

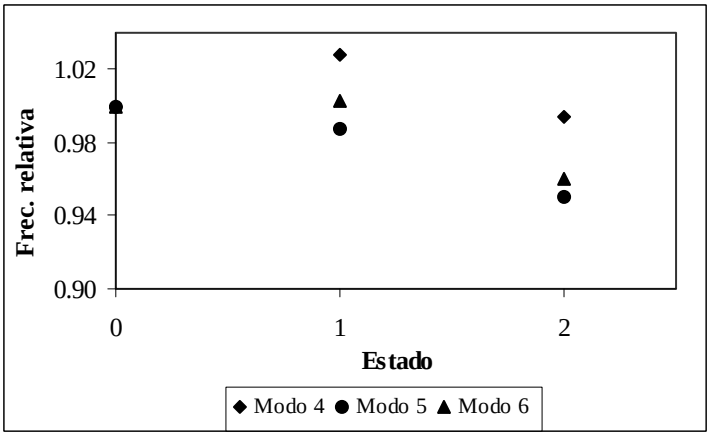

Figura 4-3-c: Cambios en las frecuencias relativas, debidas al daño.
Viga metálica, simplemente apoyada (Estado: 0 sano, 1 daño menor, 2 daño mayor).

4.3.3 Variaciones en las formas y curvaturas modales

En una primera etapa se analizaron en detalle las formas modales de la viga sana (sin ajuste de curva), respecto a las teóricas correspondientes. Esto es necesario para establecer un estado de comparación adecuado. En el caso del modo 1 y 3, se observaron alteraciones en la suavidad de las formas modales estimadas experimentalmente para la viga sana. Para el caso del modo 2, sólo se tuvo este problema en la zona central (donde es más difícil estimar con precisión la amplitud modal). Estas alteraciones en la suavidad de la forma modal experimental, producen cambios de curvatura importantes, que no son debidos al daño sino a errores de medición. Por ello, para el cálculo de las diferencias de curvatura y del factor de curvatura modal (FCM), se tomó como referencia a las formas modales teóricas.

La comparación entre formas modales de viga sana y dañada (con ajuste de curva) se presenta en las Figuras 4-4 para el caso de daño menor, y 4-5 para el caso de daño mayor. No se observan diferencias apreciables entre las formas modales sana y con daño menor, excepto para el modo 3. En el caso de daño mayor, esa diferencia es notable en la primera mitad de la viga. Pero en ambos casos no es posible localizar zonas de daño.

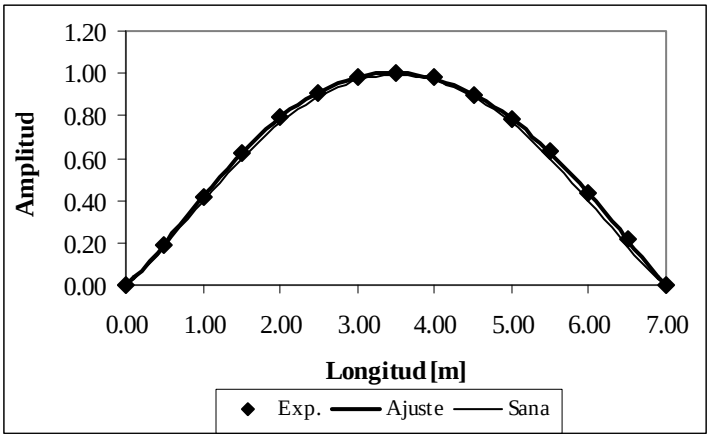

Figura 4-4-a: Forma modal para viga sana y con daño menor, modo 1. Viga metálica, simplemente apoyada.

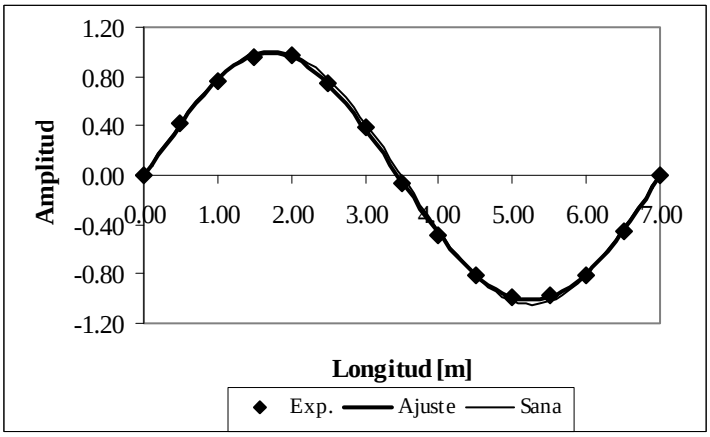

Figura 4-4-b: Forma modal para viga sana y con daño menor, modo 2. Viga metálica, simplemente apoyada.

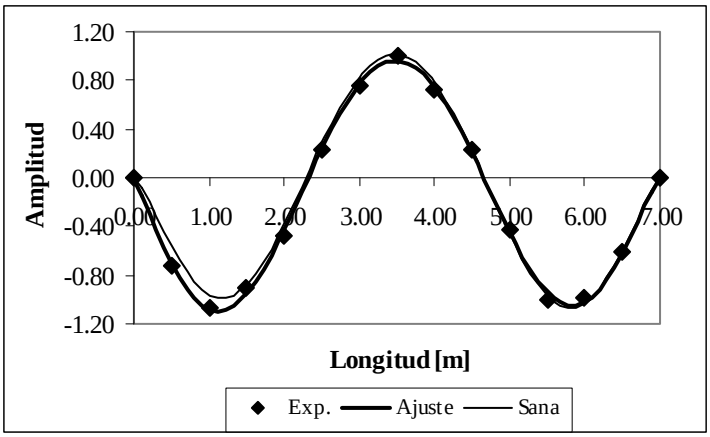

Figura 4-4-c: Forma modal para viga sana y con daño menor, modo 3.
Viga metálica, simplemente apoyada.

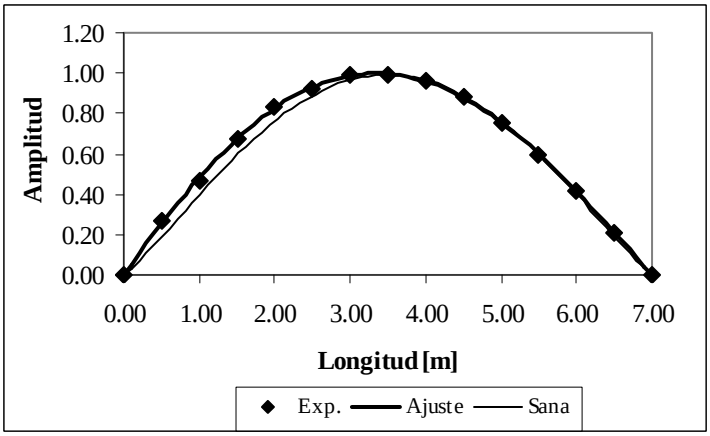

Figura 4-5-a: Forma modal para viga sana y con daño mayor, modo 1.
Viga metálica, simplemente apoyada.

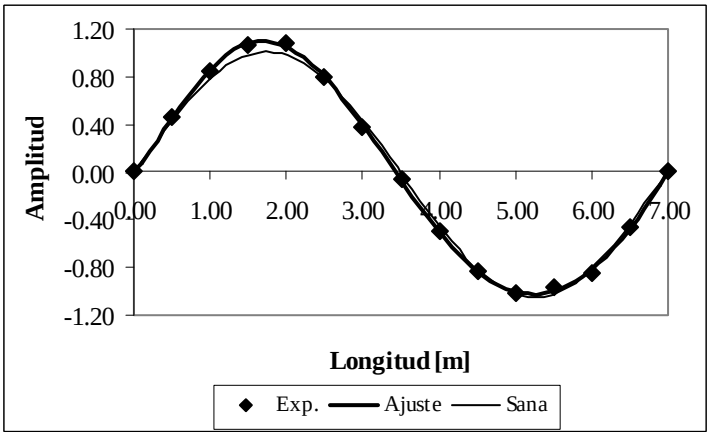

Figura 4-5-b: Forma modal para viga sana y con daño mayor, modo 2.
Viga metálica, simplemente apoyada.

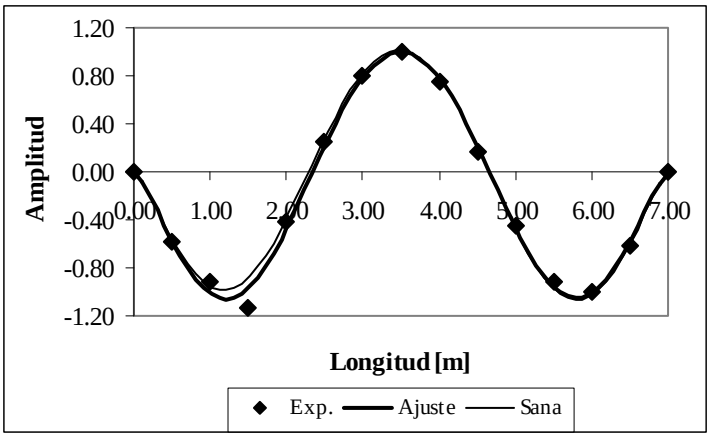

Figura 4-5-c: Forma modal para viga sana y con daño mayor, modo 3.
Viga metálica, simplemente apoyada.

La determinación de zonas probables de daño se hace según los picos de la curva FCM_j - posición *j*. Para cada punto *j* medido en los ensayos, se calculó el factor de curvatura modal (*FCM*) según la (4.3). En la Figuras 4-6 y 4-7 se presentan las curvas mencionadas para ambos escenarios de daño analizados. En el caso de daño menor, se observaron alteraciones en la suavidad de la forma modal del 3er modo. Debido a ello, sólo se consideraron las primeras 2 formas modales para calcular el *FCM*. En cambio, el *FCM* para el caso de daño mayor, se evaluó según los primeros 3 modos. En este último caso, se compararon los *FCM* obtenidos con distintas formas modales tomadas como referencia (se consideró la forma modal teórica, la estimada para la viga sana, y la estimada para la viga con daño menor).

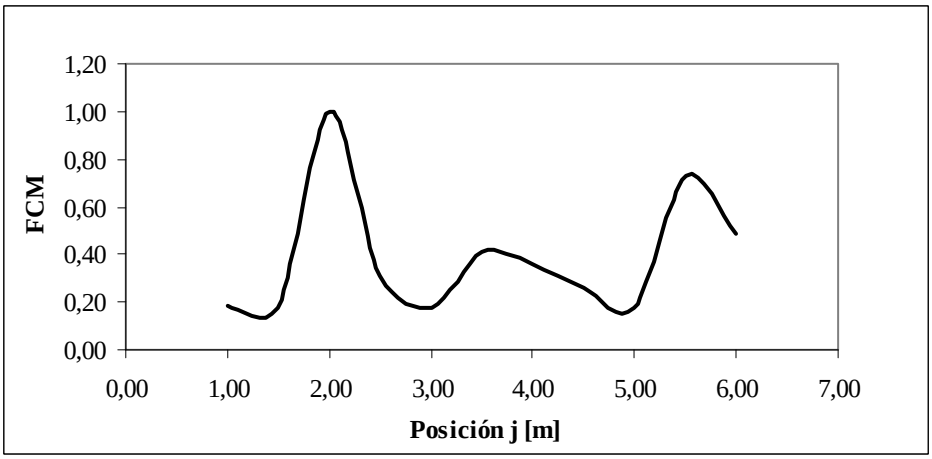

Figura 4-6: Curva FCM_j normalizado - posición *j* para viga metálica con daño menor.

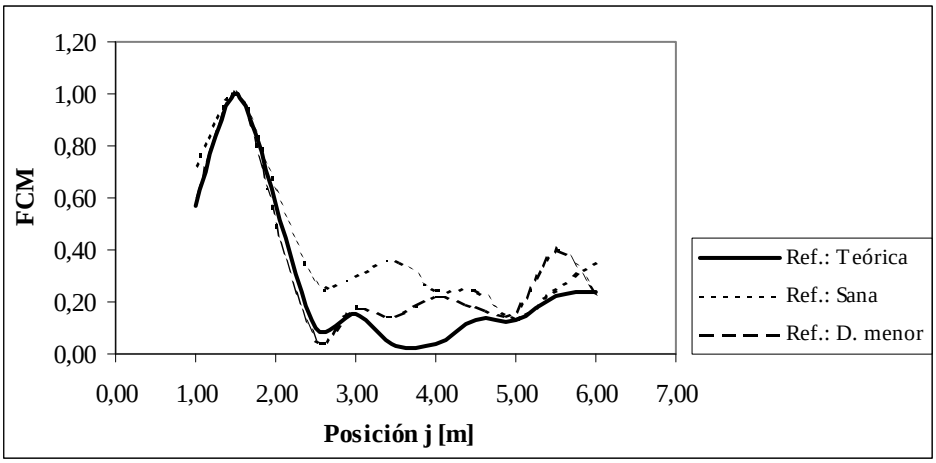

Figura 4-7: Curva FCM_j normalizado - posición *j* para viga metálica con daño mayor.

La curva FCM_j - posición *j* para la viga con daño menor, muestra 3 picos (zonas probables de daño). Sin embargo, el de mayor magnitud corresponde a la zona de daño real (situada en la posición *j* 1.75 a 1.90 m). Mientras que en el caso de daño mayor, la curva mencionada claramente muestra un pico en la zona real de daño (posición *j* 1.65 a 1.90 m). Cuando se tomó como referencia la forma modal estimada para la viga sana o con daño mayor, también se obtuvo un pico en la misma posición *j*. Este último caso indica que el estado de referencia no debe ser necesariamente el correspondiente a la estructura sana.

De esta manera, se logró localizar el daño en la viga metálica de manera satisfactoria, especialmente en el caso de daño mayor.

4.4 DAÑO EN VIGA DE HORMIGÓN

4.4.1 Características del daño

El daño en la viga de hormigón armado fue provocado por la acción de cargas estáticas. Las mismas se aplicaron mediante dos gatos hidráulicos, tal como se muestra en Figuras 4-8 y 4-9.

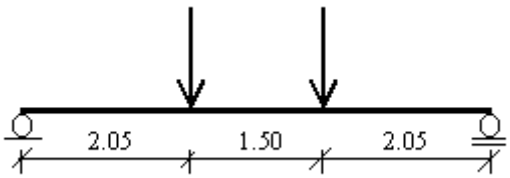

Figura 4-8: Esquema del ensayo estático para producir daño en viga de hormigón armado.

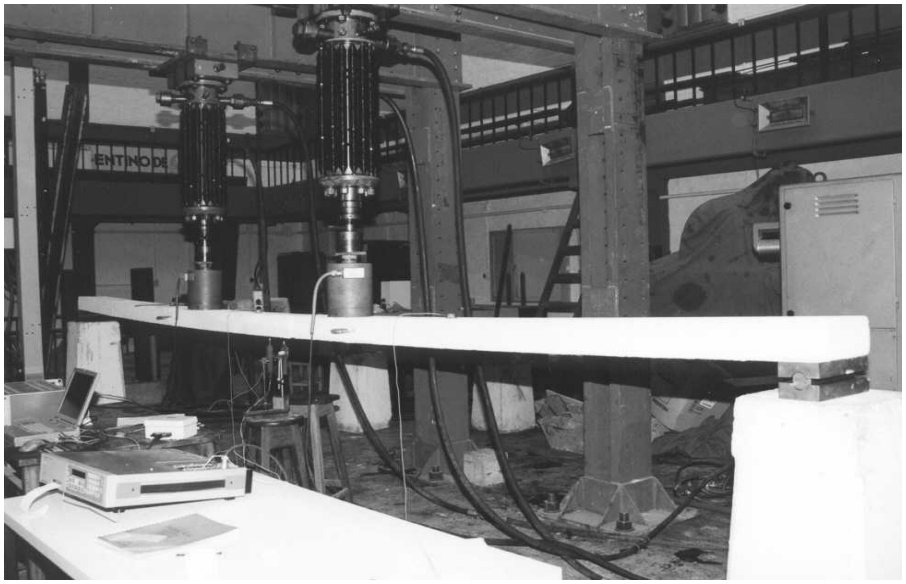

Foto 4-9-a: Ensayo estático para producir daño en viga de hormigón armado, 1er escalón de carga.

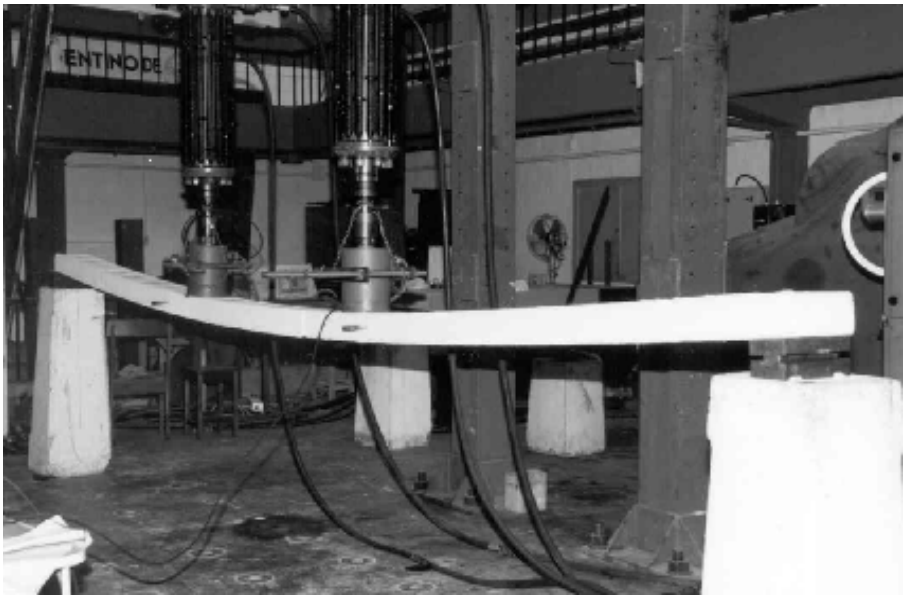

Foto 4-9-b: Ensayo estático para producir daño en viga de hormigón armado, 4to escalón de carga.

En Tabla 4-10 se indica la secuencia de carga aplicada, y en la Figura 4-10 el diagrama fuerza – desplazamiento (este último fue medido en la sección media de la viga). Desde el 1er al 4to escalón de carga, la viga presentó un cuadro de fisuración uniforme en la zona inferior. Luego del 5to escalón, se produjo un desprendimiento del recubrimiento de hormigón, en la zona de compresión ubicada a 3.00 m del origen de coordenadas. Para esta viga sobre armada, el estado límite último se alcanza cuando la

fibra superior alcanza la deformación máxima de compresión (3.5 $^{0}/_{00}$, según Reglamento CIRSOC 201). En este caso, puede considerarse que tal estado se logró con el 5to escalón, es decir para una carga por gato de 7.25 kN.

Escalón de carga	Carga total [kN]	Porcentaje respecto a carga máxima	Variación respecto a escalón de carga anterior [%]
1	2 x 1,46	20,1	-
2	2 x 2,25	31,0	10,9
3	2 x 3,23	44,6	13,5
4	2 x 5,19	71,6	27,0
5	2 x 7,25	100,0	28,4

Tabla 4-10: Carga máxima aplicada a la viga de hormigón armado, en cada escalón de carga.

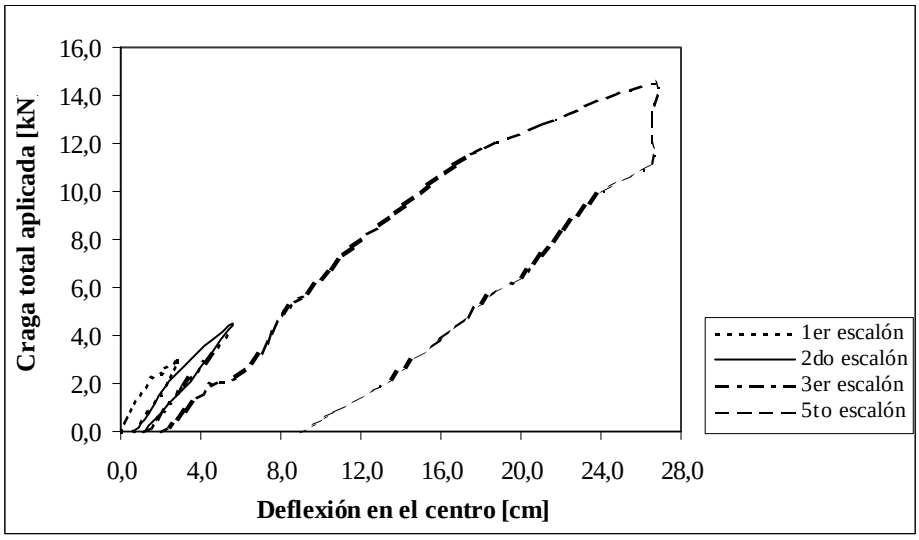

Figura 4-10: Diagrama fuerza – desplazamiento, para ensayos estáticos.

Si se realiza un cálculo teórico aproximado, se puede obtener la carga de fisuración, admisible y última, tal como se muestra en Tabla 4-11 (se consideró una resistencia de cálculo β_R = 10.3 Mpa).

Carga	Magnitud [kN]
Fisuración	2 x 1,04
Admisible	2 x 3.52
Última	2 x 7.40

Tabla 4-11: Carga teóricas para la viga de hormigón armado.

Como la carga última teórica es sólo un 2 % mayor que la experimental correspondiente al 5to escalón, se consideran adecuados los valores de la Tabla anterior. Al comparar la Tablas 4-10 y 4-11, se advierte que el 1er estado de carga superó la carga de fisuración (tal como se observó en el ensayo estático). Además, los 3 primeros escalones de carga se encuentran por debajo de la carga admisible. Para estos primeros ensayos estáticos, la pendiente a la línea de carga, no manifiesta una disminución significativa (Figura 4-11).

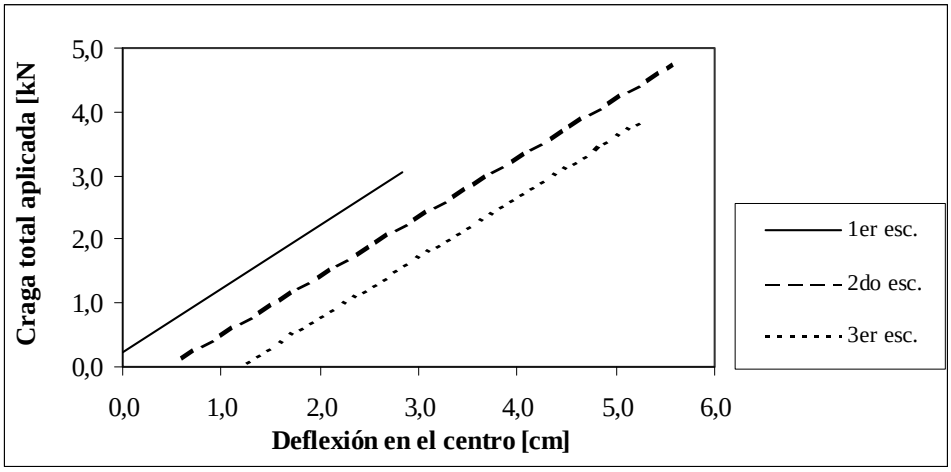

Figura 4-11: Pendiente para los primeros 3 escalones de carga.
Viga de hormigón armado.

En las secciones siguientes, se analizan los indicadores de daño (frecuencias naturales y curvaturas modales), luego de cada escenario de daño provocado en la viga de hormigón.

4.4.2 Variaciones de las frecuencias naturales

Los valores de tendencia central $\hat{\mu}$ y dispersión $\hat{\sigma}$, correspondientes a frecuencias naturales para la viga de hormigón armado, luego de cada escalón de carga, se encuentran en Tabla 4-12, obtenidos luego de 11 ensayos. En la Tabla 4-13 se pueden comparar los *CV[%]* obtenidos en cada caso. El 4to escalón de carga se aplicó 30 días después que el 3ro. Durante ese lapso, la viga estuvo sometida a peso propio. Para evaluar las variaciones de frecuencias producidas en ese período, se realizaron ensayos dinámicos antes de aplicar el 4to escalón de carga; los resultados se especificaron bajo la denominación 3ro (bis).

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**
$\hat{\mu}$	4.34	16.35	36.47	65.51
$\hat{\sigma}$	0.05	0.19	0.38	0.83
CV [%]	1.24	1.19	1.03	1.26

Tabla 4-12-a: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).

Viga de hormigón armado, luego del 1er escalón de carga.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**
$\hat{\mu}$	4.29	16.09	35.64	64.26
$\hat{\sigma}$	0.10	0.15	0.32	0.19
CV [%]	2.22	0.90	0.91	0.30

Tabla 4-12-b: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).

Viga de hormigón armado, luego del 2do escalón de carga.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**
$\hat{\mu}$	4.25	15.94	35.25	63.85
$\hat{\sigma}$	0.08	0.13	0.51	1.23
CV [%]	1.78	0.81	1.45	1.93

Tabla 4-12-c: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).

Viga de hormigón armado, luego del 3er escalón de carga.

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**
$\hat{\mu}$	4.23	15.80	35.17	61.58
$\hat{\sigma}$	0.04	0.09	0.22	0.56
CV [%]	0.97	0.59	0.62	0.91

Tabla 4-12-d: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).

Viga de hormigón armado, luego de 30 días de realizado el 3er escalón de carga (3ro bis).

Modo	**1**	**2**	**3**	**4**
$\hat{\mu}$	4.01	15.18	33.60	59.01
$\hat{\sigma}$	0.05	0.14	0.30	0.64
CV [%]	1.35	0.92	0.89	1.08

Tabla 4-12-e: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).

Viga de hormigón armado, luego del 4to escalón de carga.

Modo	1	2	3	4
$\hat{\mu}$	3.81	14.97	32.85	57.52
$\hat{\sigma}$	0.04	0.09	0.23	1.24
CV [%]	1.15	0.60	0.70	2.16

Tabla 4-12-f: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]).
Viga de hormigón armado, luego del 5to escalón de carga.

Modo	1	2	3	4
Sana	1.80	1.91	3.28	3.51
1er escalón	1.24	1.19	1.03	1.26
2do escalón	2.22	0.90	0.91	0.30
3er escalón	1.78	0.81	1.45	1.93
3ro (bis)	0.97	0.59	0.62	0.91
4to escalón	1.35	0.92	0.89	1.08
5to escalón	1.15	0.60	0.70	2.16

Tabla 4-13: Coeficiente de variación *CV[%]*.Viga metálica simplemente apoyada.

En todos los casos se han obtenidos *CV[%]* bajos (menores al 3.5%), más aún para el caso del 2do y 3er modo (con valores de *CV[%]* menores al 1.5%). Esto indica que el método PP ha permitido estimar frecuencias naturales con bajo nivel de errores aleatorios.

La Tabla 4-14 presenta las diferencias porcentuales entre frecuencias naturales de viga sana y dañada, y en la Tabla 4-15 se muestran las diferencias respecto al escalón de carga anterior.

	Diferencia respecto a viga sana [%]					
Modos	**1er esc.**	**2do esc.**	**3er esc.**	**3ro(bis)**	**4to esc.**	**5to esc.**
1	-4.6	-5.7	-6.6	-7.0	-11.9	-16.3
2	-4.7	-6.2	-7.1	-7.9	-11.5	-12.8
3	-5.3	-7.5	-8.5	-8.7	-12.8	-14.7
4	-6.1	-7.9	-8.5	-11.7	-15.4	-17.6

Tabla 4-14: Diferencia en %, entre frecuencias naturales de estructura sana y dañada.
Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

	Diferencia respecto a viga sana [%]				
Modos	**2do esc.**	**3er esc.**	**3ro(bis)**	**4to esc.**	**5to esc.**
1	-1.1	-0.9	-0.4	-4.9	-4.4
2	-1.5	-0.9	-0.8	-3.6	-1.3
3	-2.2	-1.0	-0.2	-4.1	-1.9
4	-1.8	-1.6	-3.2	-3.7	-2.2

Tabla 4-15: Diferencia en %, entre frecuencias naturales luego de un escalón de carga, respecto al escalón anterior. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

De acuerdo a Tabla 4-14, en todos los casos se registró una disminución de frecuencias naturales respecto a la viga sana (indicada por el signo – en la Tabla mencionada). En la mayoría de los casos, en cada escenario de daño, la disminución de frecuencia aumenta para los modos más altos. La disminución de frecuencias, respecto al escalón de carga anterior (Tabla 4-15), es más importante en los últimos escalones de carga. Esto concuerda con el nivel de carga aplicado en cada escalón, según se aprecia en Tabla 4-8. Para el caso del 3ro (bis), se tiene en general una disminución de frecuencias menor al 1 % respecto al 3er escalón de carga. A pesar de que existe una reducción en el valor de frecuencias en todos los modos, la variación no es estadísticamente significativa. Por ello, no pueden extraerse conclusiones respecto la influencia del peso propio en el tiempo.

Los intervalos de confianza del 95%, para los valores medios correspondientes a cada escenario de daño, se presentan en la Tabla 4-16. En base a esa Tabla, es posible comparar los valores de cada escenario de daño, respecto al escalón de carga anterior (Tabla 4-17).

	Modo 1		Modo 2	
	Lím. Inf	**Lím sup.**	**Lím. Inf**	**Lím sup.**
Sana	4.50	4.61	16.94	17.38
1er esc	4.30	4.38	16.22	16.49
2do esc.	4.22	4.35	15.99	16.18
3er esc.	4.19	4.30	15.85	16.02
3ro bis	4.20	4.25	15.73	15.86
4to esc.	3.97	4.05	15.09	15.28
5to esc.	3.78	3.84	14.91	15.03

Tabla 4-16-a: Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

	Modo 3		Modo 4	
	Lím. Inf	**Lím sup.**	**Lím. Inf**	**Lím sup.**
Sana	37.67	39.37	67.73	71.81
1er esc	36.22	36.73	64.96	66.07
2do esc.	35.42	35.85	64.11	64.41
3er esc.	34.91	35.59	62.71	64.99
3ro bis	35.03	35.32	61.17	61.98
4to esc.	33.39	33.80	58.48	59.55
5to esc.	32.69	33.01	56.48	58.56

Tabla 4-16-b: Límite superior e inferior del intervalo de confianza, correspondiente al valor verdadero de frecuencias naturales.

Modo		**1**	**2**	**3**	**4**
Intervalo de confianza del 95 %, para el valor medio de las frecuencias naturales: ¿El lím. superior está por debajo del lím. inferior respecto del escalón de carga anterior?	**1er esc.**	Sí	Sí	Sí	Sí
	2do esc.	No	Sí	Sí	Sí
	3er esc.	No	No	No	No
	4to esc.	Sí	Sí	Sí	Sí
	5to esc.	Sí	Sí	Sí	No

Tabla 4-17: Comparación entre frecuencias naturales obtenidas en cada escalón de carga, respecto al escalón anterior.

Las gráficas que muestran la evolución de las frecuencias naturales medias luego de cada escenario de daño se pueden ver en Figuras 4-12.

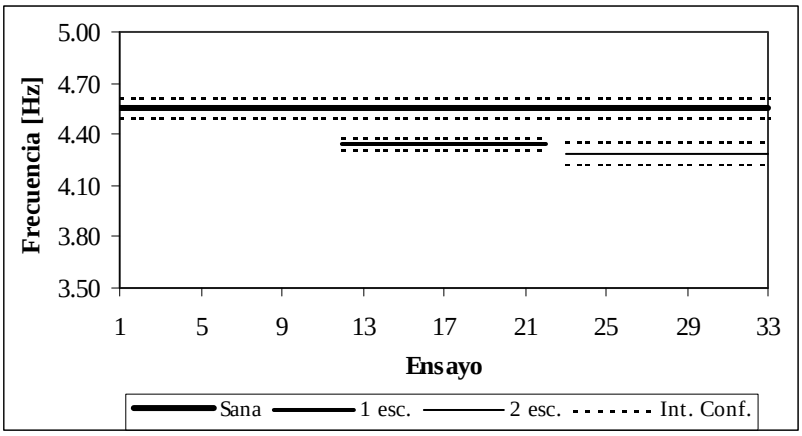

Figura 4-12-a: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 1. (primeros 33 ensayos)

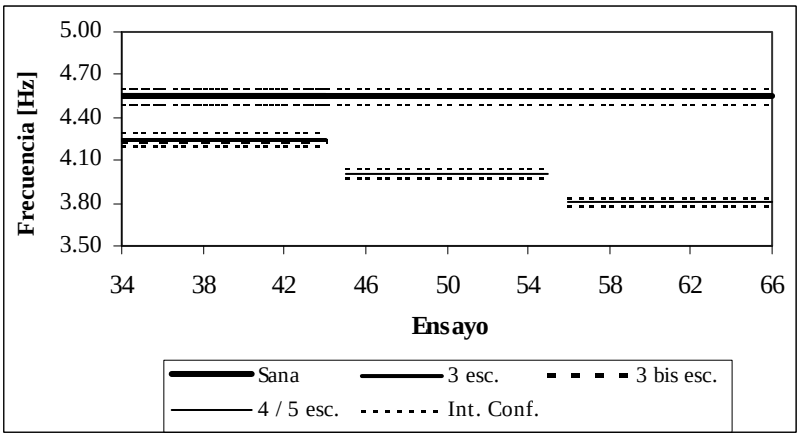

Figura 4-12-b: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 1. (últimos 33 ensayos)

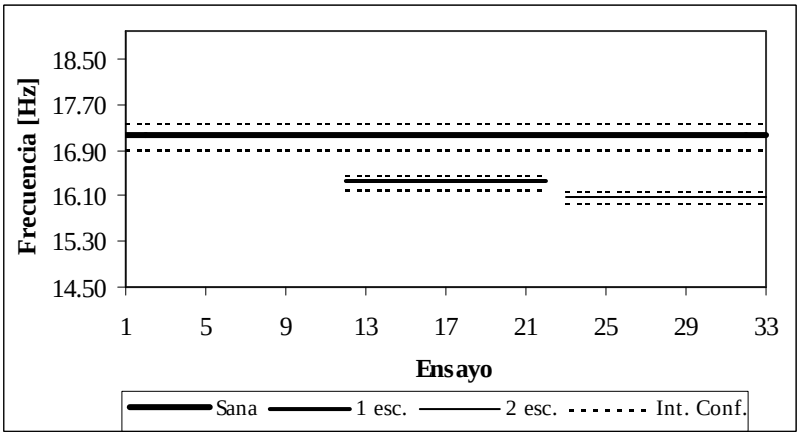

Figura 4-12-c: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 2. (primeros 33 ensayos)

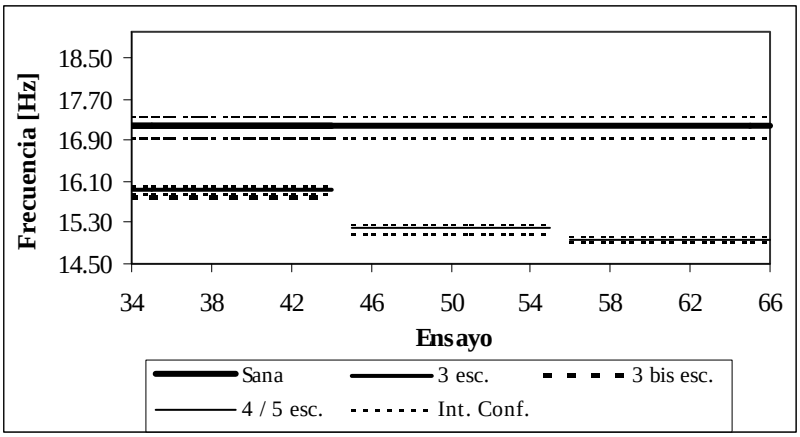

Figura 4-12-d: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 2. (últimos 33 ensayos)

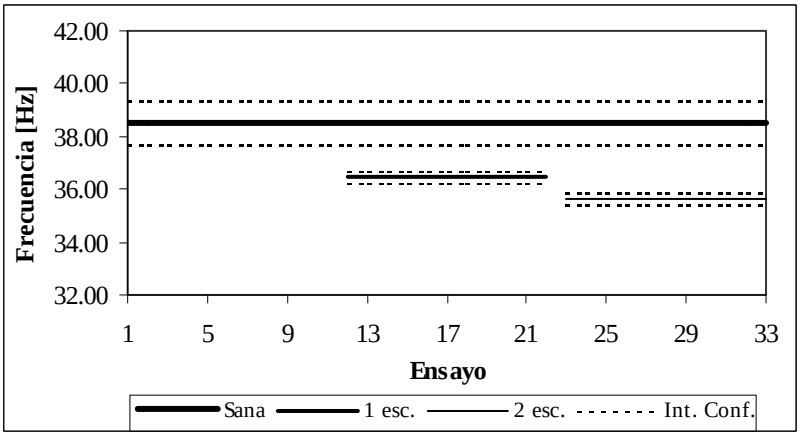

Figura 4-12-e: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 3. (primeros 33 ensayos)

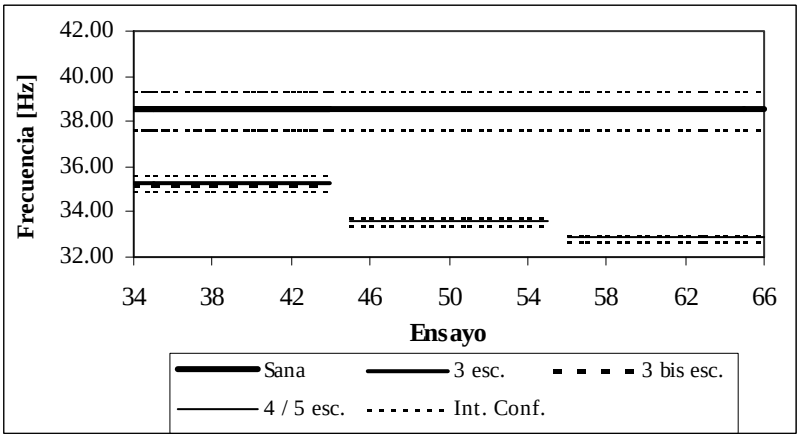

Figura 4-12-f: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 3. (últimos 33 ensayos)

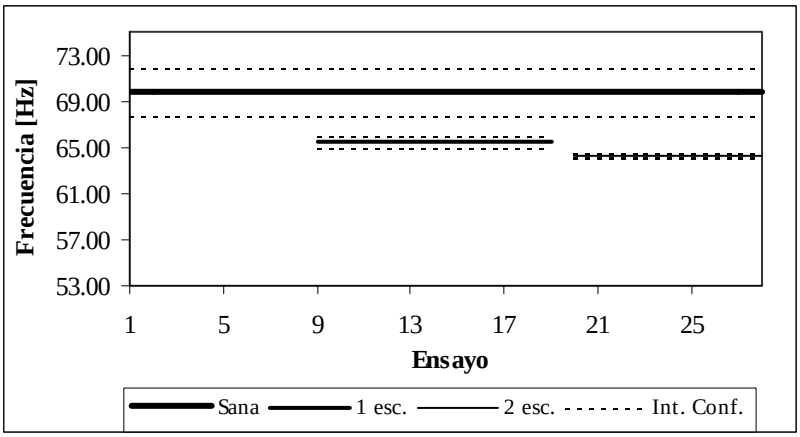

Figura 4-12-g: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 4. (primeros 33 ensayos)

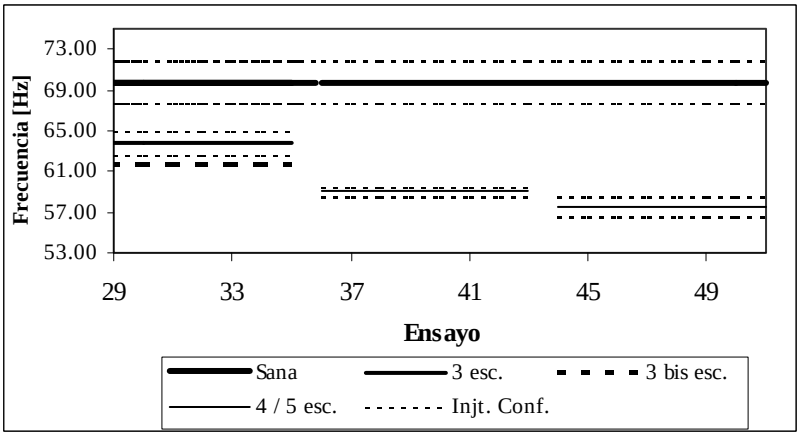

Figura 4-12-h: Evolución del daño en viga de hormigón armado, según valores medios. Modo 4. (últimos 33 ensayos)

La evolución de las frecuencias relativas con cada escenario de daño, se muestra en las Figuras 4-13. Se observa una variación uniforme de las frecuencias relativas en los distintos modos. En general, los modos más altos presentan una disminución más importante de frecuencia relativa.

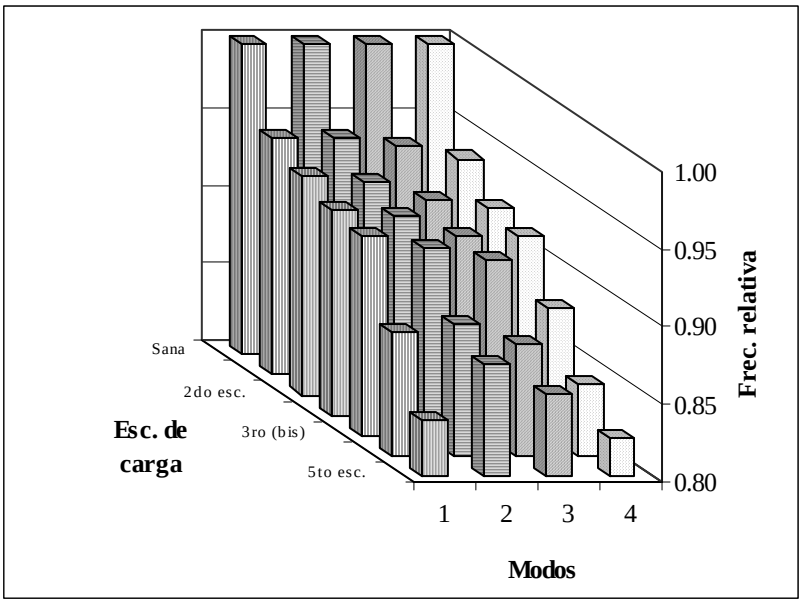

Figura 4-13-a: Cambios en las frecuencias relativas, debido al daño.

Viga de hormigón armado, simplemente apoyada (Escalón 0: viga sana, 4: 3ro bis).

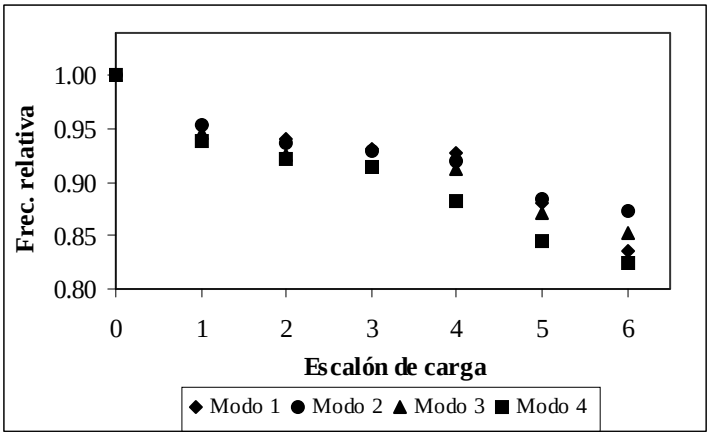

Figura 4-13-b: Cambios en las frecuencias relativas, debido al daño.

Viga de hormigón armado, simplemente apoyada (Escalón 0: viga sana, 4: 3ro bis).

De acuerdo a Tabla 4-17, todas las variaciones de frecuencias fueron estadísticamente relevantes, excepto para el 3er escalón de cargas. En ese caso, el intervalo de confianza se superpone con el intervalo correspondiente al 2do escalón. Esto se debe a que las variaciones de frecuencia registrada de un escalón a otro fueron pequeñas (en general menores al 1%, según Tabla 4-15). Además, para el caso de la viga en estudio, variaciones de frecuencias medias superiores al 1.5% pueden indicar, con alta probabilidad, la existencia de daño o modificación de las condiciones de apoyo.

4.4.3 Variaciones en las formas y curvaturas modales

Al analizar las frecuencias naturales de la viga de hormigón sana (en 3.3.2), se observó que durante los ensayos dinámicos, la viga sufrió algún tipo de daño leve. Por ello, en este caso se tomó como estado de comparación, a las formas modales estimadas para la viga sana (sin ajuste de curva). Debido a la falta de precisión en la estimación de la forma modal correspondiente al 3er modo, la localización del daño se realizó en base a las dos primeras formas modales.

Las Figuras 4-14 y 4-15, muestran las formas modales correspondientes a la viga sana, y luego del 1er y 4to escalón de carga, respectivamente. Para los primeros dos modos, no se observan diferencias apreciables entre las formas modales comparadas. Las discrepancias registradas en el tercer modo, no son debidas al daño, sino a la falta de precisión en la estimación de esa forma modal. Una situación similar se presenta al analizar las formas modales correspondientes a los otros escalones de carga.

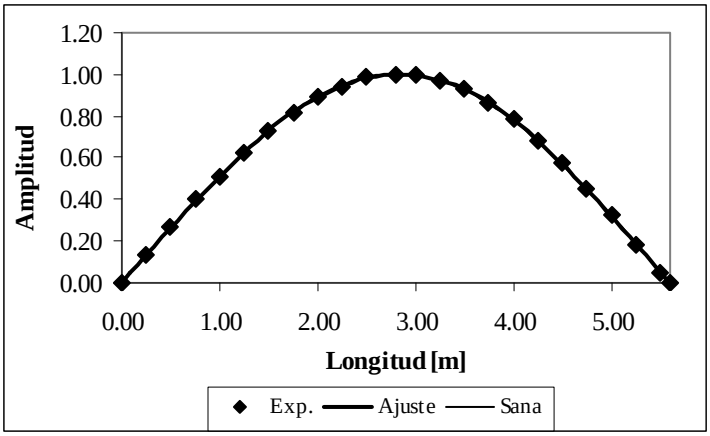

Figura 4-14-a: Forma modal para viga sana, y luego del 1er escalón de carga; modo 1. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

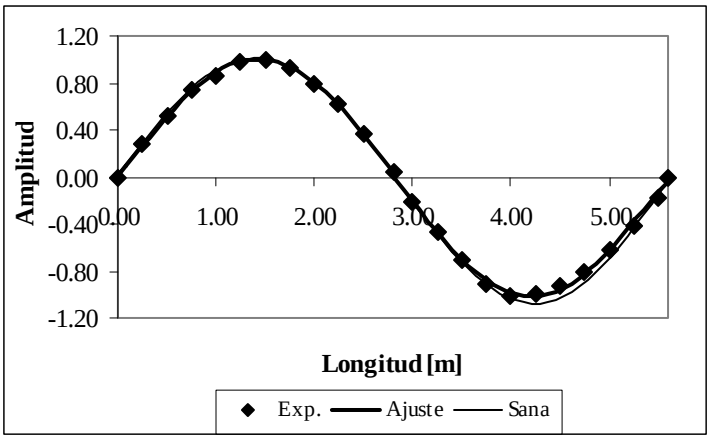

Figura 4-14-b: Forma modal para viga sana, y luego del 1er escalón de carga; modo 2. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

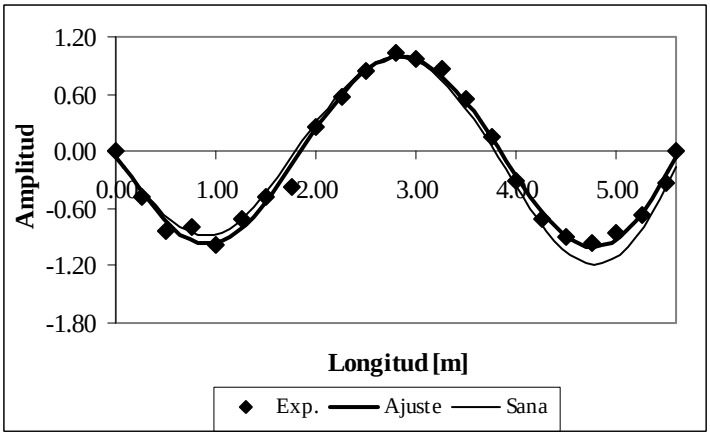

Figura 4-14-c: Forma modal para viga sana, y luego del 1er escalón de carga; modo 3. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

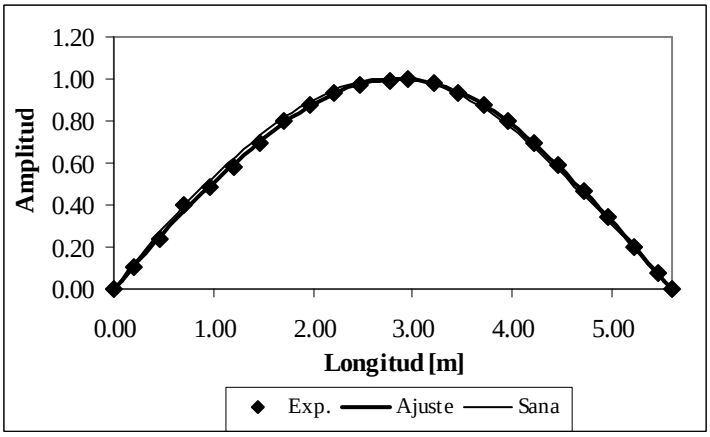

Figura 4-15-a: Forma modal para viga sana, y luego del 4to escalón de carga; modo 1. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

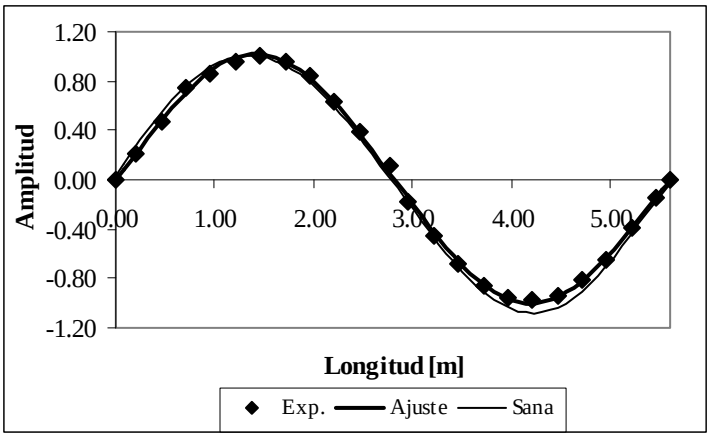

Figura 4-15-b: Forma modal para viga sana, y luego del 4to escalón de carga; modo 2. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

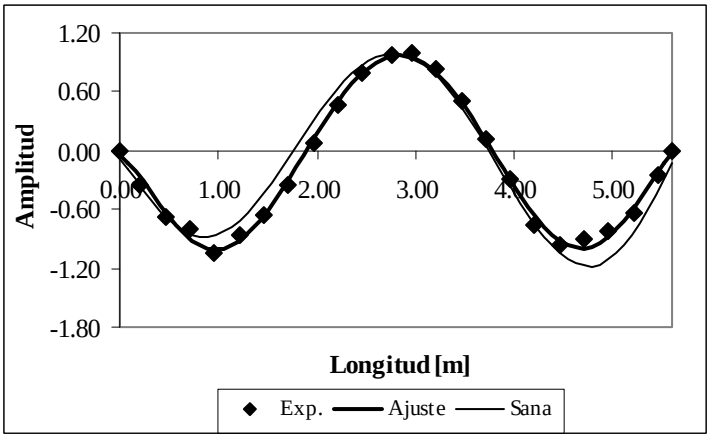

Figura 4-15-c: Forma modal para viga sana, y luego del 4to escalón de carga; modo 3. Viga de hormigón armado, simplemente apoyada.

Como en el caso de la viga metálica, las curvas FCM_j - posición *j*, determinan zonas probables de daño. La Figura 4-16 muestra estas curvas, para cada escenario de daño provocado en la viga (tomando como referencia las curvas modales teóricas, según se justificó al comienzo de 4.4.3).

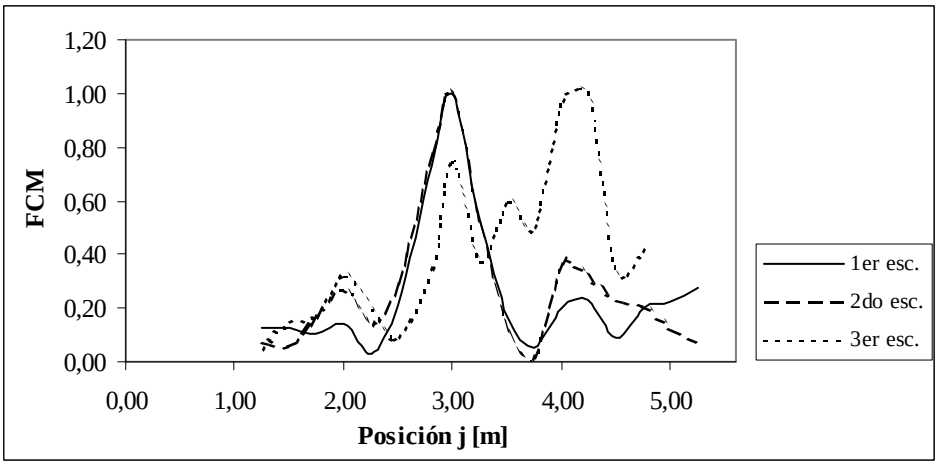

Figura 4-16-a: Curva FCM_j normalizado - posición *j*, para viga de hormigón armado, sometida a distintos escalones de carga.

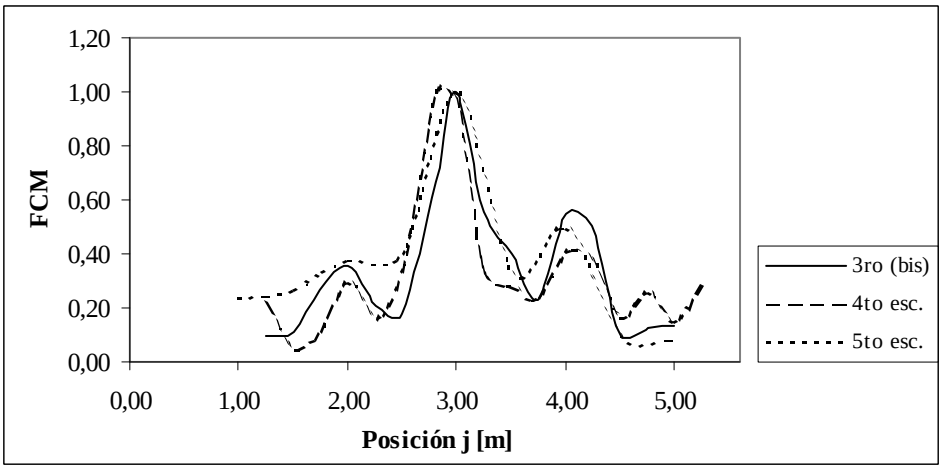

Figura 4-16-b: Curva FCM_j normalizado - posición *j*, para viga de hormigón armado, sometida a distintos escalones de carga.

En todos los escenarios de daño, la curva FCM_j - posición *j*, presenta un pico principal para la posición *j* = 3.00 m. Esto concuerda con el daño observado físicamente luego del 5to escalón (según se describió en 4.4.1). También se observa en la Figura 4-16, picos para las posiciones *j* = 2.00 y 4.00 m. Si bien estos picos poseen menor magnitud relativa respecto al de *j* = 3.00 m, se repiten para todos los escenarios de daño. Estos podrían señalar otras zonas de daño probable; las cuales se pueden asociar al área de influencia de los gatos de carga (ubicados en *j* = 2.05 y 3.55 m).

Para corroborar la localización de la zona de daño principal (visualizada en *j* = 3.00 m), se determinó la resistencia a última a lo largo de la viga, según mediciones con ultrasonido y esclerometría. Para ultrasonido se usó un equipo PUNDIT (*Portable*

Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester), con transductores de 54 kHz de frecuencia de emisión, sensibilidad 0.1 microsegundos, y rango de medición 0.1 a 9999 microsegundos (Figura 4-17). Mientras que para esclerometría se empleó un martillo de Schmidt tipo L, con energía de impacto de 0.735 Nm, y rango de resistencias auscultables de 10 a 70 N/mm2 (Figura 4-18). Las mediciones con el instrumental mencionado, se realizaron a través de las caras laterales de la estructura, en zonas libres de armadura de corte. Para determinar la posición de las mismas, se utilizó un CuverMeter (CoverMaster, Protovale CM9, según Figura 4-19). La relación entre las mediciones de ultrasonido y esclerómetría, con la resistencia última de cada zona de la estructura, se establecieron de acuerdo a expresiones de Amín (2000). En la Figura 4-20 se observa la gráfica resultante.

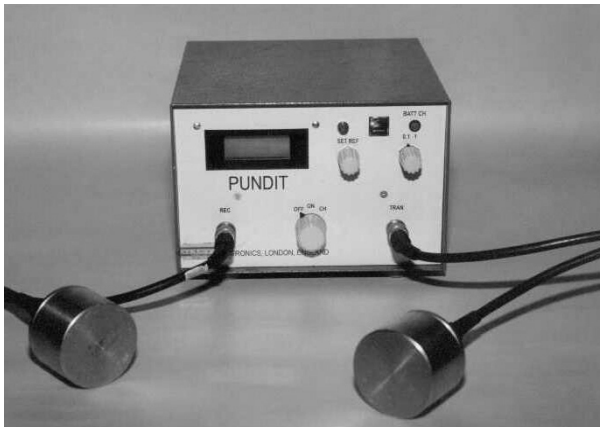

Figura 4-17:.Equipo de ultrasonido.

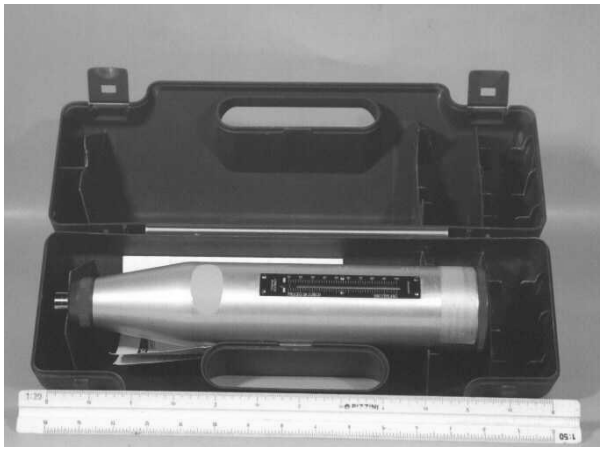

Figura 4-18:.Equipo de esclerometría.

Figura 4-19:. CuverMeter.

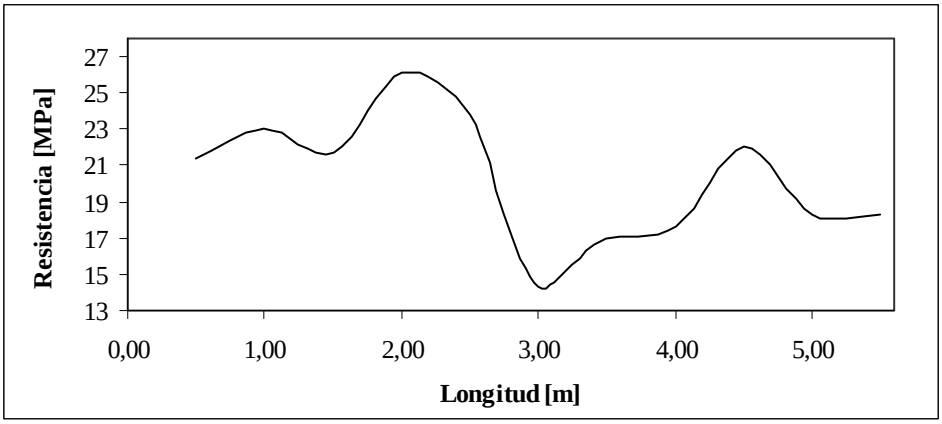

Figura 4-20: Resistencia última (en [MPa]), a lo largo de la viga de hormigón armado. (estimación según mediciones de ultrasonido y esclerometría)

En la Figura anterior, se observa claramente una disminución de resistencia en la coordenada 3.00m, tal cual se había estimado mediante el método dinámico. Sin embargo, no pueden hacerse apreciaciones respecto de la resistencia en la cota 2.00 y 4.00 m (zona de apoyo de gatos hidráulicos).

4.5 DISCUSIÓN Y OBSERVACIONES

Los resultados indican que es posible detectar y localizar el daño con los indicadores de daño propuestos. Las mejoras en la estimación de frecuencias naturales y en el cálculo de curvatura modal, permitirán identificar el daño de manera más precisa.

CAPÍTULO 5

IDENTIFICACIÓN DE SISTEMA EN ESTRUCTURA DE PUENTE

5.1 INTRODUCCIÓN

Como aplicación final de este trabajo de Tesis, se presenta la identificación de sistemas sin la medida de la excitación, aplicada a una estructura real de puente. Este estudio, se basa en los desarrollos efectuados en los Capítulo 2 y 3.

La identificación de sistemas consistió en estimar en forma experimental frecuencias naturales y formas modales de la estructura elegida. Para ello, se aplicó el método detección de pico (PP), descripto en el Capítulo 3 (método en el dominio de la frecuencia, basado en el espectro).

El puente analizado, construido en la década del 80, se encuentra en la ciudad de San Miguel de Tucumán (sobre el canal Norte, en la avenida Independencia), y está actualmente en uso. La tipología estructural del mismo, es la que comúnmente se usa en

los puentes medianos y pequeños del nor-oeste argentino. Posee 3 tramos simplemente apoyados. El tablero de hormigón armado es soportado por 4 vigas de hormigón pretensado, las cuales apoyan sobre tabiques de hormigón. Sobre cada apoyo, una viga une transversalmente a las 4 vigas longitudinales. En la Figura 5-1 se presenta una vista del puente, y en Figura 5-2 un detalle de uno de los apoyos. Un esquema con las dimensiones longitudinales y transversales, se muestra en Figura 5-3 y 5-4.

Figura 5-1: Vista del puente ensayado.

Figura 5-2: Apoyo de un tramo del puente.

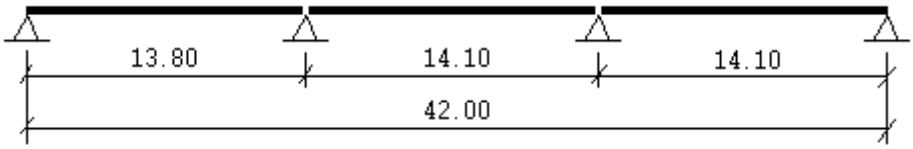

Figura 5-3: Esquema longitudinal de la estructura del puente. (longitudes en [m])

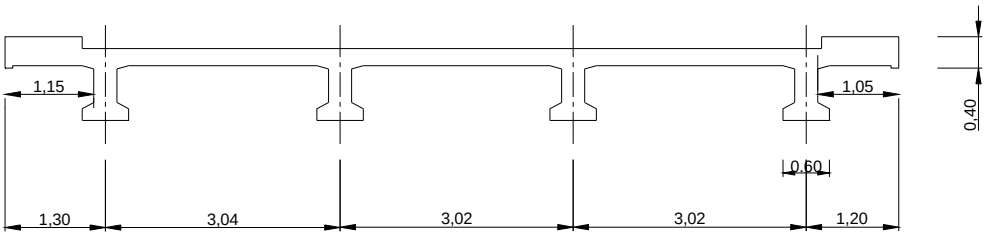

Figura 5-4: Sección transversal del puente.

Con objeto de complementar el análisis de resultados experimentales, se realizó un modelo de elementos finitos del tramo central del puente en estudio (realizado con el programa RAM Advanse, 1999 y mostrado en Figura 5-5). Las dimensiones geométricas se adoptaron de acuerdo a las mediciones efectuadas en campo. La masa total de la estructura, de valor unitario 2400 kg / m^3, se distribuyó en 132 nodos del modelo (0.8 nodos por m^2 de tablero). La fuerza de pretensado de las vigas, no fue simulada. El análisis dinámico se realizó para dos condiciones de apoyo de las vigas longitudinales: simplemente apoyadas (restringiendo el giro en el plano de la sección, para simular el efecto de la viga transversal en los apoyos), y empotradas en ambos extremos. La condición de apoyo real, que posee cierta restricción al giro, se encontrará entre los dos casos extremos mencionados. Debido a estas condiciones de extremos, el modelo con apoyos simples debe tener una frecuencia fundamental menor a la del puente real. Por ello, y teniendo en cuenta los valores experimentales, se adoptó un valor del módulo de elasticidad longitudinal E = 27500 MN / m^2 (correspondiente a un hormigón H-17 según CIRSOC 201). El modelo se podría ajustar de mejor manera a la estructura real. Pero, la aproximación adoptada se considera suficiente a los fines de la interpretación cualitativa del comportamiento dinámico de la estructura.

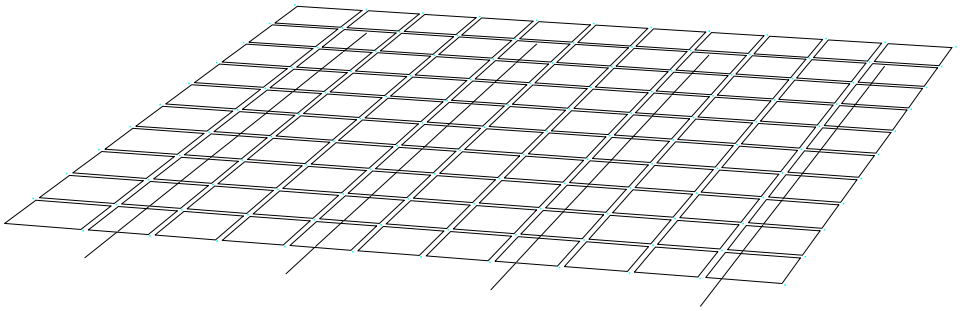

Figura 5-5: Modelo de elementos finitos del puente.

5.2 ENSAYOS DINÁMICOS

El procedimiento de ensayo dinámico adoptado, presenta características similares a las descriptas en el Capítulo 3, en el estudio de las vigas metálica y de hormigón armado. La diferencia principal se tiene en el tipo de excitación utilizada.

5.2.1 Excitación de la estructura

En los últimos trabajos de investigación que analizan puentes reales, se mencionan distintas formas de excitar sus estructuras:

- Equipos especiales para producir excitación (Schwarz y Richardson, 2001, Peeters, 2000).

- Martillo de impacto (Alampalli, 1999 y 2000, Sohn et al, 1999).

- Impacto de masa de hormigón o paso de vehículos pesados, donde pueden agregarse lomo de burros para concentrar el impacto (Schwarz y Richardson, 2001, Peeters, 2000, Thambiratnam et al, 2000, Wahab y Roeck, 1999, Casas, 1996).

- Excitación ambiental: provocada por tráfico, viento, paso de personas (Schwarz y Richardson, 2001, Peeters, 2000, Ventura et al, 2000, Wahab y Roeck, 1999).

Tal como se describiera en 2.2.4, varios investigadores han realizado estudios comparativos de los resultados obtenidos con distintos tipos de excitación (Schwarz y Richardson, 2001, Peeters, 2000, Wahab y Roeck, 1999). Según esos estudios, no se han registrados diferencias importantes en los valores de frecuencias naturales,

obtenidos para estructuras excitadas con distintos medios. Sin embargo, para el caso de vibraciones ambientales, se tienen los valores de desvío estándar más elevados.

Para el puente estudiado en esta tesis, se tuvo en cuenta las ventajas que presenta el uso de vibraciones ambientales: posibilidad de realizar monitoreo continuo, realización de ensayo sin necesidad de interrumpir el tráfico y disminución de costos de ensayo. Por ello, se optó por este tipo de excitación; la cual fue provocada por el tráfico que circulaba por el puente.

5.2.2 Equipo de adquisición de datos y análisis de señales

El equipamiento para los ensayos dinámicos (acelerómetros, amplificador de carga, placa de adquisición de datos y programa para procesamiento de la señal) fue el mismo que se usó para las estructuras en laboratorio (mencionado en 3.2.2).

Los parámetros usados para el muestreo de la señal analógica obtenida en los acelerómetros, se indican en Tabla 5.1 (donde *N*: es el número total de puntos adquiridos durante el muestreo, *n*: el número de puntos obtenidos por segundo, *T*: la duración del intervalo de muestra, Δt: el intervalo de muestreo, Δf: la frecuencia de muestreo, y $f_{\text{máx}}$: la frecuencia máxima a obtener).

Caso	**1**	**2**	**3**
N	90000	150000	300000
n	500	500	500
***T* [s]**	180	300	600
Δt [s]	0.002	0.002	0.002
Δf [Hz]	0.0055	0.0033	0.0016
$f_{máx}$ [Hz]	250	250	250

Tabla 5.1: Parámetros para el muestreo de la señal analógica.

Para la estimación de frecuencias naturales en los distintos vanos del puente, se obtuvieron muestras de señales según los parámetros indicados como casos 1, 2 y 3 de Tabla 5.1. Pero no se observaron ventajas al usar un tiempo de muestreo de 300 o 600 s respecto al de 180 s. En el análisis de frecuencias y formas modales del tramo central del puente, los parámetros adoptados para el muestreo, correspondieron al caso 2 de la Tabla mencionada.

Una muestra de la historia de la respuesta en el tiempo, registrada en un punto del tablero del puente, se observa en la Figura 5-6. Los valores máximos de aceleración, en el centro del tramo central del puente, fueron del orden del 4% de g (bastante menores a los valores alcanzados en las estructuras de laboratorio, que se encontraban en torno al 30% de g).

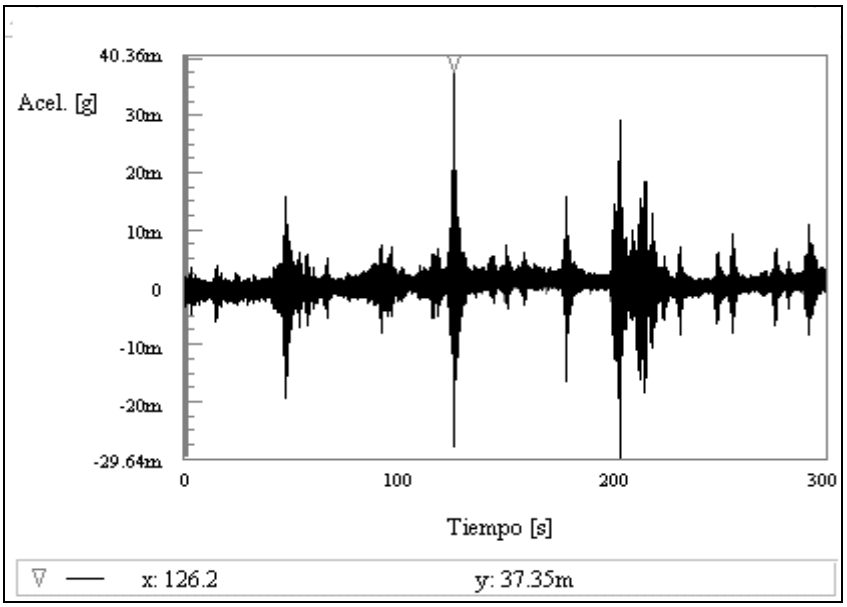

Figura 5-6: Muestra de la historia de la respuesta, correspondiente a un punto del tablero del puente.

Una función auto espectro, obtenida con el método de Welch a partir de una muestra de la historia de la respuesta, se observa en la Figura 5-7. Mientras que la Figura 5-8 muestra la traza de la matriz de espectro (suma de los elementos de la diagonal principal). Las funciones auto espectros considerados en esa matriz, corresponden a las respuestas registradas en un acelerómetro, en 11 ensayos. El acelerómetro estuvo ubicado en el centro del tramo intermedio del puente. En ambas Figuras puede observarse que es posible aplicar el método PP ya que, en general, se tienen picos separados.

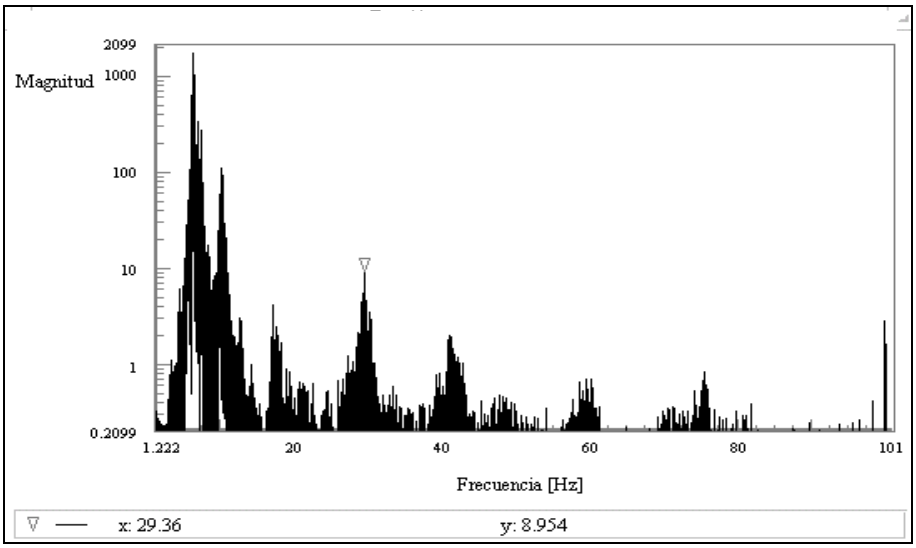

Figura 5-7: Estimación de la función auto espectro, correspondiente una la muestra de la historia de la respuesta.

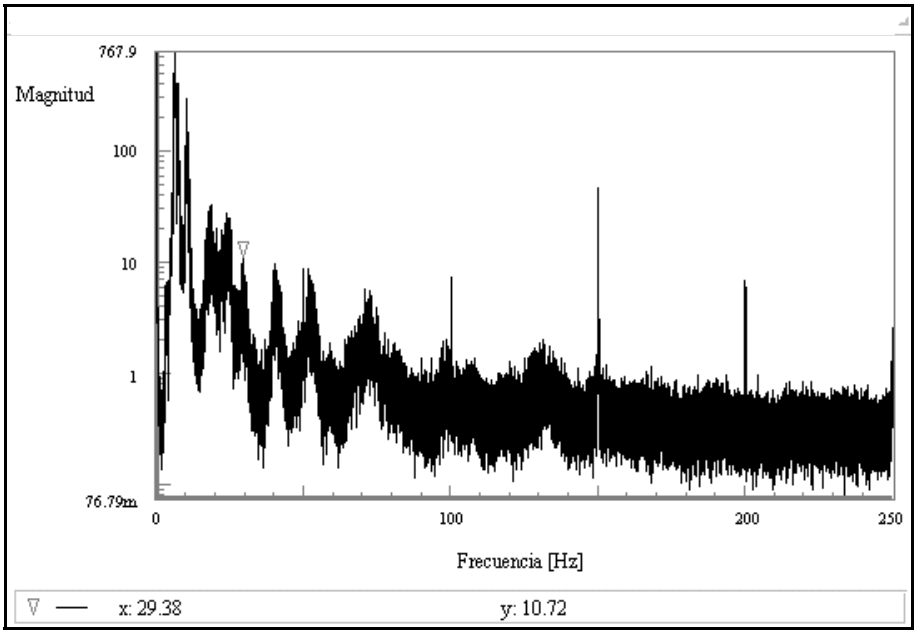

Figura 5-8: Traza de la matriz espectro, correspondiente a 11 muestras obtenidas en el centro del tramo central del puente.

5.2.3 Características del ensayo dinámico

Todas las mediciones se realizaron sobre el tablero del puente, lo cual permitió una metodología de ensayo simple y rápida. Con objeto de evitar la interrupción del tráfico, los acelerómetros se ubicaron en coincidencia con el eje longitudinal de las vigas extremas. En las Figuras 5-9 se observa el ambiente de ensayo.

Figura 5-9-a: Ambiente de ensayo dinámico sobre el puente.

Figura 5-9-b: Ambiente de ensayo dinámico sobre el puente.

Las frecuencias naturales de cada tramo del puente, se estimaron según mediciones realizadas sobre ambas vigas extremas. En cada caso, se usó un solo acelerómetro, ubicado en el centro del vano en estudio.

Para estimar las formas modales del puente, es necesario realizar mediciones en varios puntos del mismo. Sin afectar al tráfico, esto puede lograse colocando los acelerómetros en la parte inferior de las vigas. Como el objetivo de este Capítulo fue evaluar la aplicabilidad del método a estructuras reales, sólo se realizaron mediciones sobre una viga extrema del tramo central del puente. Para ello, se establecieron 10 puntos de medición sobre el tablero (separados 1.00 m), sobre el eje longitudinal de la viga considerada. Un acelerómetro se cambió de posición luego de cada ensayo

dinámico, y otros dos se usaron como referencia en posiciones fijas (zona central y cuarto del tramo en estudio). Luego se seleccionaron los valores correspondieron a la vibración flexional vertical de la estructura. De acuerdo a un modelo de elementos finitos del puente, para la mayoría de las formas modales del mismo, las vigas extremas presentan modos flexionales-torsionales acoplados. Por ello, si sólo se quieren estimar los modos verticales, es conveniente realizar las mediciones en las vigas centrales. Pero en este caso, para evitar complicaciones prácticas, sólo se hicieron mediciones en la viga extrema mencionada.

5.2.4 Efectos que influyen en los parámetros modales

La consideración de errores aleatorios y sistemáticos, se realizó en la forma indicada en 3.4.

Los ensayos se llevaron a cabo en dos días, con temperatura promedio de 24 ºC y 57 % de humedad. El salto térmico registrado entre la temperatura máxima y mínima fue pequeño (menor a 5 ºc), y siempre se tuvieron temperaturas superiores a los 20 ºc. Por ello, de acuerdo a los estudios de Alampalli (1999) y (2000), se considera que los cambios de temperatura, no influyeron sobre las variaciones registradas en las frecuencias naturales y en las formas modales.

5.3 ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MODALES EN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

5.3.1 Frecuencias naturales

Tal como se explicara en el Capítulo 2 y 3, las frecuencias naturales se estimaron identificando los picos de la función auto espectro. Pero en este Capítulo, sólo se consideraron las frecuencias naturales correspondientes a los modos flexionales verticales. Sin embargo, en las funciones auto espectro estimadas a partir de los ensayos, también aparecen picos correspondientes a modos torsionales y flexo torsionales. Es necesario entonces, separar los picos correspondientes a los distintos modos. Para identificar los modos verticales, se tuvo en cuenta (según ensayos realizados en el tramo central):

- Las formas modales.

- La matriz de espectro de los acelerómetros fijos: La matriz de espectro relativa al acelerómetro ubicado en el centro del tramo, por ejemplo, no presenta picos correspondientes a los modos pares.

- El modelo de elementos finitos de la estructura.

a) Frecuencias naturales según los distintos tramos del puente

En la zona central de cada tramo del puente, y sobre ambas vigas laterales, se realizaron 3 mediciones de respuesta dinámica. Como éstas se efectuaron sólo en el centro de cada tramo, se presentan valores de frecuencias correspondientes a los modos impares. Los valores de tendencia central y dispersión de las frecuencias naturales estimadas, se muestran en Tablas 5.2.

- *Modo 1:*

	Tramo este (L = 13.80 m)		
	Lado norte	**Lado sur**	**Diferencia [%]**
$\hat{\mu}$	7.30	7.36	-0.8
$\hat{\sigma}$	0.05	0.25	
CV [%]	0.73	3.39	

Tabla 5-2-a: Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

	Tramo central (L = 14.10 m)		
	Lado norte	**Lado sur**	**Diferencia [%]**
$\hat{\mu}$	6.25	6.10	2.4
$\hat{\sigma}$	0.11	0.02	
CV [%]	1.75	0.31	

Tabla 5-2-b: Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

	Tramo oeste (L = 14.10 m)		
	Lado norte	**Lado sur**	**Diferencia [%]**
$\hat{\mu}$	6.46	6.12	5.3
$\hat{\sigma}$	0.11	0.03	
CV [%]	1.69	0.47	

Tabla 5-2-c: Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

- *Modo 3:*

	Tramo este (L = 13.80 m)		
	Lado norte	**Lado sur**	**Diferencia [%]**
$\hat{\mu}$	40.65	41.17	-1.3
$\hat{\sigma}$	0.45	0.52	
CV [%]	1.11	1.25	

Tabla 5-2-d: Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

	Tramo central (L = 14.10 m)		
	Lado norte	**Lado sur**	**Diferencia [%]**
$\hat{\mu}$	41.27	40.91	0.9
$\hat{\sigma}$	0.55	0.39	
CV [%]	1.33	0.95	

Tabla 5-2-e: Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

	Tramo oeste (L = 14.10 m)		
	Lado norte	**Lado sur**	**Diferencia [%]**
$\hat{\mu}$	42.04	42.86	-1.9
$\hat{\sigma}$	0.38	0.42	
CV [%]	0.91	0.97	

Tabla 5-2-f: Tendencia central y dispersión para frecuencias naturales del puente.

La dispersión de los valores estimados es baja en todos los casos (*CV[%]* en general menor a 2%). La diferencia entre valores de frecuencias naturales estimadas

sobre la viga extrema del lado norte respecto de la del lado sur, es menor al 2% en la mayoría de los casos. Esa disparidad no es estadísticamente significativa. Por lo tanto, no pueden establecerse diferencias respecto de las mediciones obtenidas en ambas vigas extremas.

El tramo este del puente, tiene una longitud 30 cm menor a los otros dos vanos. Por lo tanto, sus frecuencias naturales deben ser mayores respecto los otros 2 tramos. Esto se verificó para la frecuencia fundamental, donde el tramo más corto tiene un valor promedio de frecuencia 15% mayor a los otros dos; pero esta diferencia no se mantuvo en el caso del tercer modo. Dada la pequeña cantidad de ensayos realizados en cada tramo del puente, y la reducida diferencia de rigidez, no se puede obtener una conclusión confiable sobre las diferencias registradas.

b) Frecuencias naturales para el tramo central

Con objeto de obtener parámetros estadísticos de las frecuencias naturales estimadas en el puente, se realizaron 11 mediciones de vibraciones dinámicas. Estas se realizaron con dos acelerómetros, los cuales se ubicaron en el centro y en el cuarto de la luz del puente, y sobre la viga extrema de lado norte del mismo.

En la Tabla 5-3 se indican los valores de tendencia central $\hat{\mu}$ y dispersión $\hat{\sigma}$, de los primeros 3 valores estimados de frecuencias naturales según 11 ensayos, correspondientes a los modos flexionales verticales. En las Figuras 5-10, se muestran los valores obtenidos en cada ensayo, la media estimada, y el intervalo de confianza del 95% respecto a esta última.

Modo	**1**	**2**	**3**
$\hat{\mu}$	6.25	18.14	41.27
$\hat{\sigma}$	0.11	0.44	0.55
CV [%]	1.75	2.40	1.33

Tabla 5-3: Tendencia central y dispersión de frecuencias naturales (en [Hz]), para el puente.

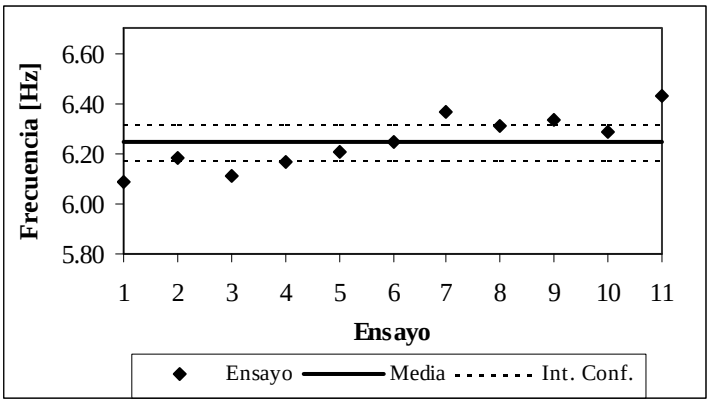

Figura 5-10-a: Frecuencias naturales para el modo 1 (en [Hz]). Estructura de puente.

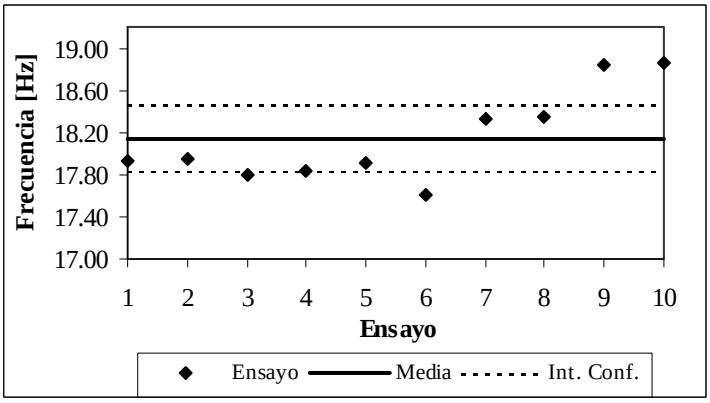

Figura 5-10-b: Frecuencias naturales para el modo 2 (en [Hz]). Estructura de puente.

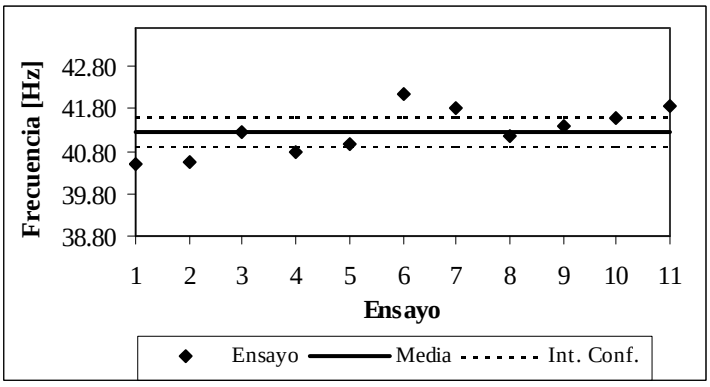

Figura 5-10-c: Frecuencias naturales para el modo 3 (en [Hz]). Estructura de puente.

Los valores de *CV [%]* en Tabla 5-3 y los gráficos de las Figuras 5-9, indican que las variaciones en los valores de las frecuencias naturales, debidas a errores aleatorios, son bajas.

En Tabla 5-4 se comparan valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales. Los valores numéricos fueron determinados de acuerdo al modelo de elementos finitos (EF) de la estructura, y también considerando el modelo de viga Euler – Bernoulli (E-B). Como condiciones de apoyos se consideraron: simplemente apoyada (Simpl. Ap.) y empotrada – empotrada (E – E). Tal como se expresara en 5.1, los valores de frecuencias naturales numéricos, se determinaron para un módulo E = 27500 MN / m^2.

Simpl. Ap.		**Valores experimentales**	**E – E**	
EF	**E- B**		**EF**	**E- B**
6.03	6.03	6.25	10.44	10.44
18.10	24.13	18.14	22.1	28.78
-	54.29	41.27	-	56.41

Tabla 5-4: Valores experimentales y numéricos de frecuencias naturales (en [Hz]), para el puente.

Los valores numéricos de frecuencias según el modelo de viga Euler – Bernoulli, no parecen adecuados para la estructura del puente. Respecto del modelo de EF, los valores de frecuencias experimentales se encuentran entre la condición de apoyo ´´ Simpl. Ap. ´´ y ´´ E – E ´´.

5.3.2 Formas modales según una viga del puente

Las mediciones para estimar formas modales se tomaron sobre la viga extrema del lado norte del puente, según se explicara en 5.2.3. En la Figura 5-11 se muestran las formas modales estimadas y teóricas, para los primeros 3 modos de vibración flexional vertical de la viga considerada. Las formas teóricas se determinaron según el modelo de elementos finitos, para condiciones de apoyo simple (Simpl. Ap.) y empotrada – empotrada (E – E). En la Figura mencionada, también se dibujó el ajuste de curva para los valores experimentales (realizado con polinomios de 6to grado, e indicado con una línea continua gruesa). Las Figuras 5-12 muestran dos modos de vibración libre puente, de acuerdo al modelo numérico empleado.

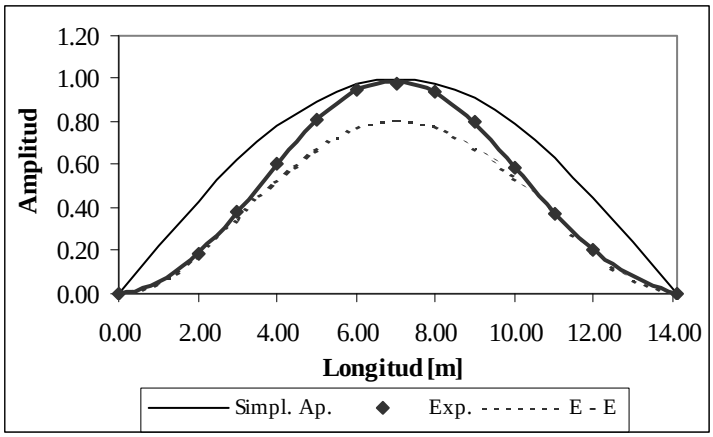

Figura 5-11-a: Forma modal teórica y experimental según una viga del puente. Modo 1.

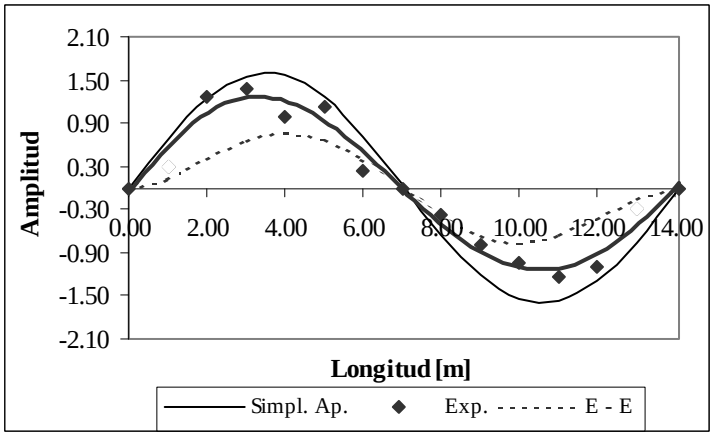

Figura 5-11-b: Forma modal teórica y experimental según una viga del puente. Modo 2.

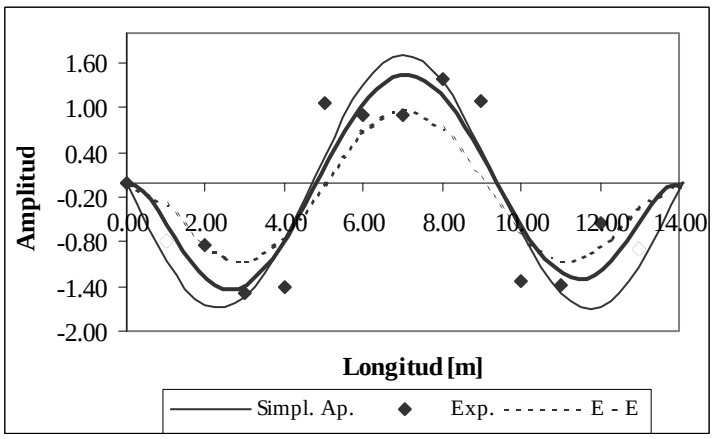

Figura 5-11-c: Forma modal teórica y experimental según una viga del puente. Modo 3.

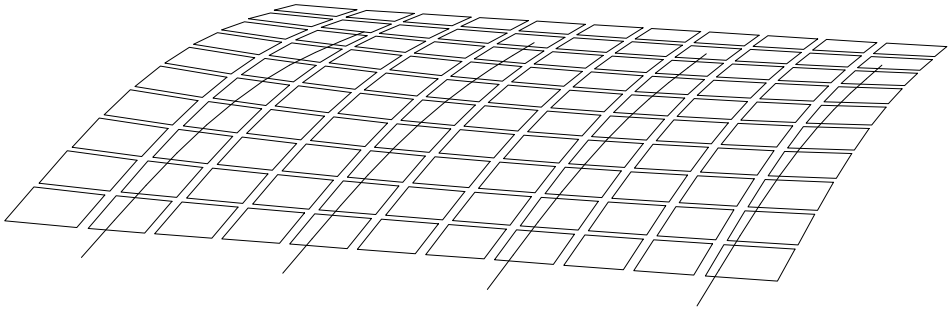

Figura 5-12-a: Esquema de vibración natural del puente, según modo 1.

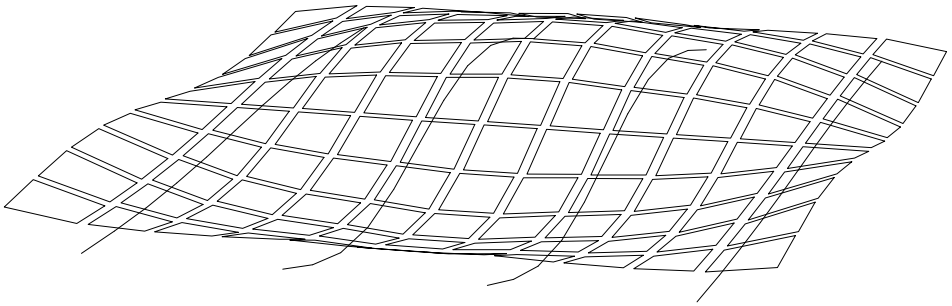

Figura 5-12-b: Esquema de vibración natural del puente, según un modo flexional – torsional acoplado.

En todos los casos presentados en la Figura 5-11, las formas modales experimentales se encuentran entre las formas teóricas, correspondientes a las condiciones de apoyo ´´ Simpl. Ap. ´´ y ´´ E – E´´. En el modo 1 se obtuvo una curva suave, cuyo ajuste coincide con los valores experimentales. Para los otros 2 modos se presentó una mayor dispersión de los valores de ensayo, respecto a la curva de ajuste. En estos últimos casos, puede que se trate de modos flexionales – torsionales acoplados (tal como el mostrado en Figura 5-11-b), que pueden excitarse de distinta manera en cada ensayo, según las características del tráfico. La presencia de estos modos en las vigas extremas, se observó en la mayoría de las formas modales determinadas con el modelo de elementos finitos. Por lo tanto, para medir solamente modos flexionales, tal como se expresara en 5.2.3, hubiera sido más conveniente realizar mediciones en las vigas centrales.

5.4 DISCUSIÓN

La forma de excitación elegida obedece a ventajas prácticas y económicas. Se pudieron obtener parámetros dinámicos confiables, a pesar de las bajas aceleraciones registradas (valores máximos menores a 4% de g), y de las mediciones efectuadas con los vehículos circulando por el puente. Si bien esta forma de excitación presenta varias ventajas, se cree necesario realizar nuevos estudios comparativos con otras formas de excitación. Esos estudios permitirían conocer de mejor manera la influencia de las vibraciones ambientales en la identificación de sistemas.

A los fines de aplicación del método, sólo se consideraron los modos flexionales verticales. Pero como la estructura también posee modos torsionales y flexo – torsionales acoplados, la selección de los modos buscados no fue simple. Para la extracción de modos flexionales, fue necesario considerar las formas modales experimentales, los registros obtenidos en el centro y en el cuarto de cada tramo y, especialmente, el modelo de la estructura.

Para evaluar la aplicabilidad del método en la estimación de las formas modales, se realizaron mediciones dinámicas sobre una de las vigas laterales del puente. Sólo se consideraron las primeras 3 formas modales correspondientes a los modos flexionales verticales de esa viga. Las formas modales estimadas experimentalmente, se encuentran entre las correspondientes a una modelo simplemente apoyado, y empotrado – empotrado. Esto indica, en acuerdo con las condiciones reales de apoyo, que existe cierta rigidez al giro en los extremos de la estructura. Para el modo 1 se obtuvo una curva suave, con poca dispersión de los valores experimentales respecto al ajuste de curva. Pero esta situación no se logró en los otros modos analizados. En estos últimos casos, puede haber influido la existencia de modos flexionales – torsionales acoplados (tal como se demuestra en el modelo de elementos finitos). Las formas modales estimadas para los modos 2 y 3, no se podrían usar para estimar daño basado en los cambios de curvatura modal. Para mejorar la calidad de la estimación, es conveniente realizar varias mediciones en un mismo punto, y trabajar con valores medios. Además, si se quiere analizar sólo modos flexionales, es necesario un estudio previo del modelo de elementos finito, para determinar cual es la viga menos afectada por los modos torsionales.

Finalmente, de acuerdo a los resultados obtenidos, puede indicarse que son confiables los valores de frecuencias naturales estimados, y la forma modal del 1er modo. Para las otras formas modales, es también posible mejorar el procedimiento de ensayo y el análisis de señales. Por lo tanto, se pueden obtener resultados satisfactorios al aplicar el método propuesto a estructuras reales.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 SÍNTESIS Y CONCLUSIONES

En esta Tesis se presentan y analizan los aspectos necesarios para aplicar un sistema de auscultación de estructuras, basado en ensayos dinámicos. Una síntesis del trabajo realizado (identificación de sistemas e identificación del daño) y de las principales conclusiones obtenidas, se expresan en los párrafos siguientes.

- De acuerdo al análisis bibliográfico, para la identificación de sistemas se puede trabajar con métodos que consideren o no la excitación de la estructura. Las técnicas donde no se contempla la medida de la excitación, desarrolladas en los últimos años, permiten realizar ensayos dinámicos más simples y económicos. Además, pueden aplicarse a procedimientos de monitoreo continuo. Sin embargo, alcanzan menor

precisión que los métodos que incluyen la medida de la excitación. Con objeto de contribuir al conocimiento de los alcances y limitaciones de las técnicas que no consideran la medida de la excitación, en esta tesis se adoptó un procedimiento de identificación de sistemas que tiene en cuenta sólo la medida de la respuesta dinámica. Varios modelos de vibración de la estructura, permiten identificar sistemas cuando no se mide la excitación. En este trabajo, para estimar parámetros modales, se aplicó un método simple en el dominio de la frecuencia, basado en los espectros (detección de pico). Este procedimiento ha sido ampliamente usado en ingeniería civil, debido a su sencillez y rapidez de ejecución. Si bien existen métodos más avanzados (tal como el de los sub espacios), se creyó conveniente realizar aplicaciones con un método básico, y dejar para nuevos trabajos de investigación el uso de procedimientos más evolucionados. Posteriormente, este método puede servir de control para los resultados obtenidos con nuevos procedimientos. Por otra parte, también se mostró la factibilidad del uso de la identificación de sistemas para verificar hipótesis de cálculo de una estructura construida.

- En cuanto a la identificación del daño, se describen en la literatura dos tipos de técnicas. En una de ellas, basada en la respuesta dinámica de la estructura, se plantea una relación directa entre los cambios de los parámetros modales y el daño. En la otra, basada en el modelo, la identificación del daño se hace a través de un modelo numérico de la estructura. En estructuras reales, se han usado principalmente técnicas basadas en la respuesta. Sin embargo, los mismos datos obtenidos en los ensayos dinámicos, se podrían usar en técnicas basadas en el modelo. De esta manera, se puede lograr una validación de los resultados alcanzados en el primer caso. Como es necesario continuar con el desarrollo de ambos procedimientos planteados, en esta Tesis se decidió trabajar con una técnica de identificación de daño basada en la respuesta. El estudio realizado, puede ocuparse luego para ajustar y validar modelos numéricos de las estructuras analizadas.

- En laboratorio se consideraron como sistemas: una viga metálica y otra de hormigón armado, simplemente apoyadas. La identificación, basada sólo en la medida de la respuesta, consistió en estimar frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento en las estructuras sin daño. En este proceso de identificación de sistemas, es necesario desarrollar 3 aspectos importantes:

- Planificación y ejecución de los ensayos dinámicos.

- Proceso de adquisición de datos y análisis de las señales (como la base del sistema de medición son los acelerómetros, es necesario realizar la calibración periódica de los mismos).

- Método de estimación de parámetros modales.

A partir de los resultados alcanzados en los ensayos, puede indicarse:

- Variaciones de temperatura en el intervalo (26.4 – 35.2 ºc), no provocaron modificaciones en los valores de frecuencias naturales de la viga metálica.

- Los errores aleatorios en las frecuencias naturales de ambas vigas, registrados para más de 10 ensayos, fueron bajos (*CV[%]* en general menor al 3.5%). En el caso de la viga de hormigón armado, se detectó una disminución de frecuencias leve con cada nuevo ensayo. Esto puede atribuirse al daño provocado por el golpe de martillo usado como excitación. En ambas estructuras, no se detectó una influencia de la magnitud de la excitación provocada, respecto al valor de frecuencia estimado. La comparación entre valores de frecuencia experimentales y teóricos (modelo de viga Euler – Bernoulli), indica que los apoyos reales produjeron cierta restricción al giro.

- La dispersión de valores en los coeficientes de amortiguamiento de ambas vigas, fue mucho mayor que en el caso de frecuencias naturales (*CV[%]* en general menore al 23%). Se detectó una influencia entre la magnitud de la excitación y el valor de coeficiente de amortiguamiento estimado, que puede deberse a un efecto de no linealidad.

- En lo que se refiere a formas modales, se obtuvo una buena correlación entre la estimación experimental y la forma teórica (modelo de viga Euler – Bernoulli). La mencionada correlación, se cuantificó mediante el índice MAC.

De acuerdo a los resultados obtenidos, puede decirse que el procedimiento de ensayo, el proceso de adquisición de datos - análisis de las señales, y el método de detección de pico, resultaron adecuados para estimar frecuencias naturales y formas modales en estructuras de laboratorio.

- La identificación de daño, basada en la respuesta, se realizó a través del estudio experimental realizado en laboratorio. El objetivo fue detectar y localizar daño

en vigas metálicas y de hormigón armado. Las características del deterioro artificialmente provocado, se establecieron con objeto de evaluar el rendimiento y las limitaciones del método propuesto en ciertos casos particulares. En el caso de la viga metálica, la magnitud del daño materializado en la zona del cuarto de la luz, fue importante. Se provocó una disminución del momento de inercia del 39.3% en un caso y del 60.7% en otro; en una longitud de 15 y 25 cm respectivamente. La viga de hormigón armado, en cambio, fue dañada mediante la aplicación de cargas estáticas. En ella se aplicaron 5 escalones de carga, 3 de los cuales correspondieron a solicitaciones inferiores a la admisible. Luego de cada escenario de deterioro provocado en la estructura, se realizó la identificación del sistema dañado. Los indicadores de daño elegidos, que se relacionan directamente con la pérdida de rigidez de la estructura, fueron las variaciones de frecuencias naturales y de las curvaturas de las formas modales:

- Variación de los valores medios de frecuencias naturales: En el caso de la viga metálica, la disminución de frecuencias registradas en ambos escenarios de daño respecto de la estructura sana, fue del orden del 2.3 y 6.7%. Mientras que en la viga de hormigón armado, esa disminución varió entre el 1er y 5to escalón de carga, del 4.5 al 15%. En ambas estructuras y para cada escenario de daño, se registraron variaciones de frecuencias naturales estadísticamente relevante, para la mayoría de los modos. Esto indica la alta probabilidad de la existencia de daño en cada caso.

- Variación de la curvatura modal: Primero se calcularon las diferencias de curvatura modal entre la viga sana y dañada. Luego se promedian las diferencias de curvatura modal según los distintos modos. Finalmente se obtuvieron las gráficas de las variaciones promedio registradas a lo largo de la viga. Los picos en la gráfica mencionada, determinan zonas probables de daño. Para la viga metálica, en ambos escenarios de daño, se obtuvo un pico principal entorno a la cota 2.00 m, donde se había provocado el daño. En el caso de la viga de hormigón armado, en cada uno de los 5 casos de daño producidos, se obtuvo un pico principal en la cota 3.00 m. En el ensayo estático (luego del último escalón de carga) se observó el desprendimiento del recubrimiento del hormigón en esa cota. Además, los valores de resistencia última, determinados de acuerdo a ensayos realizados con ultrasonido y esclerometría,

indicaron también una disminución de resistencia en esa zona. Los resultados indican que ha sido posible localizar daño en los casos analizados.

Al aplicar el método de identificación de daño, siempre es conveniente trabajar con resultados de varios ensayos, analizando la posibilidad de errores aleatorios, a través de las medidas de dispersión. Respecto a las formas modales estimadas experimentalmente, se debe controlar especialmente la suavidad de las mismas. Si se registran alteraciones en la gráfica respectiva, se obtendrán variaciones de curvatura que no son debidas al daño.

También es importante recordar que este método se basa en la comparación de parámetros dinámicos actuales respecto de otros considerados iniciales. Por ello es de suma importancia realizar ensayos dinámicos una vez que concluye la construcción de una estructura. Si esto no ha sido posible, y se cuenta con planos conforme a obra, las características dinámicas iniciales de una estructura podrían obtenerse a partir de un modelo numérico.

- Un puente de 3 tramos fue elegido como sistema, con objeto de identificar frecuencias naturales y formas modales en el caso de estructuras reales. El proceso de adquisición de datos - análisis de las señales, y el método de estimación de parámetros modales, fue el mismo que el empleado en estructuras de laboratorio. Sólo se midieron las respuestas dinámicas en algunos puntos del tablero, producidas por vibraciones ambientales (tráfico sobre el puente). La forma de excitación elegida, contribuye a un procedimiento de ensayo simple y económico. En trabajos de campo es muy importante la planificación previa del mismo, la cual incluye la determinación de los puntos de la estructura más convenientes para la realización de mediciones dinámicas. Para ello, es necesario contar con un modelo numérico de la estructura, el cual permitirá conocer previamente las características dinámicas de aquella. Otro aspecto importante a considerar, más aun cuando se realizan mediciones en distintas épocas del año, es la influencia de los factores ambientales. En el estudio presente no se registraron variaciones significativas de temperatura. De análisis de resultados obtenidos surgen las siguientes consideraciones:

- Estimación de frecuencias naturales: Se estimaron frecuencias naturales en el centro de cada tramo del puente, sobre ambos laterales del tablero. Las variaciones

registradas no fueron estadísticamente significativas. Al parecer, fueron causadas por errores de tipo aleatorio. También se determinaron las medidas de dispersión para la estimación de frecuencias naturales en el tramo central del puente. Para ello, se realizaron 11 ensayos sobre una de las vigas laterales del mismo. En general se obtuvieron valores bajos de dispersión (*CV[%]* menor al 2%). Además, estos valores se encuentran en el intervalo correspondiente a la condición simplemente apoyado y empotrado – empotrado, de un modelo de elementos finitos.

- Estimación de formas modales: Las formas modales se estimaron sólo para una de las vigas laterales del puente. Se analizaron las primeras 3 formas modales flexionales verticales de la misma. Para el modo 1 se obtuvo una curva suave, con poca dispersión de los valores experimentales respecto al ajuste de curva. Esta situación no se logró en los otros 2 modos, debido a la presencia de modos flexionales y torsionales acoplados. Puede mejorarse la calidad de la estimación, si se consideran varias mediciones en un mismo punto, y si se hacen mediciones en vigas centrales (menos afectadas por modos torsionales). Si se quieren estimar las formas modales del puente, es necesario realizar mediciones en varios puntos, lo que puede hacerse por la parte inferior del mismo, para evitar interrupciones del tráfico.

Puede observarse que con un procedimiento simple y rápido (con un tiempo de muestreo de 3 minuto por ensayo), también se obtienen valores confiables de frecuencias naturales y formas modales en estructuras reales.

6.2 INVESTIGACIONES FUTURAS

A partir de este trabajo, pueden plantearse mejoras tanto en la identificación de sistemas como en la del daño, con objeto de lograr procedimientos más confiables y seguros. Además, es necesario determinar los alcances y limitaciones de cada procedimiento de auscultación propuesto. A continuación se sugieren nuevos desarrollos posibles, tanto para trabajos en laboratorio, como en estructuras reales.

- Respecto a la identificación de sistemas:

- Se cree conveniente continuar la investigación de estimación de parámetros modales basados en ensayos dinámicos sin la medida de la excitación. Es

necesario mejorar la precisión en la estimación experimental de esos parámetros, especialmente en el caso de las formas modales. Nuevos estudios comparativos permitirán conocer mejor la influencia de las vibraciones ambientales en la identificación de sistemas, respecto a otras fuentes de excitación.

- A lo largo de un período de medición (continuo o periódico) la estructura estará sometida a parámetros ambientales variables. Por ello, se debe continuar el estudio de la influencia de estos factores sobre la variabilidad en las frecuencias naturales y formas modales.

- Respecto a la identificación del daño:

- Para detectar y localizar daño, las frecuencias naturales y las formas modales (a través de los cambios de curvatura o energía de deformación) constituyen buenos indicadores del deterioro, si se alcanza una precisión adecuada en su estimación. Es entonces necesario mejorar los procedimientos para la obtención de estos índices. También debe pensarse en nuevas técnicas para cuantificar la magnitud del daño, y el impacto de éste sobre toda la estructura. Sería conveniente complementar los métodos de identificación de daño basados en la respuesta, con aquellos basados en el modelo. De esta manera se podrían contrastar los resultados obtenidos en cada caso.

- Los nuevos estudios deberían contemplar las características del daño provocado. Es decir, distintos tipos, magnitudes y ubicaciones del mismo en la estructura. Además, en cada caso, se deben fijar las condiciones mínimas para su identificación.

- También las investigaciones futuras debieran establecer el tipo de intervención a seguir luego de registrarse determinada variación de los índices de daño. Es decir, relacionar la magnitud de las variaciones medidas con la acción a desarrollar en el puente (tales como: controles más frecuentes, mantenimiento rutinario, mantenimiento preventivo, reparación, reemplazo).

REFERENCIAS

Ahmadian H., Mottershead J. y Friswell M. (2000). Damage location indicators from substructure mode shapes. *Inverse Problems in Engineering*, vol. 8, pages 309 - 323. © OPA (Overseas Publishers Association) N.V.

Alampalli, S. (2000). Effects of testing, analysis, damage, and environment on modal parameters. *Mechanical Systems and Signal Processing* 14(1), pages 63-47.

Alampalli, S. (1999). Significance of operating environment in condition monitoring of large civil structures. *Shock and Vibration* 6, pages 247 – 251. ISSN 1070 - 9622 © IOS Press.

Ambrosini R.D. (1991). *Análisis Dinámico de Estructuras de Pared Delgada y Sección Abierta en el Dominio de la Frecuencia*, Tesis de Magister en Ing. Estructural, Univ. Nac. de Tucumán, Argentina.

Amín D.L. (2001). *Estimación de la resistencia del hormigón mediante ensayos no destructivos*, Tesis de Magíster en Ingeniería Estructural, Univ. Nac. de Tucumán, Argentina.

Araújo dos Santos J.V., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. y Pina H.L.G. (2000). Development of a numerical model for the damage identification on composite plate structures. *Composite Structures* 48, pages 59 a 65. © Elsevier Science Ltd.

Araújo dos Santos J.V., Mota Soares C.M., Mota Soares C.A. y Pina H.L.G. (1999). Identification of damage in composite structures: a numerical model. *Mechanics of Composite Materials and Structures* 6, pages 363 - 376. © Taylor & Francia.

Barrios D' Ambra, R. (1997). *Aplicación en la adquisición y tratamiento de procesos aleatorios representativos de fenómenos físicos*, Tesis de Magíster en Mecánica Aplicada al Análisis y al Proyecto de Ingeniería, Universidad Nacional del Nordeste, Argentina.

Bensalem A., Fairfielg C.A. y Sibbald A. (1997). Non - destructive evaluation of the dinamic response of a brickwork arch. *Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs* 122, pages 69 – 82, Paper 10894.

Cantieni R. (1996). Updating of analytical models of existing large structures based on modal testing. *Recent Advances in Bridge Engineering*. © CIMNE Barcelona.

Capecchi D. y Vestroni F. (1999). Monitoring of structural systems by using frequency dada. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, pages 447 - 461.

Casas J.R. (1997). Horizontal bridge - soil interaction assessment by dynamic testing. *Experimental Mechanics*, vol. 37 - nº 1.

Casas J.R. y Aparicio A.C. (1994). Structural damage identification from dynamic - test data. *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, nº 8. © ASCE.

Cattarius J. e Inman D.J. (1997). Time domain analysis for damage detection in smart structures. *Mechanical System and Signal Processing* 11 (3), pages 409 - 423. © Academic Press Limited.

Cerri M. y Vestroni F. (2000). Detection of damage in beams subjected to diffused cracking. *Journal of Sound and Vibration* 234(2), pages 259 - 276.

Chen H. y Bicanic N. (2000). Assessment of damage in continuum structures based on incomplete modal information. *Computers and Structures* 74, pages 559 - 570. © Elsevier Science Ltd.

Chen H. y Kiriakidis A.C. (2000). Evaluation and damage detection de ceramic candle filters. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, nº 3. © ASCE.

Clough R. W. y Penzien J. (1975). *Dynamics of Structures*. Mc Graw Hill, Inc, New York.

Ewins D. (1997). Basics and state of the art of modal testing. IUTAM_IITD *International Winter School on Optimum Dynamic Design using Modal Testing and Structural Dynamic Modification.* 15-19 Dec., pages 3-17.

Ewins D. (2000). *Modal Testing - Theory, practice and application*. Second Edition - Reserch Studies Press Ltd.

Gawronsky W. y Sawicki J.T. (2000). Structural damage detection using modal norms. *Journal of Sound and Vibration* 229 (1), pages 194 - 198. © Academic Press.

Genovese M., Oliveira A., Doz G. y Brito J. (2000). Analise experimental para avaliacao da integridade estructural por meio das alteracoes nas caracteristicas dinamicas. *XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural "Jubileo don Julio Ricaldoni"*, Punta del Este, Uruguay.

Gladwell G.M.L. y Morassi A. (1999). Estimating damage in a rod from changes in node positions. *Inverse Problems in Engineering*, vol. 7, pages 215 - 233. © OPA (Overseas Publishers Association) N.V.

Gongkang Fu (1999). Nondestructive Bridge Testing: Load Rating and Condition Rating. *Bridge Safety and Reliability* pages 137-164.

Helsel, R. (1998). *Visual programming with HP VEE*. © Hewlett - Packard Company. Prentice Hall, Inc. 3ra edition.

Hewlett - Packard (1998). *HP VEE Advanced Programming Techniques*.

Lee Y. y Chung M. (2000). A study on crack detection using eigenfrequency test data. *Computers and Structures* 77, pages 327 - 342. © Elsevier Science Ltd.

Maeck J., Peeters B., De Roeck G. (2001). Damage identification on the Z24 bridge using vibration monitoring. *Smart Materials and Structures* 10, pages 512-517. © IOP Publishing Ltd.

Maeck J., Wahab M., Peeters B., De Roeck G., De Visscher J., Wilde W., Ndambi J. y Vantomme J. (2000). Damage identification in reinforced concrete structures by dynamic stiffness determination. *Engineering Structures*, vol. 22, pages 1339-1349. © Elsevier Science Ltd.

Maguire J.R. y Severn R.T. (1987). Assessing the dynamic properties of prototype structures by hammer testing. *Proc. Instn Civ. Engrs*, Parte 2, 83, pages 769 - 784. Paper 9226.

Matlab (1999). The language of technical computing. Version 5.30.10138 (R11). © The MathWorks, Inc.

McConnell K.G. (1995). *Vibration Testing - Theory and practice*. © John Wiley & Sons, Inc.

McHargue P. y Richardson M. (1993). Operating deflection shapes from time versus frequency domain measurements. *11th International Modal Analysis Conference* IMAC, Kissimmee, Fl 1993.

Microsoft ® Excel 97. © Microsoft Corporation.

Morassi, A. y Rollo, M. Indentification of two cracks in a simply supported beam from minimal frequency measurements. Submitted to Journal of Vibration and Control (2001).

Peeters, B. (2000). *System identification and damage detection in civil engineering*, PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.

Peterson S., McLean D., Symans M., Pollock D., Cofer W., Emerson R. y Fridley K. (2001). Application of dynamic system identification to timber beams - Part I and II. *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, nº 4. © ASCE.

Potter R. y Richardson M. (1974). Mass, stiffness, and damping matrices from measured modal parameters. *International Instrumentation - Automation Conference & Exhibit*.

RamAdvanse 3.0 (1999). © RAM International.

Richardson M. (1997). Is it a mode shape, or an operating deflection shape?. *Sound & Vibration Magazine*, 30 th Anniversary Issue.

Riera J.D. y Rios R.D. (2000). Evolução do amortecimento com o nivel de dano em estruturas de concreto armado. *XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural "Jubileo don Julio Ricaldoni"*, Punta del Este, CD-Rom, pp. 1-10.

Salawu, O.S. (1997). Detection of structural damage though changes in frequency: a review. *Engineering Structures*, vol. 19, nº 9, pages 718-723.

Schwarz B. y Richardson M. (2001) Post - processing ambient and forced response bridge data to obtain modal parameters. *International Modal Analysis Conference* IMAC 2001, pages 1-7.

Schwarz B y Richardson M (1999). Introduction to operating deflection shapes. *CSI Reliability Week*, Orlando Fl.

Shi Z.Y. y Law S.S. (1998). Structural damage localization from modal strain energy change. *Journal of Sound and Vibration*, 218 (5), pages 825 – 844, article nº sv 981878. © Academic Press.

Sohn H., Dzwonczyh M., Straser E., Kiremidjian A., Law K. y Meng T. (1999). An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28/8, pages 879 - 897.

Stubbs N., Park S., Sikorsky C. y Choi S. (2000). A global non-destructive damage assessment methodology for civil engineering structures. *International Journal of Systems Science*, vol. 31, nº 11, pages 1361-1373. © Taylor & Francis Ltd.

Tamagna A. y Hennemann J.C.F. (1983) Propriedades geométrica de seções abertas de pequena espessura. *Caderno Técnico CT-36*. Curso de Põs- Graduação em Engenharia Civil. Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Thambiratnam D.P. y Brameld G.H. (2000). Memory T.J. Experimental analysis of an asymmetric reinforced concrete bridge under vehicular loads. *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 9, nº 1, pages 17 - 35.

The Modal Shop, Inc. (1992). Structural Dynamics Canon - Model K9510D - *Modal Testing Tutorial and User's Guide*. © The Modal Shop, Inc.

Varios (2000). *80 años del Ing. Bignoli – Sus discípulos*. Impresión Ballester Gráficas Producciones (Buenos Aires).

Ventura C., Tuna O. y Tsai P. (2000). Dynamic characteristics of the Crowchild Trail Bridge. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 27, pages 1046-1056. © NRC Canada.

Vold H. y Richardson M. (2001). Measuring operating deflection shapes under non-stationary conditions. *International Modal Analysis Conference* IMAC 2001.

Wahab M.M. y De Roeck G. (1999). Effect of excitation type on dynamic system parameters of a reinforced concrete bridge. *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 7, No 4, pages 387-400.

Wahab M.M. y De Roeck G. (1999). Damage detection in bridges using modal curvatures: application to a real damage scenario. *Journal of Sound and Vibration* 226 (2), pages 217 -235. © Academic Press.

Wahab M.M., De Roeck G. y Peeters B. (1999). Parameterization of damage in reinforced concrete structures using model updating. *Journal of Sound and Vibration* 228 (4), pages 717 -730. © Academic Press.

Zou Y., Tong L. y Steven G.P. (2000). Vibration - based model - dependent damage (delamination) identification and health monitoring for composite structures - a review. *Journal of Sound and Vibration*, 230 (2), pages 357 - 378. © Academic Press.