

**“DETERMINACIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL
EN BASE A CAMBIOS
DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS”**

Hernán Guillermo Kunert

Ingeniero Mecánico
Universidad Nacional de Mar del Plata

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

Magister en Ingeniería Estructural

Dirigida por

Dr. Ing. Ricardo Daniel Ambrosini

Comisión de Supervisión

Mag. Ing. Rodolfo Barlek
Dr. Ing. Gustavo Pérez
Dra. Inga. Liz Hassan

**Instituto de Estructuras “Arturo Guzmán”
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán**

San Miguel de Tucumán, Junio de 2007

DEDICATORIA

Quiero dedicar esta tesis a mi esposa Julia, que me apoyó en todo momento, que con su riqueza de espíritu mitigó la distancia que nos separó de nuestros afectos y familias, que sacrificó su propio desarrollo profesional para acompañarme en esta y otras experiencias de vida que compartimos. A ella mi mas sincero agradecimiento!!!.

A mis padres que desde chico me inculcaron los valores del estudio, del esfuerzo y la disciplina. A ellos que me educaron, en el sentido amplio de la palabra, dedico también mi logro.

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 de Iniciación a la Investigación FACET-UNT, la realización de la Maestría.

Al equipo directivo, docente, administrativo y auxiliar del Instituto de Estructuras por haberse brindado en forma cabal, dándome su contención y apoyo durante mi estadía en Tucumán.

En especial al *Dr. Rodolfo Danesi*, por haberme facilitado todo aquello a su alcance, por haber gestionado en forma eficiente toda inquietud y pedido que le hice, por haberme ayudado en todo lo que le fue posible durante mi estadía y la de mi esposa en Tucumán.

También quiero agradecer a la *Dra. Bibiana Luccioni*, actual directora académica del Magíster en Ingeniería Estructural, por haber gestionado los tramites inherentes al cambio de reglamento de postgrado de la UNT.

Por ultimo, quiero expresar el mayor de los reconocimientos a mi director de tesis, *Dr. Daniel Ambrosini*, por su paciencia, constancia, dedicación y esfuerzo en su impecable tarea de dirección. Quiero agradecer el apoyo que me brindo durante mi dilatado desarrollo de la tesis. A el mi mas sincero

agradecimiento, porque de su buena voluntad depende que esta tesis se halla finalizado.

Quiero agradecer también a mis compañeros: *Ahmad, Viviana, Mauricio, Javier y Daniel* por su amistad, apoyo y tolerancia. Por todos los momentos buenos que compartimos durante esos dos años de estadía en Tucumán.

A todos ellos, y a otros que seguro estoy olvidando, Muchas gracias!!!

Hernán G. Kunert

ÍNDICE GENERAL

Página 0	Carátula
Página 1	Dedicatoria
Página 2	Agradecimientos
Página 4	Índice General
Página 7	Nomenclatura
Página 10	Lista de Figuras
Página 12	Lista de Tablas
Página 14	Resumen
Capítulo 1	“Introducción”
Página 16	Importancia del Tema
Página 20	Objetivos
Página 21	Hipótesis de Trabajo
Página 22	Antecedentes Generales
Página 24	Organización del Texto
Capítulo 2	“Antecedentes y Fundamentos Teóricos”
Página 27	Introducción
Página 27	Antecedentes Generales
Página 28	Efectos del Daño Estructural en la Frecuencia Natural
Página 30	Antecedentes, Métodos y Algunas Clasificaciones
Página 34	Tipos de Excitación
Página 35	Influencia de la Variación Aleatoria
Página 36	Influencia de Factores Ambientales
Página 38	Otros Factores a Considerar

Página 39 Conclusiones

Capítulo 3 “Funciones de Daño”

Página 41 Introducción

Página 41 Función de Daño “ F_{1A} ”

Página 44 Función de Daño “ F_{1B} ”

Página 45 Función de Daño “ F_2 ”

Página 47 Observación sobre Funciones de Daño

Página 50 Conclusiones

Capítulo 4 “Implementación Numérica”

Página 51 Introducción

Página 52 El Modelo Físico-Matemático de FREC

Página 57 Estructura General y Funcionamiento de FREC-DAMAGE

Página 67 Generación de Curvas de Daño

Página 71 Determinación de los Parámetros de Daño

Página 73 Verificación de un Modelo de Elementos Finitos

Página 80 Conclusiones

Capítulo 5 “Criterio de Daño”

Página 82 Definición de Daño

Página 83 Naturaleza Física de los Materiales y su daño (Nivel “Micro”)

Página 86 El Hormigón Armado como Material Estructural y su Daño (Nivel “Macro”)

Página 87 La Estructura de Hormigón Armado y su Daño (Nivel “Global”)

Página 88 El Criterio de Daño Propiamente Dicho

Página 99 Conclusiones

Capítulo 6 “Aplicación Real del Criterio de Daño”

Página 101 Introducción a la Dinámica Experimental

Página 104 La Estructura a Ensayar

Página 106 Consideraciones Previas al Ensayo

Página 112 Aplicación Real del Criterio de Daño

Capítulo 7 “Conclusiones y Trabajos a Futuro”

Página 120 Conclusiones

Página 121 Trabajos a Futuro

Página 123 Referencias

NOMENCLATURA

A	Matriz del sistema
$\mathbf{Am}$	Factor que amplifica la señal analógica
$A(\omega)$	Espectro de frecuencia de la respuesta
$a(t)$	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 w
a_x, a_y	coordenadas del centro de corte
b	ordenada al origen de la recta de interpolación
C	Constante de calibración del acelerómetro
$E(x)$	Módulo de elasticidad longitudinal evaluado en x
E_o	Modulo de elasticidad original (sin daño)
E	Modulo de elasticidad del material
F_{1a}, F_{1b}, F_2	Funciones de daño
FP	Frecuencia promedio
F_T	Sección transversal
f	Frecuencia, [Hertz]
f_i	Frecuencia correspondiente al modo i , [Hertz]
$f_{lím}$	Componente de frecuencia límite a digitalizar
$f_{máx}$	Componente de frecuencia máxima a digitalizar
G	Modulo de torsión
H_k	Momento torsor de Saint Venant
$i = \sqrt{-1}$	Unidad imaginaria

J_x, J_y	momentos de inercia de la sección transversal en relación a los ejes de referencia x e y
J_ϕ	momento de inercia sectorial
J_d	módulo de torsión
K	Rigidez del sistema equivalente
k_1, k_3	Factores de ponderación modal
L	Longitud de la estructura
M_T	Momento torsor total
M	Masa del sistema equivalente
m	Pendiente de la recta de interpolación
mg	milésimas de aceleración de la gravedad
N	Número de puntos muestreados
nn	Número de puntos muestreados por segundo
n	Parámetro de daño ($0 \leq n \leq \infty$)
q_x, q_y, m_A	cargas aplicadas externamente por unidad de longitud en las direcciones x, y y θ respectivamente
q	Vector de cargas externas
$s(t)$	Función para transformar una señal analógica en digital. Incorpora los parámetros de muestreo.
T	Duración del intervalo de muestra
t	Variable tiempo
$v(x,w)$	Vector de estado
$v_1(t)$	Señal analógica (eléctrica), que se obtiene en el acelerómetro
$v_2(t)$	Señal analógica a la salida 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	Posición de un punto de la estructura
$Y(x)$	Función de interpolación

α	Parámetro de daño ($0 \leq \alpha \leq 1$)
α_1, α_3	Parámetros de daño debidos a los modos 1 y 3)
β	Parámetro de daño ($0 \leq \beta \leq 1$)
Δf	Frecuencia de muestreo o resolución de frecuencia
Δt	Tiempo entre cada punto adquirido
ρ	Densidad del material
θ	rotación de la sección transversal alrededor del centro de corte
ν	Coficiente de Poisson
ω	Frecuencia circular, [rad / seg]
ω_n	Frecuencia natural del sistema equivalente
ξ, η, ζ	Desplazamientos en coordenadas generalizadas
γ_{zx}, γ_{zy}	Deformaciones angulares de membrana
μ	Coficiente de amortiguamiento
μ_0	Coficiente de amortiguamiento inicial
$(.)^T$	Transpuesta
ALFA	Parámetro de daño
MEF	Modelo de elementos finitos
Int	Valores obtenidos por interpolación
Ext	Valores obtenidos por extrapolación
FFT	Transformada rápida de Fourier
VR de FP	Variación relativa de la frecuencia promedio
VF	Variación de la frecuencia
VFCM...	Variación de la frecuencia considerando la medida en...
°C	Grados centígrados

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Variación del modulo elástico con la posición en función "1a"
Figura 3.2	Variación del parámetro de daño α en la función "1a"
Figura 3.3	Variación del parámetro de daño α en la función "1b"
Figura 3.4	Variación del parámetro de daño α en la función "2"
Figura 3.5	Función de Abdel Wahab M.M aplicada a la viga de Palazzo G.
Figura 4.1	Sistema de coordenadas utilizado
Figura 4.2	Modelos materiales en FREC-DAMAGE
Figura 4.3	Curvas de daño según primer frecuencia
Figura 4.4	Curvas de daño según tercer frecuencia
Figura 4.5	Evolución del daño con función "1a"
Figura 4.6	Evolución del daño con función "1b"
Figura 4.7	Evolución del daño con función "2"
Figura 4.8	Modelo de elementos finitos
Figura 4.9	Curvas de daño primer frecuencia y 1er escenario de daño MEF
Figura 4.10	Curvas de daño tercer frecuencia y 1er escenario de daño MEF
Figura 4.11	1er escenario MEF parametrizado según funciones 1a, 1b y 2
Figura 4.12	Curvas de daño primer frecuencia y 2do escenario de daño MEF

- Figura 4.13** Curvas de daño tercer frecuencia y 2do escenario de daño MEF
- Figura 4.14** 2do escenario MEF parametrizado según funciones 1a, 1b y 2
- Figura 4.15** Evolución coherente del daño para escenarios MEF
-
- Figura 5.1** Esquema 3D de dislocaciones
- Figura 5.2** Esquema del proceso de deformación plástica
- Figura 5.3** Relación básica empleada en el criterio de daño
- Figura 5.4** Esquema viga de Ndambi J.M. (2000)
- Figura 5.5** Grafico de dispersión de los datos utilizados
- Figura 5.6** Grafico de dispersión de los datos utilizados modificados según criterio del paso 1 de carga
- Figura 5.7** Curvas de interpolación-extrapolación usadas para cálculo de valores al 33% y 66%
- Figura 5.8** Grafica de promedio $\pm$ coeficiente de variación
- Figura 5.9** Regresión lineal del criterio de daño
-
- Figura 6.1** Esquema de un dispositivo típico de medición para un ensayo dinámico
- Figura 6.2** Vista general del puente ensayado.
- Figura 6.3** Vista del equipo de medición y acelerómetro
- Figura 6.4** Esquema estructural del puente según su eje longitudinal.
- Figura 6.5** Corte transversal esquemático de la estructura del puente
- Figura 6.6** Señal tomada con filtro pasa-baja a 1000Hz.
- Figura 6.7** Señal tomada con filtro pasa-baja a 300Hz
- Figura 6.8** Zona de mediciones, sobre viga lateral
- Figura 6.9** Registro del momento en que se despega un acelerómetro

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1	Ubicación aproximada de las subrutinas en FREC-DAMAGE
Tabla 4.2	Primeras 3 frecuencias flexionales verticales de vibración obtenidas variando el parámetro de daño con cada función 1a, 1b y 2
Tabla 4.3	Valores de α_1 y α_3 obtenidos de las curvas de daño
Tabla 4.4	Valores de α obtenidos por promedio ponderado
Tabla 4.5	Resultado MEF 1er escenario
Tabla 4.6	Resultado MEF 2do escenario
Tabla 4.7	Valores de α_1 y α_3 obtenidos de las curvas de daño – 1er escenario
Tabla 4.8	Valores de α obtenidos por promedio ponderado –1er escenario
Tabla 4.9	Valores de α_1 y α_3 obtenidos de las curvas de daño – 2do escenario
Tabla 4.10	Valores de α obtenidos por promedio ponderado –2do escenario
Tabla 5.1	Datos paper ‘a’ Maeck et al (2000)
Tabla 5.2	Datos paper ‘b’ Maeck et al (2000)
Tabla 5.3	Datos paper Ndambi et al (2002)
Tabla 5.4	Datos tesis Palazzo G L (2001)
Tabla 5.5	Datos modificados paper ‘a’ Maeck et al (2000)
Tabla 5.6	Datos modificados paper ‘b’ Maeck et al (2000)
Tabla 5.7	Datos modificados paper Ndambi et al (2002)

Tabla 5.8	Datos modificados tesis Palazzo (2001)
Tabla 5.9	Datos totales interpolados y extrapolados, coeficientes de las rectas
Tabla 5.10	Estadísticas de los datos en los porcentajes de carga de interés
Tabla 5.11	Criterio de daño
Tabla 6.1	Parámetros de muestreo utilizados
Tabla 6.2	Mediciones hechas en el vano este
Tabla 6.3	Mediciones hechas en el vano central
Tabla 6.4	Mediciones hechas en el vano oeste.
Tabla 6.5	Mediciones de Frecuencia del puente. Promedio (Hz), desviación típica y coeficiente de variación (%) medidos con dos años de diferencia
Tabla 6.6	Resultados de integridad del puente en Junio de 2003

RESUMEN

El daño en materiales es un proceso, generalmente progresivo, por medio del cual sus propiedades se van deteriorando de modo de llegar, en algún momento, a perder su funcionalidad; esto es, dejar de cumplir la misión (o función) para la cual fue diseñado. En el ámbito de la ingeniería de materiales usualmente surge la necesidad de evaluar dicho deterioro, cuantificarlo y poder predecir de este modo la vida remanente del componente. *Este trabajo presenta herramientas que intentan satisfacer dicha necesidad.*

La existencia de daño estructural en un sistema ingenieril conduce a la modificación de las propiedades dinámicas del mismo que se manifiestan como cambios en los parámetros modales tales como frecuencias naturales, modos de vibración y valores de amortiguamiento modal, los cuales pueden ser obtenidos de ensayos dinámicos. La identificación del daño estructural a través del cambio en las propiedades dinámicas, ha tenido un amplio desarrollo en los últimos años.

Considerando que la variación de las frecuencias naturales está directamente ligada al deterioro de las propiedades mecánicas, en este trabajo *se proponen tres funciones que describen la variación del módulo de elasticidad con la coordenada espacial en vigas de hormigón armado, caracterizando la distribución espacial del daño estructural.*

En cuanto al modelo físico teórico-numérico se utilizó un modelo general de vigas. Se utilizó una formulación basada en las hipótesis de Vlasov, pero incluyó además, deformaciones angulares inducidas por el esfuerzo de corte, sección variable en la dirección longitudinal e inercias rotacionales en las ecuaciones de movimiento. Se utilizó un método de integración numérica conjuntamente con el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT)

para trabajar en el dominio de la frecuencia. Esta herramienta fue modificada *permitiendo la inclusión de los parámetros de daño presentes en las funciones propuestas.*

Los resultados obtenidos fueron contrastados con un modelo teórico-numérico, sometido a distintos escenarios de daño inducidos artificialmente, *logrando una parametrización coherente del daño.*

Siguiendo con el objetivo de cuantificar el daño y dada la creciente tendencia mundial a utilizar ensayos dinámicos en la evaluación de integridad estructural, se utilizaron datos de diversos investigadores, *lo que permitió desarrollar un criterio basado en resultados experimentales que permite evaluar el estado de integridad de puentes de hormigón de geometría sencilla.* Al efecto de comprobar la viabilidad práctica del criterio, se instrumentó un puente ubicado en la provincia de Tucumán, se registraron sus frecuencias de vibración y finalmente *se aplicó el criterio de daño llegando a una calificación de su integridad estructural.*



CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN

IMPORTANCIA DEL TEMA

El monitoreo de la integridad estructural es un campo muy activo dentro de los diferentes temas de investigación en ingeniería estructural que se abordan en todo el mundo. Dicha actividad está motivada principalmente por la necesidad de complementar los subjetivos métodos de inspección visual mediante herramientas de evaluación más objetivas.

En los últimos años se han registrado numerosas fallas súbitas de puentes en distintos lugares del mundo. Estas fallas implican pérdidas de vidas y consecuencias económicas cuantiosas. Si se considera además, 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, sobrecargas, etc. queda ampliamente justificada, desde un punto de vista social y económico, la importancia que reviste investigar sobre el particular. Palazzo G.L. (2001) ha realizado una recopilación de algunos casos de colapsos de este tipo, y entre ellos cita:

- El colapso del puente sobre el río Gaoping, que une las ciudades de

Kaohsiung y Pingtung en Taiwan, (diario La Nación 28/08/2000)

- Derrumbe repentino de un puente en Portugal (diario La Nación, 2000)
- Falla súbita de puente entre las ciudades de Puerto Alegre y Florianopolis, Brasil (1999)
- Colapso de un puente en Causete sobre el río San Juan (Argentina)
- Derrumbe de un puente en la Ruta Nacional 143 cerca de Gral. Alvear, provincia de Mendoza (Argentina) (diario Los Andes 29/11/2000)

Pero también se pueden citar:

- Colapso del puente de la interestatal 40 cerca de Webbers Falls. Mayo 26, 2002.(EEUU) .
- Colapso de un puente en la Ruta Nacional 226 entre las ciudades de Tandil y Olavarria en Septiembre de 2002. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
- Colapso del puente #53-1960F-Separación y Cruce en elevación entre la Ruta 14 y interestatal 5.
- Colapso de la superestructura del puente sobre el río Samaná en la carretera Bogotá - Medellín, en Colombia, 3 de octubre de 1993.
- Colapso del puente Walnut Street - Enero 1996 (Harrisburg, PA).

Las estructuras de puente, en general, están sometidas a acciones externas, tales como viento, sismo, tráfico y acciones ambientales, entendiéndose por tales humedad, cambios de temperatura, atmósferas química o físicamente hostiles. Estas acciones producen fatiga, corrosión, fisuración, y otros mecanismos de daño, usualmente en puntos localizados y muchas veces de difícil acceso, que se traducen en modificaciones de la rigidez de los elementos constituyentes o en la capacidad de disipación de energía de la estructura. La detección de dichas modificaciones se puede realizar mediante el monitoreo de los parámetros dinámicos. Sin embargo, Las técnicas de monitoreo de integridad pueden ser diversas, desde la inspección visual, pasando por los ensayos no destructivos, hasta los ensayos dinámicos. Una

clasificación válida los separa en ensayos globales y locales. Los métodos locales se concentran en una parte de la estructura y entre ellos se pueden mencionar: corrientes parásitas, ultrasonido, ensayos de dureza y rayos X entre otros. Uno de los pocos métodos de monitoreo global es el basado en vibraciones. La detección del daño basada en vibraciones se fundamenta en el hecho de que un cambio local en la rigidez se traduce en una variación de las características dinámicas de la estructura. Una de las principales ventajas de un método global es que la medición en un solo lugar (o en relativamente pocos puntos de medición) es suficiente para evaluar la condición total de la estructura. Sin embargo se han desarrollado gran cantidad de métodos basados en diferentes características dinámicas, tales como: frecuencias naturales de vibración (Wahad MMA et al 1999/b), formas modales (Palazzo G L 2001), curvaturas modales (Wahad MMA et al 1999/a) entre las mas utilizadas.

Las técnicas mencionadas permiten predecir la posibilidad de sustituir en pocos años los procedimientos actualmente en uso (ensayos estáticos de carga, complementados por inspección ocular in situ) cuyo costo y tiempo de ejecución son considerables, no solo por la cantidad de tiempo y personal que requieren para su ejecución, las molestias y costos aparejados que inducen, sino también por la calificación del personal interviniente. Típicamente, en puentes de autopistas, rutas, o incluso ferroviarios, la aplicación de cargas implica, la necesidad de interrumpir el uso de la estructura durante un período de horas o días. En contrapartida, los ensayos dinámicos, pueden ser realizados sin interrumpir la utilización normal de la estructura y hasta permitiría su automatización vía adquisición de ciertos parámetros significativos previamente establecidos.

En los últimos años se perciben esfuerzos particularmente relevantes en relación a la evaluación de las condiciones de seguridad de puentes de autopistas, rutas y ferroviarios, cuyo estado de conservación no satisface criterios de confiabilidad compatibles con las exigencias iniciales. 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. 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, así lo demuestran los últimos congresos sobre el particular denominados IABMAS. 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.

Incluso muchos códigos para el diseño de puentes se basan en características dinámicas de la estructura, tal es el caso del Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC 1983), del Swiss Highway Bridge Design Code y el Bridge Design Code of the Australian State Road Authorities que utilizan la primera frecuencia flexional para el diseño. Luego el monitoreo de la misma es sin duda un parámetro importante de control.

En nuestro país no se aplican actualmente sistemas de evaluación o gerenciamiento como los mencionados.

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. Ya se han desarrollado numerosos métodos para la evaluación de la

condición de una estructura, lo que demuestra el interés mundial sobre el particular. Por tal motivo, es necesario continuar con investigaciones que conduzcan a nuevas mejoras o a verificaciones de las 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.

Por otra parte, además del caso de los puentes, que es el más importante, cuantitativamente hablando, los resultados de esta investigación tienen aplicación directa en la reevaluación de centrales nucleares, en el auscultamiento y detección de daño en edificios históricos, o en aquellos de importancia, públicos o privados, como así también en grandes chimeneas industriales, tanques de almacenamiento, silos, torres de transporte de energía, etc.

OBJETIVOS

El objetivo final de esta tesis es desarrollar procedimientos que permitan avanzar en la determinación de un método seguro y confiable para la detección, localización y cuantificación del daño en estructuras de puentes a través de ensayos dinámicos.

Las características del método a desarrollar son las siguientes:

1. ***Sin medida de la excitación***, para no interrumpir el tránsito normal del puente.
2. Limitado a estructuras de puente, cuya ***configuración estructural*** es relativamente ***sencilla*** y pueda ser analizada con modelos de vigas.

Este objetivo general comprende una serie de objetivos parciales que se detallan a continuación:

1. Obtención de expresiones matemáticas que permitan ***introducir parámetros de daño en la formulación teórico-numérica del***

problema.

2. Desarrollo de un esquema teórico para la resolución del “***problema inverso***” de determinación de la variación de las propiedades mecánicas debida al daño estructural, a partir de registros experimentales.
3. Desarrollo de un “***criterio de intervención en puentes***” basado en resultados experimentales obtenidos del monitoreo periódico de las propiedades dinámicas.

HIPÓTESIS DE TRABAJO

Hay dos grandes hipótesis en las cuales se basa el desarrollo de esta tesis. Una vinculada a la relación “*daño-variación de parámetros modales*” que puntualmente se puede enunciar:

Primera hipótesis: Existe una relación precisa y confiable entre el daño en una estructura, y sus propiedades dinámicas.

Mientras que la segunda está relacionada con la posibilidad de *extraer las propiedades mecánicas a partir de datos experimentales*, se puede enunciar como sigue:

Segunda hipótesis: Es posible determinar mediante ensayos de campo combinados con procedimientos analítico-numéricos las propiedades mecánicas de una estructura.

Para lograr exponer con claridad la primer hipótesis se recurre a la expresión (1.1) de la frecuencia natural de vibración de un sistema de un grado de libertad:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (1.1)$$

Donde la rigidez flexional K es igual al módulo de elasticidad E multiplicado por el momento de inercia I correspondiente, (para el caso de flexión de una viga). Luego cualquier cambio que afecte alguna de estas variables implicará un cambio de la frecuencia natural en cuestión. De este modo, se puede asegurar que la variación de alguno de estos tres factores E , I o M se traducirá necesariamente como un cambio en la frecuencia natural del sistema. Existen además, funciones en la literatura que vinculan a estos factores con ciertos parámetros que permiten ubicar, cuantificar y cualificar el daño. Esto demuestra que es posible encontrar un conjunto de parámetros que describen un daño y a su vez se reflejan en los parámetros dinámicos que son las magnitudes que se pueden medir en la práctica.

ANTECEDENTES GENERALES

Los métodos presentados en la literatura pueden ser categorizados por el tipo de datos o las técnicas usadas para identificar el daño. La primera clase de métodos usa los cambios en frecuencias naturales (Crema et al 1997, Williams et al 1997, Zembaty Z. 2006, Yang Q.W. 2006, Ngwangwa H.M. 2006, Escobar J.A. 2004, He R.S 2006,), por otro lado Jeyasehar C.A. (2006) incorpora redes neuronales entrenadas con las frecuencias para la detección de daño en vigas. Otra clase de métodos usan las formas modales (Ismail Z. 2006) y definen los índices MAC (Modal assurance criteria) u otros criterios similares (Kim et al 1992). En los últimos años varios autores han presentado distintos métodos para detectar daño, también basados en las formas modales o frecuencias, sumada a la teoría de ondas (Chang C.C 2004, Le T.P.2004, Zhu X.Q 2005, Rucka M. 2006). Otros autores presentan métodos alternativos derivados de las formas modales, tales como curvaturas (Salawu et al 1994), energía de deformación (Carrasco et al 1997 y Doebling et al 1997) o cambios en los nodos (Gladwell et al 1999). Esos métodos se han mostrado más sensibles al daño que los métodos basados en las frecuencias modales. En otra clase de métodos se compara la matriz de

flexibilidad dinámica de la estructura sin daño con la correspondiente a la estructura dañada (Pandley et al 1994). Una clase importante de métodos se basa en la modificación de las matrices estructurales de masa, rigidez y amortiguamiento (Liu 1995, Alvin 1997, Cobb et al 1997 y Escobar J.A. 2004 entre otros). Información adicional de métodos alternativos puede encontrarse en los excelentes estados del arte presentados por Salawu (1997) o Doebling et al (1996).

Por otra parte, Wahab et al (1999/a) estudian la influencia del tipo de excitación sobre los parámetros dinámicos de los puentes de hormigón. Con relación a los ensayos dinámicos necesarios, se tienen los trabajos de Salawu et al (1995), Salane et al (1990), Chondras et al (1980) y Kato et al (1986).

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. 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. Stubbs et al (2000) desarrollaron una metodología para identificar daño en términos de las formas modales y de la matriz de rigidez del sistema. Gawronsky y Sawicki (2000) propusieron una técnica de detección de daño que considera normas del sistema estructural. Ahmadian et al (2000) presentaron un método para detectar y localizar daño en base a indicadores relativos a las formas modales.

Entre los resultados obtenidos en el Instituto de Estructuras de la UNT pueden mencionarse los trabajos de Ambrosini et al (1999), Luccioni et al (1999) y Palazzo (2001).

ORGANIZACIÓN DEL TEXTO

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

En el **capítulo 1- Introducción** se destaca en primera instancia la *importancia* que reviste el tema de tesis no solo a nivel internacional sino a nivel nacional desde un punto de vista social y económico. Luego se puntualizan los *objetivos* y las *hipótesis* de trabajo utilizadas, lo que implícitamente señala las limitaciones a las que el trabajo se circunscribe. A continuación se presentan una muy breve lista de *antecedentes generales* que se ampliará en el capítulo 2 dentro del marco de los antecedentes y fundamentos teóricos que rigen la tesis. Finalmente se muestra la *organización general* de la tesis, destacando los principales temas de cada capítulo.

En el **capítulo 2 –Antecedentes y Fundamentos Teóricos** En este capítulo se presenta una *introducción al tema*. Se citan una serie de antecedentes de investigadores que vienen desarrollando sus trabajos en el campo de la detección del daño estructural mediante el cambio de las propiedades dinámicas. Pretende resaltar las principales *variables involucradas* así como los distintos factores que pueden alterar los resultados. Se presentan algunos *métodos* a título de ejemplo y algunas *clasificaciones* hechas por referentes internacionales en el tema de estudio.

En el **capítulo 3 – Funciones de Daño** se presentan las tres funciones que se adoptan para el módulo de elasticidad con objeto de poder parametrizar la evolución del daño estructural en vigas. En primer término se presenta las *funciones* F_{1a} y F_{1b} , funciones que, a su vez incorporan funciones trigonométricas en su definición. Luego se presenta una tercera función denominada F_2 sin funciones trigonométricas en su definición. Se muestra como varían cada una de ellas con el parámetro de daño α para que el lector pueda interpretar su implementación dentro de la herramienta numérica

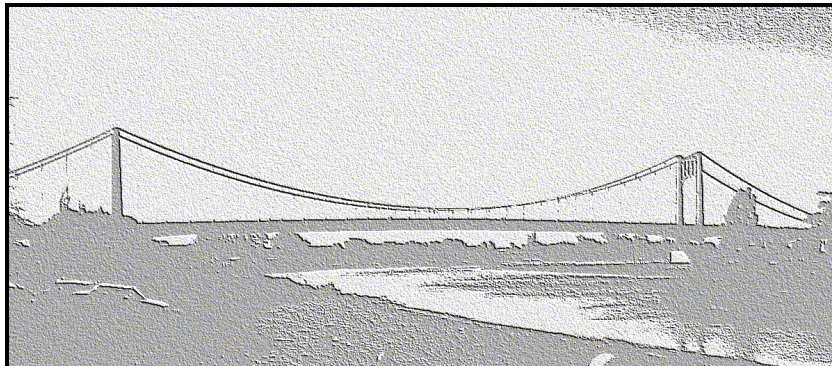
FREC en el capítulo 4. Finalmente se presentan *ventajas y desventajas* de estas funciones frente a otras obtenidas de la literatura con las que también se trabajó.

En el **capítulo 4 – Implementación Numérica** En primera instancia se presenta el modelo de vigas empleado para luego mostrar el desarrollo del *modelo físico-matemático* utilizado. Se presenta a continuación un esquema general de *funcionamiento* de la herramienta FREC, como así también un detalle de sus archivos de entrada y salida. Luego de explicar las modificaciones tendientes a que FREC parametrice el daño. Por último se presenta una *aplicación del método*, mostrando una evolución coherente del parámetro de daño.

En el **capítulo 5 – Creación de un Criterio de Daño** se define el daño en general y en particular desde el punto de vista de la ingeniería estructural. A continuación se expone la interpretación física del *daño a nivel microscópico* para luego abordar el *daño del hormigón armado* como material estructural. Finalmente se elabora un *criterio de daño* basado en datos experimentales que permite establecer una relación entre daño y variación de las frecuencias flexionales de vibración de la estructura. En última instancia se destacan las *ventajas y limitaciones* del criterio obtenido.

En el **capítulo 6 – Aplicación Real del Criterio de Daño** Se hace una breve introducción sobre la *dinámica experimental, análisis y procesamiento de señales*. Luego se describe *el puente* a ser monitoreado. Se presentan factores de índole práctico que pueden desvirtuar las mediciones experimentales realizadas si no se consideran previamente. Se deducen los parámetros de muestreo para finalmente *presentar y procesar los datos medidos*. Finalmente *se aplica el criterio de daño* desarrollado en el capítulo anterior, lo que permite sacar conclusiones sobre el estado de integridad de la estructura .

En el *capítulo 7 – Conclusiones y Trabajos Futuros* Se hace un racconto de los resultados obtenidos en cada capítulo, destacando los aspectos innovadores, ventajas y limitaciones de cada desarrollo. Por ultimo se plantean las líneas de trabajo a futuro. Esto poniendo como objetivo la continuidad del tema de investigación.



CAPITULO 2: ANTECEDENTES Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS

INTRODUCCIÓN

Si bien en el capítulo anterior se presentó el tema destacando su importancia desde diferentes puntos de vistas (social, económico) y asimismo se presentaron antecedentes generales; en los párrafos siguientes se presentarán una serie de importantes aspectos que se deben considerar a la hora de abordar el tema de detección del daño a través de cambios en las frecuencias naturales de las estructuras.

CONSIDERACIONES GENERALES

Como se dijo, la existencia de daño estructural en un sistema ingenieril lleva a la modificación de los modos de vibrar. Estas modificaciones se manifiestan como cambios en los parámetros modales (frecuencias naturales, formas de los modos y valores de amortiguamiento modal). La frecuencia

natural es un indicador sensitivo de la integridad estructural. De este modo un análisis periódico de la frecuencia natural permite evaluar la estructura, además, como las frecuencias son fácilmente adquiribles, proveen un método económico de evaluación de integridad estructural. Por otro lado, el uso de datos dinámicos es conveniente porque los acelerómetros pueden ser fácilmente colocados en cualquier estructura (a diferencia de los transductores de desplazamiento, piénsese en casos de puentes a ser ensayados cuando pasan sobre un río, valle u otra autopista).

Los cambios en los parámetros modales pueden no ser los mismos para cada modo, pues estos cambios dependen de la naturaleza, severidad y ubicación del daño. Estos efectos permiten utilizar al ensayo dinámico para detectar localizar y cuantificar el daño. Los ensayos desarrollados en diferentes épocas permiten el monitoreo de la condición estructural a lo largo del tiempo. Otra ventaja de usar la frecuencia natural como parámetro de evaluación, es el hecho de que brinda un dato que involucra a toda la estructura, es decir, da un comportamiento global. De las respuestas de vibración medidas se pueden obtener fácil y rápidamente los parámetros modales. Las respuestas son obtenidas por diferentes tipos de transductores, mientras que las excitaciones pueden ser provocadas o naturales del servicio. Sin embargo, el provocar vibraciones artificialmente transforma a los ensayos en relativamente caros.

EFFECTOS DEL DAÑO ESTRUCTURAL EN LA FRECUENCIA NATURAL

La presencia del daño o deterioro en una estructura causa cambios en la frecuencia natural de la estructura. Los métodos mas útiles de ubicación del daño son los que miden el cambio en la frecuencia de resonancia pues la frecuencia es siempre fácil de medir. De este modo, cuando las frecuencias naturales son substancialmente menores que las esperadas indica una pérdida anormal de rigidez, contrariamente, frecuencias mas altas que las esperadas

indican apoyos mas rígidos que los supuestos. Suele ser necesario un cambio en la frecuencia natural de mas de un 5% para que el daño pueda ser detectado con confianza (Creed S.G.). Sin embargo, cambios significativos de la frecuencia no implican automáticamente la existencia de daño (inclusive excediendo el 5%) pues se han registrado (Alampalli S. 1999) cambios superiores, debido a variaciones bruscas de las condiciones ambientales. En los nodos modales (puntos de desplazamiento modal nulo) la tensión es mínima para un modo particular de vibración. Así un cambio mínimo en una particular frecuencia modal podría significar que el defecto podría ser cerrado en el nodo. Las otras variaciones de frecuencias modales pueden aun ser usadas para determinar la magnitud del daño. Resultados de ensayos dinámicos en vigas de acero y hormigón simplemente apoyadas mostraron un decremento en la frecuencia modal fundamental con un aumento de daño progresivo (Palazzo G.L. 2001, Maeck J. 2000, Abdel Wahab M.M. 1999-c, Zembaty Z. 2006, Yang Q.W. 2006). Debe tenerse en cuenta que el grado de reducción en la frecuencia natural es dependiente de la posición de los defectos relativa a la forma modal para un modo particular de vibración. Daño en las regiones de altas tensiones resultaron en reducción significativa (mayor a un 15%) en la frecuencia de resonancia. La exactitud en los diagnósticos se suele incrementar cuando las fisuras/daño ocurren en secciones de altos niveles tensionales. Esto sugiere que la detección del daño usando las mediciones de frecuencia sería poco confiable cuando el daño está localizado en regiones de bajo nivel tensional. Así, un cambio en las frecuencias naturales solamente no provee suficiente información para el monitoreo de integridad, a menos que el daño esté ubicado en un miembro estructural con importante carga.

La existencia de una fisura en una sección de una viga es equivalente a una reducción (proporcional a la severidad de la fisura) en el segundo momento de área (momento de inercia). Esto conduce a una reducción en la rigidez flexional de la sección. La viga modificada puede ser representada como dos vigas conectadas mediante un resorte torsional (el cual modela la sección)

con una rigidez dependiente de la profundidad de fisura. Este modelo de resorte torsional fue probablemente primero propuesto por Chondras T.J. (1980). La consecuencia de la reducida rigidez flexional localizada es una disminución de los valores de las frecuencias naturales en flexión. Los cambios en la frecuencia natural varían proporcionalmente con la raíz cuadrada del cambio de la rigidez, así se subraya la necesidad de cambios relativamente grandes en la rigidez para observar cambios significativos en la frecuencia. La reducción (en frecuencia) se tornan más importantes cuando la fisura está en regiones de alta curvatura para los modos considerados.

Se sabe que los modos de vibración más bajos son los mejor posicionados para la detección del daño. Sin embargo, en función del tipo de método utilizado, a veces se debe recurrir a modos más altos que el primero para incrementar la detección del daño (Cerri M.N. 2000). Del mismo modo, la sensibilidad al daño local se ve incrementada en los modos altos. Estos modos (los modos altos) generalmente no están disponibles en los resultados de estudios modales a escala natural.

ANTECEDENTES, MÉTODOS, Y ALGUNAS CLASIFICACIONES

Ya se han desarrollado numerosos *métodos* para la evaluación de la condición de una estructura, entre ellos, Salawu O.S. (1997) destaca:

El método de Cawley y Adams que usa el concepto de sensibilidad y está basado en la premisa de que la relación de cambios de frecuencia en dos modos es una función de localización del daño solamente, si los cambios en la rigidez son independientes de la frecuencia. Para localizar el defecto, cambios en las frecuencias teóricas, debido al daño en posiciones seleccionadas de la estructura, son calculados y comparados con los valores medidos. Se obtienen resultados erróneos para defectos que involucran creación o alteración en las formas modales y no hay indicación de con qué

exactitud se predice el daño. Otra desventaja del método es el uso de un tiempo computacional considerable luego de haber realizado las mediciones como consecuencia de modelar todos los mecanismos de daño posibles en varios lugares probables. La exactitud del método es dependiente de la calidad del elemento finito (u otro modelo analítico) utilizado para calcular la sensibilidad. Este método es mas útil para estructuras de esqueletos donde los eventos de daño afectan a un componente con rigidez significativa de la estructura.

Law et al ha sugerido una técnica para determinar los cambios de rigidez estructural y la posición de defectos a través de cambios medidos en las frecuencias de resonancia. La técnica usa un modelo de elementos finitos de la estructura y asume una matriz de masa asimétrica para que una única identificación sea posible. Esta asunción no se mantiene siempre. La solución del problema de identificación involucra la utilización de un método de programación no lineal el cual requiere una matriz de peso y vectores definiendo los límites inferior y superior para los factores de identificación. La selección adecuada de los vectores y la matriz afectarán los resultados. Parece que la identificación mejora si solo ciertas partes de la estructura son incluidas en la formulación. Si el conocimiento previo de las áreas dañadas es inviable, determinar que parte debe incluirse se torna dificultoso.

Uzgider et al ha propuesto un método de localización del daño usando la medición de frecuencias naturales para identificar los parámetros de rigidez. Los parámetros de rigidez y los modos de vibración cuyos parámetros tienen influencia significativa son primero seleccionados. Las frecuencias naturales de los modos elegidos son entonces usadas para identificar los parámetros de rigidez. La magnitud relativa de la diferencia entre los parámetros identificados y las estimaciones previas son utilizadas para indicar la presencia de daño estructural. El éxito del método depende de la identificación de parámetros de rigidez posibles, la definición exacta de los valores base de los parámetros y los valores seleccionados como limites

inferior y superior de la frecuencia y la variación del valor parámetro. La necesidad de un modelo matemático muy sofisticado de la estructura es otra limitación del método.

Zhang et al propusieron un método de reconocimiento patrón para detectar fallas estructurales en pórticos. El mismo método fue aplicado al diagnóstico de defectos en pilotes de fundación. El método se basa en el hecho de que el cambio relativo en la frecuencia natural de dos modos cualesquiera es igual a la relación entre los cuadrados de los correspondientes valores de deformación modal en la falla. Debido a errores experimentales y analíticos la igualdad es solo aproximada. Para tener en cuenta esto, dos parámetros fueron definidos para controlar la falla en la identificación. Así la exactitud del método es fuertemente dependiente de la elección apropiada de los parámetros de control. Además el método es solo aplicable a fallas que puedan ser presentadas como ranuras o rendija.

Pero además de estos cuatro métodos mencionados por Salawu O.S. (1997) en su estado del arte, se pueden encontrar otros muchos métodos y diferentes variantes de los mismos. En este sentido, Casas J.R. (1994) presenta un método que se basa en un modelo de elementos finitos para la identificación de las rigideces (relacionadas con el daño) y parte desde los parámetros dinámicos modales (frecuencias naturales y formas modales) derivadas de los ensayos dinámicos reales. La cantidad de fisuras (daño) en la sección puede ser evaluado por medio del concepto de momento de inercia equivalente. Esto es, el momento de inercia de la sección que para un determinado nivel de carga, causa idéntica deformación en el mismo elemento sin fisuras que en la estructura fisurada. Esta definición abre la posibilidad de obtener una inercia equivalente en una zona de la estructura (equivalente a algún grado de fisuración o deterioro). A través de la investigación varias conclusiones fueron halladas. Las condiciones de daño en una estructura debido a la fisuración (ancho, profundidad y distancia entre fisuras) y condiciones de apoyo reales fueron exitosamente identificadas de la respuesta dinámica. El

análisis permite no solamente conocer la existencia de fisuras sino la extensión y cantidad de fisuras. Las mediciones de solamente una frecuencia no son suficientes para distinguir las causas de modificación de su valor original (condiciones de apoyo, módulo de deformación, fisuración , etc). Incluso cuando los cambios en la frecuencia son asumidos como causa de fisuración en el proceso de identificación puede conducir a resultados sobre la extensión, ubicación y cantidad bastante alejados de la realidad. Es necesario medir al menos dos frecuencias para obtener no solamente la zona fisurada y el modulo de inercia equivalente, sino también las condiciones reales de apoyo.

De este modo se ha demostrado que hay una gran diversidad de métodos diferentes para monitoreo estructural a través de cambios en los parámetros dinámicos. Del mismo modo se pudo observar que cada método presenta ventajas, perjuicios y limitaciones propias de su formulación particular, por tal motivo habría que estudiar con detenimiento cada método en forma previa a su utilización. Sin embargo se presentará a continuación un conjunto factores que suelen influir en todos los ensayos dinámicos.

Previamente a abordar el tratamiento de los factores que influyen sobre los ensayos se muestran algunas clasificaciones de los métodos de las muchas existentes. Abdel Wahad M.M. (1999-b) realizó una clasificación según el tipo de datos que usa el método; se muestra a continuación:

- la técnica llamada *“aproximación basada en respuesta”* utiliza los datos de la respuesta están directamente relacionados con el daño.
- Mientras que otro método usado frecuentemente es conocido como *“aproximación basada en modelo”* propone detectar el daño basado en la actualización de ciertos parámetros con el fin de lograr una perfecta concordancia entre los parámetros modales medidos y un modelo de elementos finitos. Los parámetros actualizados pueden ser utilizados luego para la evaluación del daño y la localización de los defectos. La principal desventaja de este método es que hay que

utilizar modelos de elementos finitos chicos o bien, hacer mediciones de muchos grados de libertad par poder así contrastar ambos. Además grandes modelos implican alto costo y tiempo computacional. Por el contrario, este método es el mas adecuado para estructuras complejas.

También realizó una clasificación según el dominio de trabajo del método:

- En el “*dominio del tiempo*” . El método de “Sistema Dependiente de los Datos” (DDS) originalmente desarrollado por Pandit (1991), es un método de identificación en el dominio del tiempo que no requiere la medición de las fuerzas de entrada.(Abdel Wahad M M (1999-b))
- En el “*dominio de la frecuencia*”. El análisis en dominio de la frecuencia es mayoritariamente basado en una curva trazada a partir de las funciones de respuesta en frecuencias. Obtenidas de dividir la respuesta de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) y las funciones de fuerza. Las desventajas de la FFT son: la resolución a baja frecuencia, las perdidas, aliasing y contaminación por ruido.(Abdel Wahad M.M. (1999-b))

Se presentan a continuación los factores restantes antes mencionados.

TIPOS DE EXCITACIÓN

Los ensayos dinámicos se pueden dividir en.(según Abdel Wahad M.M. 1999-b):

Los de “*vibración forzada*”, la estructura es excitada artificialmente por medio de vibradores o del impacto de pesos. La desventaja de este método es que el transito debe ser interrumpido mientras se desarrolla el ensayo. Esto puede ser un serio problema en puentes muy utilizados. La mayoría de los estudios están orientados a la respuestas de los puentes en modos verticales, para ello se los puede excitar con actuadores hidráulicos de frecuencia variable, camiones circulando por el tablero, vehículos pasando sobre obstáculos estandarizados colocados sobre el tablero, el trafico común o

excitaciones ambientales tales como vientos o microtemblores. Sin embargo a veces es necesario estudiar la respuesta horizontal de los puentes, sobre todo, cuando tienen fundaciones profundas en suelos malos que resultan en estructuras muy flexibles en el plano horizontal. En estos casos se pueden utilizar como excitadores motores de reacción anclados a la estructura. Sin embargo este método es muy ruidoso y caro y no se lo puede aplicar en estructuras urbanas. Una forma alternativa (y mucho mas barata) de excitar horizontalmente la estructura es mediante la fuerza transmitida al piso mediante el frenado de camiones cargados. (Casas J.R. 1994)

O los de “*vibración ambiente*”, que usan directamente el tráfico como excitación natural, estos ensayos de vibración ambiental no afectan el tránsito. Este método es mas barato que el primero pues no requiere de costo extra para excitar la estructura. Sin embargo, requiere de mediciones de respuesta relativamente largas. Abdel Wahad M.M. (1999-b). Este método fue el empleado en las mediciones realizadas sobre la estructura analizada en el capítulo 6.

INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN ALEATORIA

Otros factores a considerar son la consistencia y confiabilidad de los procedimientos y ensayos. Investigaciones previas han puesto poca atención al efecto aleatorio del ambiente y de los equipos de ensayo en los resultados. A pesar de esto la sensibilidad de un sistema de monitoreo dinámico es limitada al menos, por la variación aleatoria observada debido a la influencia ambiental y a la exactitud de los instrumentos. Para tener en cuenta estas limitaciones va a ser necesario desarrollar un criterio basados en conceptos estadísticos para establecer filtros.

En la práctica todos los sistemas de adquisición de datos y sensores pueden recolectar datos a una exactitud limitada. Los ensayos ambientes suman ruido

a la respuesta estructural medida. Las operaciones manuales requeridas durante la recolección de datos y el subsecuente análisis puede introducir fluctuaciones en los resultados. Todos estos factores incontrolables y aleatorios contribuyen a la variación no sistemática de los resultados. Estableciendo patrones estructurales estables y calificando su variación se puede tener parámetros de crítica para las aplicaciones prácticas.

Para calificar el efecto de los ensayos ambientales en los parámetros modales diez ensayos de impacto fueron hechos en un puente para evaluar la variación en la frecuencia modal medida. Los datos fueron obtenidos usando una banda base de 0-200 Hz con 0.125 Hz de frecuencia de resolución. En una tabla se pusieron las frecuencias modales obtenidas y sus características estadísticas en términos de la media, desviación estándar, y la variación de los coeficientes (desviación estándar dividida por la media). Estos resultados indican que las frecuencias son estimadas con relativamente alta consistencia (con 3 veces la resolución de frecuencia empleada), y así puede ser usada como patrón estructural fundamental (Alampalli S. 1999). Esta metodología se aplicará posteriormente en el capítulo 6.

INFLUENCIA DE FACTORES AMBIENTALES

Es también importante que el efecto de los factores ambientales, tales como temperatura y humedad sean pequeños o predecibles en los cambios de los parámetros dinámicos. Relaciones cuantitativas entre los cambios en los parámetros dinámicos y los factores ambientales son muy raras. La gran cantidad de variables involucradas hacen necesario la asignación de factores numéricos. Esto probablemente explica por qué la mayoría de los métodos revisados no explicitan factores ambientales. Es más conveniente definir valores umbral para los parámetros dinámicos más allá de los cuáles, la existencia de daño no puede ser hallada. Una investigación en este sentido ha sido reportada por Askegaard V. et al (1988) quien mostró que el cambio

relativo en la magnitud de una frecuencia natural bien definida de una estructura no dañada es muy influenciados por cambios de temperatura, humedad, etc. si las mediciones a ser comparadas están hechas en la misma época del año. Sus resultados muestran que cambios en la frecuencia natural durante ensayos de corto tiempo son insignificantes mientras que las fluctuaciones observadas sobre períodos que rondan los dos años son mucho menores que aquellos que ocurren debido al deterioro de la estructura.

Sobre el mismo tema Alampalli S. (1999) mostró resultados de ensayos modales a temperatura de congelamiento del agua en un puente dañado (con sus dos vigas metálicas totalmente cortadas) comparados con las frecuencias de la estructura intacta pero con temperaturas de 20°C sobre las temperaturas de congelamiento. Estos resultados sugieren que la rigidez estructural ha aumentado significativamente porque estas frecuencias son más altas que las correspondientes al puente en estado intacto. El congelamiento de la humedad acumulada en los apoyos causó la parcial fijación de los empotramientos, y resultó en el aparente incremento de las frecuencias modales. Los cambios estacionales son importantes para un mejor entendimiento de la estructura y pueden causar confusiones si no se los considera.

Sohn H. et al (1999) ha presentado filtros adaptativos que acomodan los cambios en la temperatura para un sistema de detección de daño en un puente de gran escala. Este sistema determina las frecuencias usando el análisis modal convencional, pero es capaz de adaptar su predicción de las frecuencias naturales de la estructura basado en un perfil tiempo temperatura. Esto permite al sistema discriminar los cambios de los parámetros modales debido a la temperatura de aquellos causados por otros factores ambientales o daño estructural. Por ejemplo, cuando las frecuencias medidas se mueven fuera del intervalo de confianza predicho, el sistema puede proveer una indicación confiable que los cambios estructurales son probablemente causados por otros factores y no por efectos térmicos.

De un análisis de los efectos en condiciones ambiente sobre la respuesta dinámica de cuatro tableros de puente de concreto pre tensado, Purkiss J.A. et al (1994) concluyó que la variable más significativa que afecta la respuesta es la temperatura del tablero del puente. Las otras variables investigadas fue la temperatura del aire y humedad; presión y lluvia caída en el día anterior al ensayo. Los resultados muestran un decrecimiento gradual en la frecuencia natural con un incremento en la temperatura. La variación en la temperatura no está relacionada con el tiempo. Las relaciones observadas no socavan el uso de ensayos de vibración para la evaluación estructural mientras las medidas se tomen en períodos similares y en condiciones ambiente similares. Este hecho fue especialmente considerado en los ensayos realizados y presentados en el capítulo 6.

OTROS FACTORES A CONSIDERAR

Para la utilización exitosa de los datos vibratorios en la evaluación estructural, las medidas deben ser tomadas en puntos donde todos los modos estén bien representados (en el rango de frecuencia de interés). La forma mas sencilla de lograr esto es la realización de un análisis vibratorio previo al ensayo sobre la estructura. Las mejores posiciones son aquellos puntos donde la magnitud de los vectores de forma modales sea maximizada.

Para una efectiva utilización de ensayos dinámicos como una herramienta de diagnóstico, es necesario entender los efectos del deterioro y de los defectos en las características dinámicas del sistema estructural. Por ejemplo, puentes de grandes vanos no son adecuados para mostrar cambios en las propiedades dinámicas si sufren daño local. Además, las características dinámicas son sensibles a los cambios en los apoyos que pueden tener pequeñas consecuencias estructurales. Las respuestas medidas en los bordes (estribos, pilares y otros tipos de apoyo) podría también arrojar resultados erróneos.

Una limitación de la evaluación estructural usando métodos de vibración es la necesidad de realizar al menos dos series de ensayos uno en la estructura a estrenar y el otro después de un período de tiempo. En la mayoría de los casos las frecuencias naturales medidas en una estructura construida no están disponibles y los ingenieros de evaluación requieren información sobre el estado actual de la estructura para sortear esta limitación.

CONCLUSIONES

Se ha mostrado una revisión de los métodos de detección de daño usando las frecuencias naturales, de lo que se percibe que son potencialmente útiles para rutinas de evaluación de integridad de estructuras. Los valores de frecuencia obtenidos de ensayos de vibración periódica pueden ser usados para monitorear el comportamiento estructural y también evaluar la condición estructural. Una ventaja de la aproximación es la naturaleza global de la identificación de las frecuencias, además de permitir que los puntos de medición sean seleccionados por el investigador.

Sin embargo, para ser realista, los métodos requerirían la consideración de todos los posibles eventos de daño en todas las posibles ubicaciones de la estructura y demás factores intervinientes. Estos métodos son así limitados a la aplicación de estructuras de geometrías específicas y al tipo de daño modelado. Además la utilización de un modelo de daño teórico puede introducir incertidumbre en los resultados.

Los cambios en las frecuencias naturales solos, suelen no ser suficientes para una identificación de la ubicación del daño estructural. Esto se debe a que fisuras asociadas a longitudes similares pero en dos ubicaciones diferentes pueden causar la misma cantidad de cambio en la frecuencia. Otros factores a considerar son los efectos de las condiciones ambientales en la respuesta

dinámica de la estructura y la consistencia y confiabilidad de los
procedimientos de ensayo.



CAPITULO 3: FUNCIONES DE DAÑO

INTRODUCCIÓN

En esta sección se presentan las funciones de daño que se implementan en el programa FREC y que dan lugar a su nueva modificación FREC-DAMAGE. Las funciones que se implementan son tres, que se denominaran como " F_{1a} ", " F_{1b} " y " F_2 ". Estas funciones que modifican de distinto modo el valor del módulo de elasticidad a través de un único parámetro, se presentarán en la siguientes secciones de este capítulo. Por ultimo se harán una serie de observaciones acerca de estas funciones y otras citadas en la bibliografía.

FUNCIÓN DE DAÑO " F_{1a} "

Esta función sirve para identificar y cuantificar el daño en una viga de hormigón. La función tiene la forma:

$$E(x) = E_o \times \left[1 - \frac{\alpha}{2} \times \left(1 - \cos \left(\frac{2 \times \pi \times x}{L} \right) \right) \right] \quad (3.1)$$

donde

L	Longitud de la viga
x	Distancia desde un extremo de la viga
α	Parámetro que caracteriza el daño
$\alpha \rightarrow 1$	Viga con rigidez flexional nula en el centro
$\alpha \rightarrow 0$	Viga sana en toda su longitud
E_o	Modulo de elasticidad sin daño
$E(x)$	Modulo de elasticidad dañado

Nótese que esta función es un coseno, y que a pesar de ser una función par, por la forma en que esta expresado su argumento no es necesario considerar su origen en el centro de la viga, como ocurre con la función propuesta por Abdel Wahab M.M. et al (1999-c) en la ecuación (3.4). El parámetro α modula la amplitud del coseno, dependiendo de su posición relativa x , a lo largo de la longitud L de la viga. Obsérvese también que la función no está definida por tramos, lo que aporta ventajas adicionales a la propuesta por Abdel Wahab M.M. presentada más adelante en este capítulo. Para interpretar mejor los límites de la función se considera un caso práctico. Se utiliza la viga ensayada por Palazzo G.L. (2001) que se presentará con mayor detalle en el capítulo 5, cuya longitud es de 5.6m. Se supone además que presenta un daño tal que provoca que su modulo de elasticidad original de 2.5e10 Mpa se reduzca un 20% ($\alpha=0.2$). Luego, la función "1a" (ecuación 3.1) devuelve un valor del modulo de elasticidad dañado de 2.0e10 Mpa en el centro de la viga y su variación cosenoidal hacia ambos extremos. Se graficará ahora esta situación, para lo cual se utiliza la herramienta Matlab 7.0. El código utilizado es el siguiente:

```
clear all
pi=3.1415926535897932384626433832795;
Eo=25000000000;
L=5.6;
A=[0.2];
```

```
figure
title('Evolucion del dano con funcion "1a"')
hold on
x=[0.0:0.05*L:L];
for j=1:length(A)
for k=1:length(x)
F1a(k,j)=Eo*(1-(A(j)/2)*(1-cos(2*pi*x(k)/L)));
end
plot(x,F1a);
hold on
end
```

En la **Figura 3.1** se observa la variación del modulo de elasticidad con la posición para toda la longitud de la viga.

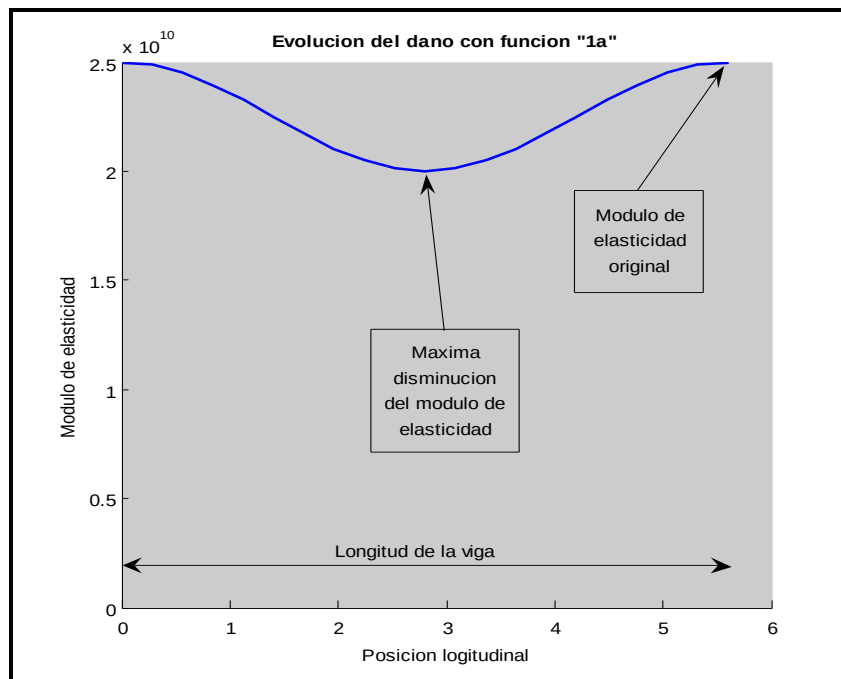


Figura 3.1 Variación del modulo elástico con la posición en función "1a"

Con rol objeto de visualizar la forma y desarrollo de esta función, se varía el parámetro α , desde 0 (totalmente sano) hasta 1 (pérdida total de la rigidez flexional en el centro de la viga). Esto se muestra en la **Figura 3.2** que presenta la variación del parámetro de daño con saltos de 0.05 para una viga hipotética de longitud 10m y modulo de elasticidad original de $1.0e10$ Mpa.

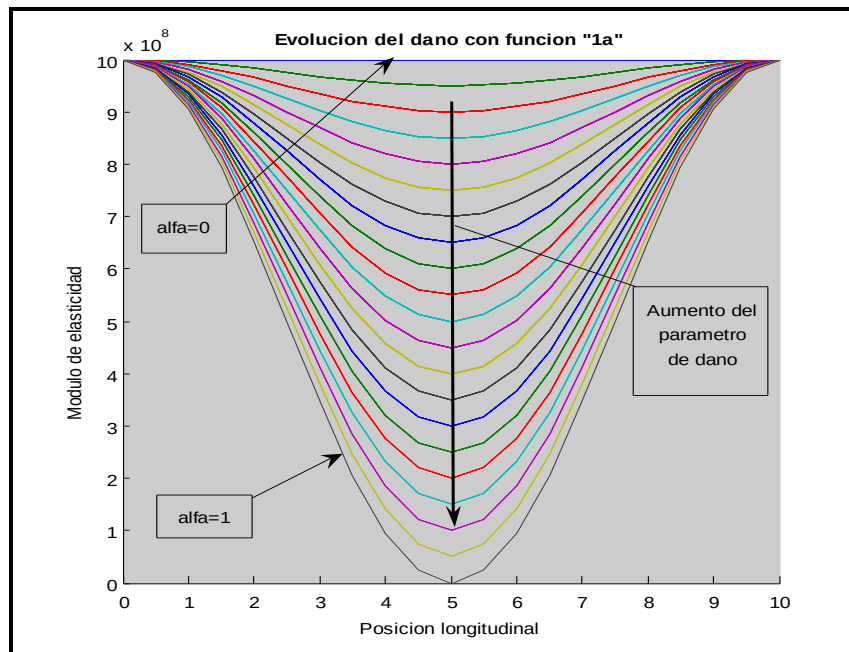


Figura 3.2 Variación del parámetro de daño α en la función "1a"

FUNCIÓN DE DAÑO " F_{1b} "

Esta función sirve para identificar y cuantificar el daño distribuido en una viga de hormigón, a través del mismo parámetro α . La función utiliza en este caso es una función seno con su argumento expresado de modo tal de usar un semiciclo, lo que conduce necesariamente a encuentros no tangentes al eje longitudinal de la viga en ambos extremos, La función es:

$$E(x) = Eo \times \left[1 - \alpha \times \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right) \right] \quad (3.2)$$

donde

L	Longitud de la viga
---	---------------------

x	Distancia al centro de la viga
α	Parámetro que caracteriza el daño
$\alpha \rightarrow 1$	Viga con rigidez flexional nula en el centro
$\alpha \rightarrow 0$	Viga sana en toda su longitud
E_0	Modulo de elasticidad sin daño
$E(x)$	Modulo de elasticidad dañado

En la **Figura 3.3** se muestra el aspecto de la función " F_{1b} ", el sentido de aumento del parámetro de daño y la consecuente disminución del modulo de elasticidad en la parte central de la misma viga hipotética presentada en el subtítulo anterior.

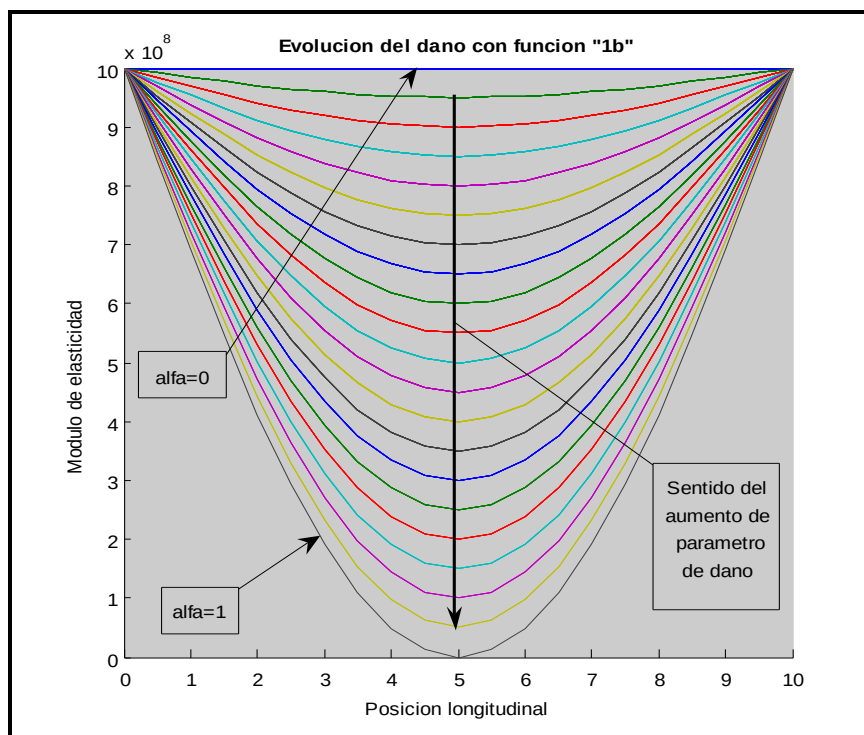


Figura 3.3 Variación del parámetro de daño α en la función " $1b$ "

FUNCIÓN DE DAÑO " F_2 "

Esta función, sirve para identificar y cuantificar el daño simétrico distribuido en vigas. Esta función tiene el mismo parámetro α de daño que las anteriores, pero carece de funciones trigonométricas en su definición, lo que eventualmente podría aportar ventajas adicionales. Su interpretación es similar a las hechas para las funciones anteriores. Su expresión matemática es:

$$E(x) = E_0 \times \left[1 - \frac{\alpha \times 16 \times x^2}{L^4} \times \left(1 - x^2 \right) \right] \quad (3.3)$$

donde:

L	Longitud de la viga
x	Distancia al centro de la viga
α	Parámetro que caracteriza el daño
$\alpha \rightarrow 1$	Viga con rigidez flexional nula en el centro
$\alpha \rightarrow 0$	Viga sana en toda su longitud
E_0	Módulo de elasticidad sin daño
$E(x)$	Módulo de elasticidad dañado

A continuación se presenta la **Figura 3.4** donde se pueden ver su apariencia. Como en los casos anteriores se hace variar el parámetro de daño α entre 0 y 1 con pasos de 0.05.

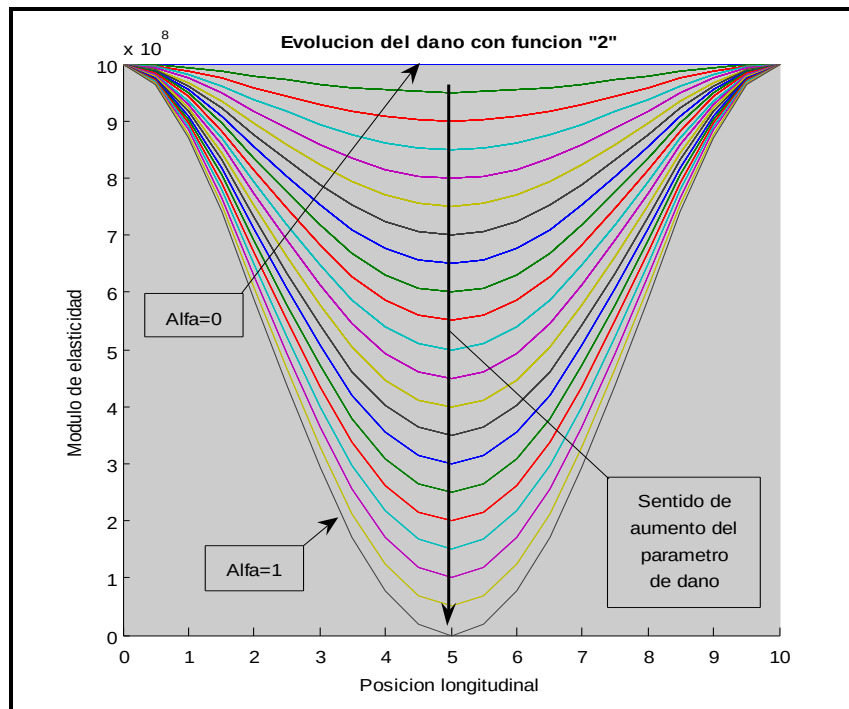


Figura 3.4 Variación del parámetro de daño α en la función "2"

OBSERVACIONES SOBRE FUNCIONES DE DAÑO

Como limitaciones principales de las tres funciones presentadas anteriormente puede decirse que solo pueden ser utilizadas para parametrizar la evolución del daño cuando su distribución es simétrica respecto del centro de la viga. También quedan limitadas a casos de daño distribuido, no siendo aptas para trabajar con daño concentrado.

Como se mencionó anteriormente, diferentes autores han propuesto funciones diversas para parametrizar la evolución del daño estructural. En un primer momento, se intentó usar una función propuesta por Abdel Wahab M.M. et al (1999-c) para identificar, cuantificar y caracterizar el daño en una viga de hormigón. La función tiene la forma:

$$E(x) = E_o \times \left(1 - \alpha \times \cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \times \left(\frac{2 \times x}{\beta \times L} \right)^n \right) \right) \quad (3.4)$$

para

$$0 < x < \left(\frac{\beta \times L}{2} \right) \quad (3.5)$$

donde x es la variable que indica la posición respecto del centro longitudinal de la viga, y

$$E = E_o \quad (3.6)$$

para

$$\left(\frac{\beta \times L}{2} \right) \leq x \leq \left(\frac{L}{2} \right) \quad (3.7)$$

donde

L	Longitud de la viga
x	Distancia al centro de la viga
α, β, n	Parámetros que caracterizan el daño
$\alpha \rightarrow 1$	Viga con rigidez flexional nula en el centro
$\alpha \rightarrow 0$	Viga sana en toda su longitud
$\beta \rightarrow 1$	Daño distribuido en toda la viga
$\beta \rightarrow 0$	Daño localizado en forma puntual en el centro de la viga
$n \rightarrow \infty$	Patrón de daño plano
$n \rightarrow 0$	Patrón de daño abrupto o empinado

Nótese que esta función es un coseno, (función par) y que al relacionarlo con un daño simétrico en una viga es necesario considerar su origen en el centro de la viga. Esto debido a la definición del argumento del coseno. Los parámetros actúan de diferente modo, α modula la amplitud del coseno (al

igual que en las funciones antes presentadas), mientras que n y β modifican el argumento. Obsérvese que la función está definida por tramos y que los límites de estos tramos dependen de uno de los parámetros de daño, β que indica que parte de la viga está dañada. β puede tomar valores entre 0 y 1. Como se observa en la definición de la función (ecuación 3.4), la misma vale cuando $x > 0$ y cuando $x < \beta L/2$. Para interpretar mejor estos límites se considera un caso práctico. Se utiliza la viga ensayada por Palazzo G.L. (2001), cuya longitud es de 5.6m. Suponiendo además que tiene daño concentrado en el 30% de su longitud (ya que la función sirve solo para daño simétrico), lo que implica hablar de $\beta=0.3$, resulta que el modulo de elasticidad varía (según ecuación 3.4) entre la posición 0, correspondiente al centro de la viga y $x=0.3 \times 5.6/2=0.84$ m. Esto, en forma simétrica hacia ambos lados del centro de la viga. Mas allá de los 0.84m para cada lado, vale el segundo tramo de la definición (ecuación 3.6) donde el modulo de elasticidad coincide con el original. Se graficará ahora esta situación, para lo cual se utiliza la herramienta Matlab 7.0.

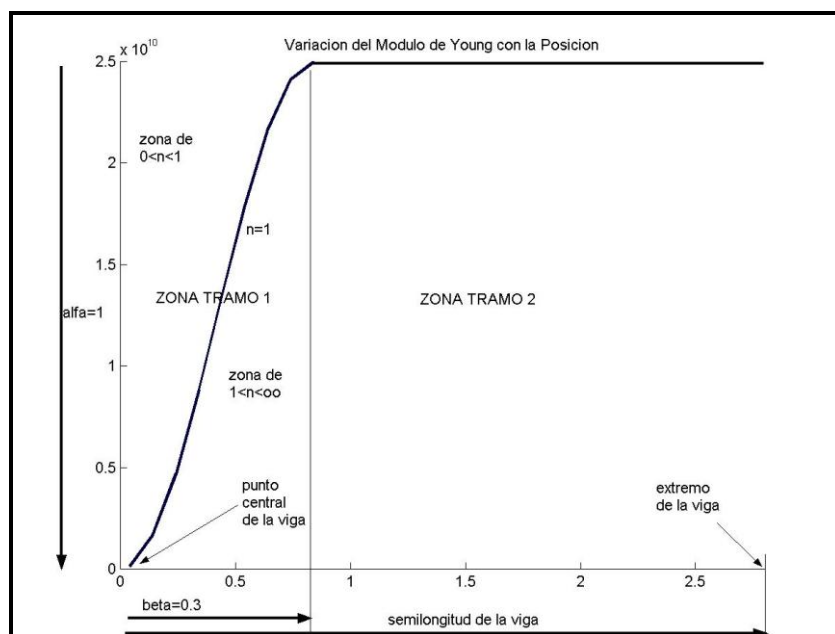


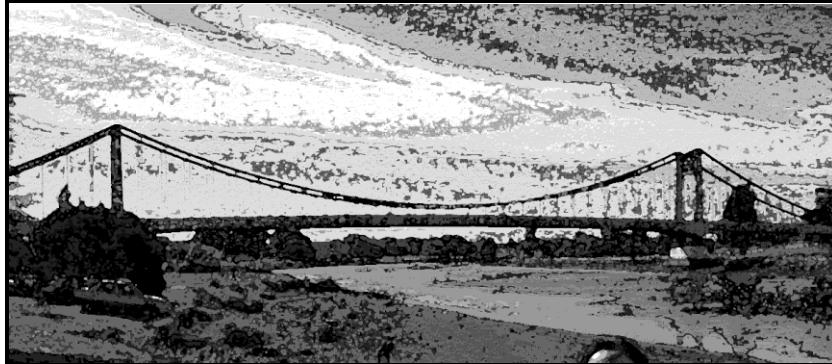
Figura 3.5 Función de Abdel Wahab M.M aplicada a la viga de Palazzo G.

En la **Figura 3.5** se observa la variación del modulo de elasticidad con la posición para una semilongitud de la viga. Se pueden distinguir dos zonas, una en la que se aplica la ecuación 3.4 (tramo 1) y otra zona donde se aplica la ecuación 3.6 (tramo 2). Los parámetros α , β y n intervienen únicamente en la zona de la ecuación 3.1. esto es, donde x toma valores entre 0 y 0.84. En la figura se adoptó $\alpha=1$, lo que implica que la disminución del módulo E es total hasta anularse en el centro de la viga, $\beta=0.3$, lo que implica que el 30% de su longitud está dañada (siempre desde la posición central), $n=1$ lo que implica una variación del daño normal (ni muy abrupta ni muy suave).

Esta función, tiene como ventajas que permite caracterizar el daño, dado que con sus tres parámetros permite distribuciones de daño mucho mas versátiles ($\beta \rightarrow 0$ = daño concentrado, $\beta \rightarrow 1$ = daño distribuido, $n \rightarrow 10$ = variación abrupta del modulo de elasticidad, $n \rightarrow 0$ = variación suave del modulo de elasticidad)

CONCLUSIONES

De esta forma se han presentado las tres funciones de daño que se implementarán en el programa FREC. En el Capitulo 4 se explicará su implementación numérica y se aplicarán a un caso experimental.



CAPITULO 4: IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA

INTRODUCCIÓN

A continuación se presenta la herramienta numérica en la cual se implementará la detección del daño. Esta herramienta desarrollada por R. D. Ambrosini (1991), llamada FREC , es un programa desarrollado en lenguaje Fortran que incorpora una teoría general de vigas y el método de las *Variables de Estado* para encontrar las frecuencias de vibración de diferente tipos de estructuras. Este programa fue modificado por el autor mediante la incorporación de las tres funciones de daño presentadas en el capítulo 3. Esta nueva versión, el FREC-DAMAGE, encuentra las frecuencias de vibración a medida que va variando el parámetro de daño (α) en cualquiera de las tres funciones de daño presentadas.

En un primer momento se hará una presentación breve de las ventajas y limitaciones del FREC. Se considera con relativo detalle las ecuaciones principales a las cuales responde el programa. Se transcribe en forma resumida, de la tesis de Ambrosini R.D, la implementación del método de las

variables de estado para que se pueda entender en forma cabal el modelo físico matemático que incorpora FREC. Finalmente se muestran las modificaciones que permiten parametrizar el daño y conforman la versión FREC-DAMAGE de la herramienta numérica. Por último, se aplica la nueva herramienta a vigas dañadas en laboratorio y pseudo experimentales lo que permite establecer la exactitud, versatilidad y, a la vez, limitaciones de la herramienta.

EL MODELO FÍSICO-MATEMÁTICO DE FREC

La teoría de vigas de Vlasov fue formulada para vigas de pared delgada, estas se caracterizan por tener las tres dimensiones (largo, ancho y espesor) de órdenes diferente. Esta teoría no solo considera flexión como las de Euler-Bernoulli, Rayleigh, o Timoshenko; sino que incorpora además la torsión y tiene en cuenta el alabeo de la sección transversal. Sin embargo, no tiene en cuenta inercias rotacionales (a diferencia de Rayleigh y Timoshenko), ni las deformaciones por corte a diferencia únicamente de la teoría de Timoshenko. Ambrosini R.D (1991) modificó la teoría original de Vlasov y obtuvo una teoría con las siguientes características: flexión y eventualmente torsión, inercias rotacionales, deformaciones por corte, alabeo de la sección, y sección variable. Siguiendo el sistema de coordenadas rectangulares (x,y,z) mostrado en la **Figura 4.1** y asociándole respectivamente los desplazamientos ξ , η y ζ se obtuvo:

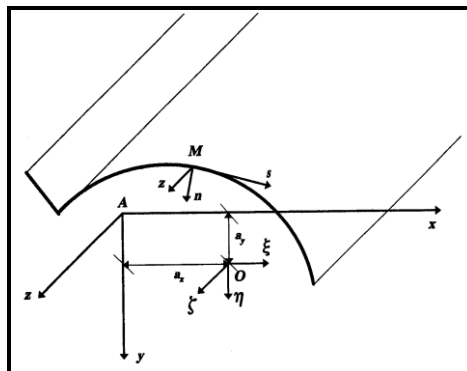


Figura 4.1 Sistema de coordenadas utilizado

$$E \left[F_T(z) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial z^2} + \frac{dF(z)}{dz} \frac{\partial \zeta}{\partial z} \right] - \rho F_T(z) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = -q_z \quad (4.1 \text{ a})$$

$$\begin{aligned} & E \left[J_y(z) \left(\frac{\partial^4 \xi}{\partial z^4} - \frac{\partial^3 \gamma_{mx}}{\partial z^3} \right) + 2 \left(\frac{\partial^3 \xi}{\partial z^3} - \frac{\partial^2 \gamma_{mx}}{\partial z^2} \right) \frac{dJ_y(z)}{dz} \right] \\ & - \rho J_y(z) \left(\frac{\partial^4 \xi}{\partial z^2 \partial t^2} - \frac{\partial^3 \gamma_{mx}}{\partial z \partial t^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial^3 \xi}{\partial z \partial t^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{mx}}{\partial t^2} \right) \frac{dJ_y(z)}{dz} \quad (4.1 \text{ b}) \\ & + \rho F_T(z) \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} + a_y \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right) = q_y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & E \left[J_x(z) \left(\frac{\partial^4 \eta}{\partial z^4} - \frac{\partial^3 \gamma_{my}}{\partial z^3} \right) + 2 \left(\frac{\partial^3 \eta}{\partial z^3} - \frac{\partial^2 \gamma_{my}}{\partial z^2} \right) \frac{dJ_x(z)}{dz} \right] \\ & - \rho J_x(z) \left(\frac{\partial^4 \eta}{\partial z^2 \partial t^2} - \frac{\partial^3 \gamma_{my}}{\partial z \partial t^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial^3 \eta}{\partial z \partial t^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{my}}{\partial t^2} \right) \frac{dJ_x(z)}{dz} \quad (4.1 \text{ c}) \\ & + \rho F_T(z) \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + a_x \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right) = q_x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & E \left[J_\varphi(z) \frac{\partial^4 \theta}{\partial z^4} + 2 \frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3} \frac{dJ_\varphi(z)}{dz} \right] - \rho J_\varphi(z) \frac{\partial^4 \theta}{\partial z^2 \partial t^2} \\ & - \rho \frac{dJ_\varphi(z)}{dz} \frac{\partial^3 \theta}{\partial z \partial t^2} + \rho R_T(z) \left(a_y \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} - a_x \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + r^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right) \quad (4.1 \text{ d}) \\ & - G J_d \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - G \frac{dJ_d(z)}{dz} \frac{\partial \theta}{\partial z} = m_A \end{aligned}$$

En la cual θ es la rotación de la sección transversal alrededor del centro de corte (punto O en la **Figura 4.1**), J_x y J_y son los momentos de inercia de la sección transversal en relación a los ejes de referencia x e y que pasan a través del centro de gravedad de la sección transversal, J_φ es el momento de

inercia sectorial, J_d el módulo de torsión, a_x y a_y las coordenadas del centro de corte (**Figura 4.1**). E y ρ representan el módulo de Young y la densidad del material de la viga respectivamente, mientras que q_x , q_y y m_A representan las cargas aplicadas externamente por unidad de longitud en las direcciones x , y y θ respectivamente. En la teoría de Vlasov, las deformaciones angulares de membrana γ_{zx} y γ_{zy} asociadas con los esfuerzos de corte inducidos por flexión son despreciadas.

El sistema de ecuaciones (4.1) es un sistema de 4 ecuaciones diferenciales con 4 incógnitas (ζ , ξ , η y θ). Pero para resolverlo resta eliminar las deformaciones medias por corte γ_{mx} y γ_{my} lo que conduciría a expresiones intratables. Por otro lado, si no se tiene en cuenta la vibración axial que puede resolverse separadamente por estar desacoplada, el sistema de ecuaciones a resolver es uno de 3 ecuaciones diferenciales de 4° orden en las funciones incógnitas $\xi(z,t)$, $\eta(z,t)$ y $\theta(z,t)$ que se transformará en uno equivalente de 12 ecuaciones diferenciales de 1° orden. A tal efecto, es conveniente transformar el problema al dominio de la frecuencia a través de la transformada compleja de Fourier.

Seleccionando seis incógnitas estáticas (esfuerzos y momentos) y seis incógnitas geométricas (desplazamientos y giros) para formar el “vector de estado”

$$v(x,w) = \{\eta, \phi_y, Q_y, M_x, \xi, \phi_x, Q_x, M_y, \theta, \theta', M_T, B\}^T \quad (4.2)$$

donde M_T denota el momento torsional total dado por

$$M_T = H_\phi + H_k \quad (4.3)$$

Con $H_k = GJ_d \theta' =$ momento torsor de Saint Venant.

Con los elementos mencionados anteriormente se forma el sistema de ecuaciones en variables de estado.

$$\frac{\partial v}{\partial z} = Av + q \quad (4.4)$$

Donde $A \in R^{12 \times 12}$ es la matriz del sistema
 $q \in R^{12 \times 1}$ es el vector de cargas externas.

$$q(z,w) = \{0, 0, -q_x, 0, 0, 0, -q_y, 0, 0, 0, -m_A, 0\}^T \quad (4.5)$$

Finalmente el sistema de ecuaciones (4.4) puede ser fácilmente integrado utilizando procesos de integración numérica estándar, tales como Runge Kutta de 4° orden y predictor-corrector en FREC. Sin embargo, el proceso de integración exige el conocimiento de un vector inicial, especificado en $z=0$, así el problema de valores de borde es transformado en un problema de valores iniciales.

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 & \frac{1}{k_y'FG} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\rho F \omega^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \rho F \omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho J_x \omega^2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{1}{k_x'FG} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_y} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho J_y \omega^2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_\phi} \\ \rho F \omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 r^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & B\theta' & 1 & 0 \end{bmatrix}_x$$

Es posible evaluar la respuesta en el dominio de la frecuencia de un material general de comportamiento viscoelástico lineal. En esta situación tanto E como G adoptan la forma:

$$E(\omega) = E_0(1 + i\mu(\omega)) \quad (4.6)$$

$$G(\omega) = G_0(1 + i\mu(\omega)) \quad (4.7)$$

en las cuales E_0 (o G_0) y μ pueden ser funciones de ω , caracterizando de esta forma al material.

Al trabajar en el dominio de la frecuencia, todas las variables de estado son funciones complejas de ω . De este modo se hace necesario particionar v en una parte real y otra imaginaria (lo que duplica su dimensión de 12 a 24 componentes):

$$v = \begin{Bmatrix} v_R \\ \vdots \\ v_I \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

Procediendo en forma análoga con la matriz A se tiene:

$$A = \begin{bmatrix} A_{11} & \vdots & A_{12} \\ \cdots & & \cdots \\ A_{21} & \vdots & A_{22} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

La submatriz A_{11} está asociada a la parte real v_R , la submatriz A_{22} está asociada a la parte compleja v_I , mientras que A_{12} y A_{21} definen el acoplamiento entre ambas. Está demostrado además que:

$$A_{11} = A_{22} \quad \text{y} \quad A_{12} = A_{21} \quad (4.10)$$

donde

$$A_{11} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & \frac{1}{k_y'FG\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_x\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\rho F\omega^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \rho F\omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho J_x\omega^2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{1}{k_x'FG\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_y\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho F\omega^2 & 0 & 0 & 0 & -\rho F\omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho J_y\omega^2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_\phi\mu_1} \\ \rho F\omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 & -\rho F\omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 & -\rho F\omega^2 r^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & B\theta & 1 & 0 \end{bmatrix}_{x_1}$$

$$A_{12} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \frac{\mu}{k_y'FG\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{\mu}{EJ_x\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\mu}{k_x'FG\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{\mu}{EJ_y\mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{\mu}{EJ_\phi\mu_1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu GJ_d & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

De esta manera queda presentado el problema físico-matemático que combinó una teoría general de vigas con el método de las variables de estado.

ESTRUCTURA GENERAL Y FUNCIONAMIENTO DE FREC-DAMAGE

El FREC-DAMAGE es un programa en lenguaje Fortran cuyo código fuente ocupa alrededor de 1100 líneas de programación requiriendo una capacidad de almacenamiento de solo 40KB, mientras que su correspondiente ejecutable requiere aproximadamente de 450KB.

La estructura general aproximada del programa se presenta en la **Tabla 4.1**:

Desde línea	Hasta línea	Objetivo
1	32	Definiciones generales y de bloques
33	48	Definición de variables
49	75	Definición de formatos de escritura
76	79	Llamado a la subrutina de presentación
80	106	Identificación del archivo de entrada
107	113	Apertura de los archivos de salida
114	156	Lectura y escritura de los datos
157	170	Definición de parámetros y constantes
171	346	Sentencias ejecutables del cuerpo principal del programa
347	417	Subrutina para incorpora resortes y masas en cualquier punto de la viga
418	682	Subrutina para integrar en el espacio
683	809	Subrutina para formar la matriz A del sistema de ecuaciones
810	878	Subrutina para resolver el sistema de ecuaciones algebraicas
879	987	Subrutina que incorpora el material
988	1012	Subrutina que forma el vector de carga externa
1013	1042	Subrutina que almacena valores necesarios para luego antitransformarlos
1043	1062	Subrutina de presentación

Tabla 4.1 Ubicación aproximada de las subrutinas en FREC-DAMAGE

Actualmente existe una única versión del FREC-DAMAGE que incorpora cada una de las tres funciones de daño descriptas en el capítulo 3 (" F_{1a} ", " F_{1b} ", " F_2 ").

El archivo de entrada

El archivo de entrada es un archivo "***. DAT**" que consta de 13 líneas, cada una de las cuales incorpora los siguientes datos:

Línea 1: OMEGA,DELTA,NITER,NJOINT

OMEGA: frecuencia inicial

DELTA: incremento de frecuencia

NITER: número de iteraciones totales

NJOINT: número de elementos en que se divide la viga

Línea 2: JBOUNX,JBOUNY,JBOUNT,KBOUNX,KBOUNY,KBOUNT

JBOUNX: condición de borde al comienzo de la estructura según el grado de libertad flexión en x

JBOUNY: condición de borde al comienzo de la estructura según el grado de libertad flexión en y

JBOUNT: condición de borde al comienzo de la estructura según el grado de libertad torsión en z

KBOUNX: condición de borde al final de la estructura según el grado de libertad flexión en x

KBOUNY: condición de borde al final de la estructura según el grado de libertad flexión en y

KBOUNT: condición de borde al final de la estructura según el grado de libertad torsión en z

Nota: 1=fijo, 2=libre, 3=articulado

Línea 3: PRMT(3),PRMT(4)

PRMT(3): cantidad de intervalos en que se divide cada elemento

PRMT(4): límite del error absoluto

Línea 4: STFX(I),STFY(I),STFZ(I),STFMX(I),STFMY(I),STFMZ(I)

STFX(I): constante del resorte lineal que actúa en x para el elemento I

STFY(I) : constante del resorte lineal que actúa en y para el elemento I

STFZ(I) : constante del resorte lineal que actúa en z para el elemento I

STFMX(I) : constante del resorte helicoidal que actúa en x para el elemento I

STFMY(I) : constante del resorte helicoidal que actúa en y para el elemento I

STFMZ(I) : constante del resorte helicoidal que actúa en z para el elemento I

Línea 5: PL(I),D1X(I),D2X(I),D1Y(I),D2Y(I),H1(I),H2(I)

PL(I): longitud del elemento I

D1X(I): momento de inercia flexional en x al comienzo del elemento I

D2X(I): momento de inercia flexional en x al final del elemento I

D1Y(I): momento de inercia flexional en y al comienzo del elemento I

D2Y(I): momento de inercia flexional en y al final del elemento I

H1(I): área de la sección transversal al comienzo del elemento I

H2(I): área de la sección transversal al final del elemento I

Línea 6: AX1(I),AX2(I),AY1(I),AY2(I),D1W(I),D2W(I),D1D(I),D2D(I)

AX1(I): coordenada x del centro de corte al comienzo del elemento I

AX2(I): coordenada x del centro de corte al final del elemento I

AY1(I): coordenada y del centro de corte al comienzo del elemento I

AY2(I): coordenada y del centro de corte al final del elemento I

D1W(I): momento de inercia sectorial al comienzo del elemento I

D2W(I): momento de inercia sectorial al final del elemento I

D1D(I): módulo de torsión al comienzo del elemento I

D2D(I) : módulo de torsión al final del elemento I

Línea 7: MAT(I),PNU(I),RO(I),ROINTX(I),ROINTY(I)

MAT(I): código que identifica el tipo de material según Nota

PNU(I): módulo de Poisson

RO(I): densidad del material

ROINTX(I): coeficientes de Cowper según eje x

ROINTY(I): coeficientes de Cowper según eje y

Nota: 1=elástico lineal, 2= modelo de Kelvin, 3= modelo de Maxwell, 4=modelo de 3 elementos, 5=modelo de 4 elementos, 6=amortiguamiento estructural, 7=modelo de daño según " F_{1a} ", 8=modelo de daño según " F_{1b} ", 9=modelo de daño según " F_2 ".

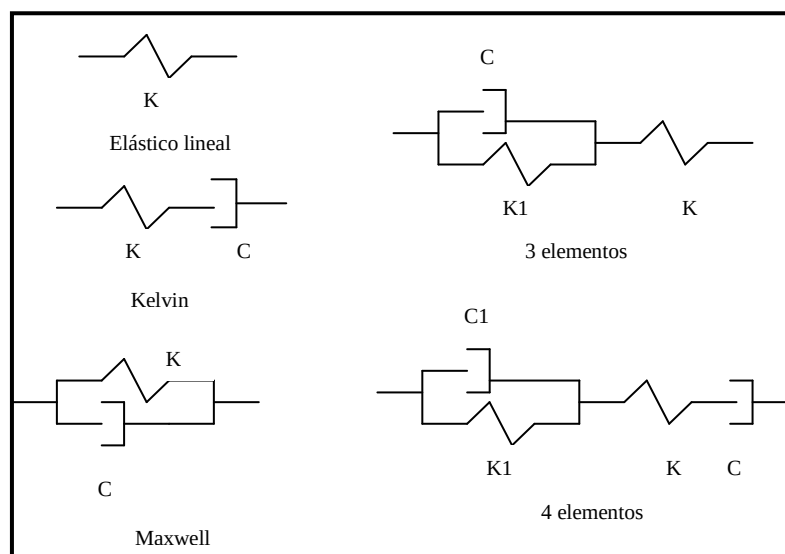


Figura 4.2 Modelos materiales en FREC-DAMAGE

Línea 8: E(I),C0(I),E1(I),C1(I)

$E(I)$: constante del resorte K para el elemento I

$C0(I)$: constante de amortiguamiento C para el elemento I

$E1(I)$: constante del resorte $K1$ para el elemento I

$C1(I)$: constante de amortiguamiento $C1$ para el elemento

Nota: para el caso de amortiguamiento estructural únicamente se debe considerar:

$E(I)$: módulo de elasticidad

$C0(I)$: coeficiente de amortiguamiento inicial μ_o (estructural o histeretico)

$E1(I)=C1(I)=0$

Línea 9: $CMASS(I), CEX(I), CEY(I)$

$CMASS(I)$: masa concentrada al final del elemento I

$CEX(I)$: coordenada x del centro de gravedad de la masa concentrada al final del elemento I

$CEY(I)$: coordenada y del centro de gravedad de la masa concentrada al final del elemento I

Línea 10: $CX(I), CY(I), FIR(I), FIM(I)$

$CX(I)$: coordenada x de la ubicación del resorte al final del elemento I

$CY(I)$: coordenada y de la ubicación del resorte al final del elemento I

$FIR(I)$: área sectorial del punto donde está ubicado el resorte lineal en la dirección z del elemento I

$FIM(I)$: área sectorial del punto donde está ubicada la masa concentrada del elemento I

Línea 11: STFX(IX),STFY(IX),STFZ(IX),STFMX(IX),STFMY(IX),
STFMZ(IX)

STFX(IX): constante del resorte lineal que actúa en x al final del último elemento

STFY(IX): constante del resorte lineal que actúa en y al final del último elemento

STFZ(IX): constante del resorte lineal que actúa en z al final del último elemento

STFMX(IX): constante del resorte helicoidal que actúa en x al final del último elemento

STFMY(IX): constante del resorte helicoidal que actúa en y al final del último elemento

STFMZ(IX): constante del resorte helicoidal que actúa en z al final del último elemento

Línea 12: CMASS(IX),CEX(IX),CEY(IX)

CMASS(IX): masa concentrada al final del último elemento

CEX(IX): coordenada x del centro de gravedad de la masa concentrada al final del último elemento

CEY(IX): coordenada y del centro de gravedad de la masa concentrada al final del último elemento

Línea 13: CX(IX),CY(IX),FIR(IX),FIM(IX)

CX(IX): coordenada x de la ubicación del resorte al final del último elemento

CY(IX): coordenada y de la ubicación del resorte al final del último elemento

FIR(IX): área sectorial del punto donde está ubicado el resorte lineal en la dirección z del último elemento

FIM(IX): área sectorial del punto donde está ubicada la masa concentrada del último elemento

Hasta aquí se han descripto todos y cada uno de los parámetros que necesita el archivo de entrada del FREC-DAMAGE. A continuación se presenta un archivo tipo con los datos de una viga de hormigón de 6.0 metros de largo con una sección de 20cm de base por 20 cm de altura. Se desea “barrer” las frecuencias ubicadas entre 0.0 Hz y 700Hz. El módulo de Poisson considerado fue 0.2. El archivo, tiene el siguiente aspecto:

```
0.0,0.1,700,1
3,3,3,3,3
25,0.005
0.0,0.0,0.0,0.0,0.0,0.0
6.0,1.33D-4,1.33D-4,1.33D-4,1.33D-4,4.0D-2,4.0D-2
0.0,0.0,0.0,0.0,9.9D9,9.9D9,2.256D-4,2.256D-4
6.0,2,2500,0.032,0.132
2.5D10,0.2,2600.0,9.9D9,9.9D9
0.0,0.0,0.0
0.0,0.0,0.0,0.0
0.0,0.0,0.0,0.0,0.0,0.0
0.0,0.0,0.0
0.0,0.0,0.0,0.0
```

Los archivos de salida

Se detalla a continuación los archivos de salida:

“*.INP” que devuelve cada uno de los datos ingresados para verificar que son correctos. Su aspecto es:

```
...
NO. OF ELEMENTS 1
JBOUNX= 3      KBOUNX= 3
JBOUNY= 3      KBOUNY= 3
```

```

JBOUNT= 3      KBOUNT= 3
DATA FOR ELEMENT NO. 1
STFX-STFY-STFZ (I) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
STFMX-STFMY-STFMZ (I) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
.00000E+00
PL-H1-H2 (I) = .60000E+01 .40000E-01 .40000E-01
D1X-D2X-D1Y-D2Y (I) = .13300E-03 .13300E-03 .13300E-03
.13300E-03
AX1-AX2-AY1-AY2 (I) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
.00000E+00
D1W-D2W-D1D-D2D (I) = .99000E+10 .99000E+10 .22560E-03
.22560E-03
MAT-PNU-RO (I) = 6 .20000E+00 .25000E+04
E-C0-E1-C1 (I) = .25000E+11 .20000E+00 .26000E+04
.99000E+10
CMASS-CEX-CEY (I) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
ROINTX-ROINTY-R1-R2 (I) = .32000E-01 .13200E+00 .66500E-02
.66500E-02
CX-CY-FIR-FIM (I) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
.00000E+00
STFX-STFY-STFZ (IX) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
STFMX-STFMY-STFMZ (IX) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
.00000E+00
CMASS-CEX-CEY (IX) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
CX-CY-FIR-FIM (IX) = .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00
.00000E+00
...

```

“***.SAL**” devuelve tres columnas de valores. La primera indica la frecuencia mientras que la segunda da el valor del determinante de la matriz A. De acuerdo al método de Thomson, cuando dicho valor es un mínimo relativo entonces la frecuencia que se encuentra en la misma fila es una frecuencia natural (ver debajo fila en negrita). La tercer columna solo indica el valor que adopto el parámetro de daño α que se utilizo para obtener el valor del determinante de esa misma fila.

```

...
6.799999999999999 13458666.0226258 0.000000000000000E+000
6.899999999999999 10656080.7248210 0.000000000000000E+000
6.999999999999999 8398832.14092387 0.000000000000000E+000
7.099999999999999 6610326.71288932 0.000000000000000E+000
7.199999999999999 5219365.42832236 0.000000000000000E+000
7.299999999999999 4161195.94669350 0.000000000000000E+000

```

7.399999999999999	3378572.89707625	0.000000000000000E+000
7.499999999999999	2822822.19776946	0.000000000000000E+000
7.599999999999999	2454905.14597112	0.000000000000000E+000
7.699999999999999	2246477.93655562	0.000000000000000E+000
7.799999999999999	2180942.19344166	0.000000000000000E+000
7.899999999999999	2254482.03547786	0.000000000000000E+000
7.999999999999999	2477083.15162358	0.000000000000000E+000
8.099999999999999	2873529.32783045	0.000000000000000E+000
8.199999999999999	3484371.85076342	0.000000000000000E+000
8.299999999999999	4366867.21162150	0.000000000000000E+000
...		

Al solo efecto de obtener una lista corta de las frecuencias naturales (quitando los valores espurios), el archivo **"*.SAL"** se toma como archivo de entrada para otro programa, llamado POSPRO.FOR, que lo único que hace es encontrar y escribir las frecuencias naturales (primer columna de **"*.SAL"**) correspondientes a los mínimos relativos (segunda columna de **"*.SAL"**), destacando el valor del parámetro de daño α para cada iteración (tercer columna de **"*.SAL"**). El archivo que devuelve lo llama **"*.TXT"** y tiene dos columnas (frecuencia natural y parámetro α usado). Tiene el siguiente aspecto.

...	
7.7999999850987	0.000000000000000E+000
28.699999985100	0.000000000000000E+000
54.899999985104	0.000000000000000E+000
7.4999999850987	0.100000001490116
27.899999985100	0.100000001490116
53.399999985104	0.100000001490116
7.1999999850987	0.200000002980232
26.999999985100	0.200000002980232
51.699999985104	0.200000002980232
6.7999999850987	0.300000004470348
...	

En este último archivo ya se puede observar el decaimiento de las tres primeras frecuencias de una viga, a medida que el parámetro de daño evoluciona desde cero (intacto) hasta 0.3

Nota: Los puntos suspensivos al inicio y al fin de los datos de mostrados indican que dichos datos son parciales y el archivo completo es mas largo. Cuando no aparecen los puntos mostrados reflejan el archivo completo.

GENERACIÓN DE CURVAS DE DAÑO

En los desarrollos siguientes se utiliza una viga cuyos datos se presentan a continuación:

➤ VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

<i>Largo</i>	$L = 6.00 \text{ m}$
<i>Sección</i>	$F_T = 4.0 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$
<i>Momento de inercia x</i>	$J_x = 1.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
<i>Momento de inercia y</i>	$J_y = 1.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
<i>Momento de inercia sectorial</i>	$J_\phi = 9.9 \cdot 10^9 \text{ m}^6$
<i>Modulo de torsión</i>	$J_d = 2.256 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
<i>Coord. x centro de corte</i>	$a_x = 0 \text{ m}$
<i>Coord. y centro de corte</i>	$a_y = 0 \text{ m}$
<i>Modulo de elasticidad</i>	$E_0 = 2.50 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$
<i>Densidad</i>	$\rho = 2600 \text{ kg/m}^3$
<i>Coeficiente de Poisson</i>	$\nu = 0.2$
<i>Coeficientes de Cowper</i>	$k'_x = k'_y = 9.9 \cdot 10^9$

Se generaron sobre la misma los siguientes escenarios de daño:

a) Viga sin daño		
$f_1 = 7.80 \text{ Hz}$	$f_2 = 31.15 \text{ Hz}$	$f_3 = 69.89 \text{ Hz}$
b) Escenario de daño 1		
$f_1 = 7.50 \text{ Hz}$	$f_2 = 31.01 \text{ Hz}$	$f_3 = 67.81 \text{ Hz}$
c) Escenario de daño 2		
$f_1 = 6.58 \text{ Hz}$	$f_2 = 29.27 \text{ Hz}$	$f_3 = 64.66 \text{ Hz}$
d) Escenario de daño 3		
$f_1 = 4.93 \text{ Hz}$	$f_2 = 19.70 \text{ Hz}$	$f_3 = 44.20 \text{ Hz}$

Con el programa FREC-DAMAGE se calculan las tres primeras frecuencias de vibración flexional de la viga anterior. Esto a partir del escenario cero o viga "sin daño". Se realizan tres corridas, una para cada función de daño. FREC-DAMAGE repite el procedimiento anterior variando en forma automática el parámetro de daño α en intervalos de 0.1 entre 0 y 1.

Los resultados se muestran en la **Tabla 4.2**

Curvas de Daño	frec función "1a"	ALFA	frec función "1b"	ALFA	frec función "2"	ALFA
1er frec.	7.81	0.0	7.81	0.0	7.81	0.0
2da frec	31.16	0.0	31.16	0.0	31.16	0.0
3er frec	69.86	0.0	69.86	0.0	69.86	0.0
1er frec.	7.51	0.1	7.47	0.1	7.5	0.1
2da frec	30.36	0.1	30.08	0.1	30.28	0.1
3er frec	68.06	0.1	67.51	0.1	67.93	0.1
1er frec.	7.19	0.2	7.11	0.2	7.16	0.2
2da frec	29.51	0.2	28.94	0.2	29.35	0.2
3er frec	66.15	0.2	65.04	0.2	65.89	0.2
1er frec.	6.84	0.3	6.73	0.3	6.81	0.3
2da frec	28.61	0.3	27.73	0.3	28.36	0.3
3er frec	64.11	0.3	62.41	0.3	63.7	0.3
1er frec.	6.47	0.4	6.32	0.4	6.43	0.4
2da frec	27.63	0.4	26.43	0.4	27.3	0.4
3er frec	61.91	0.4	59.6	0.4	61.35	0.4
1er frec.	6.07	0.5	5.87	0.5	6.01	0.5
2da frec	26.57	0.5	25.04	0.5	26.14	0.5
3er frec	59.5	0.5	56.55	0.5	58.78	0.5
1er frec.	5.61	0.6	5.37	0.6	5.54	0.6
2da frec	25.39	0.6	23.5	0.6	24.86	0.6
3er frec	56.81	0.6	53.19	0.6	55.92	0.6
1er frec.	5.08	0.7	4.81	0.7	5	0.7
2da frec	24.04	0.7	21.78	0.7	23.4	0.7
3er frec	53.73	0.7	49.38	0.7	52.64	0.7
1er frec.	4.44	0.8	4.13	0.8	4.34	0.8
2da frec	22.44	0.8	19.75	0.8	21.66	0.8
3er frec	50.02	0.8	44.88	0.8	48.71	0.8
1er frec.	3.56	0.9	3.23	0.9	3.46	0.9
2da frec	20.31	0.9	17.14	0.9	19.38	0.9
3er frec	45.07	0.9	39.02	0.9	43.48	0.9
1er frec.	1.12	1.0	0.79	1.0	1.01	1.0
2da frec	14.92	1.0	10.89	1.0	13.65	1.0
3er frec	34.37	1.0	25.81	1.0	31.71	1.0

Tabla 4.2 Primeras 3 frecuencias flexionales verticales de vibración obtenidas variando el parámetro de daño con cada función 1a, 1b y 2

De la inspección de las **Figuras 4.3** y **4.4** se pueden extraer los valores de α_1 y α_3 . Por ejemplo, en la **Figura 4.3**, de la intersección de la línea del segundo escenario de daño con cada una de las curvas 1a, 1b y 2 respectivamente se obtiene: 0.37, 0.335 y 0.36 como valores del parámetro de daño α para la primera frecuencia flexional de vibración (parámetro α_1).

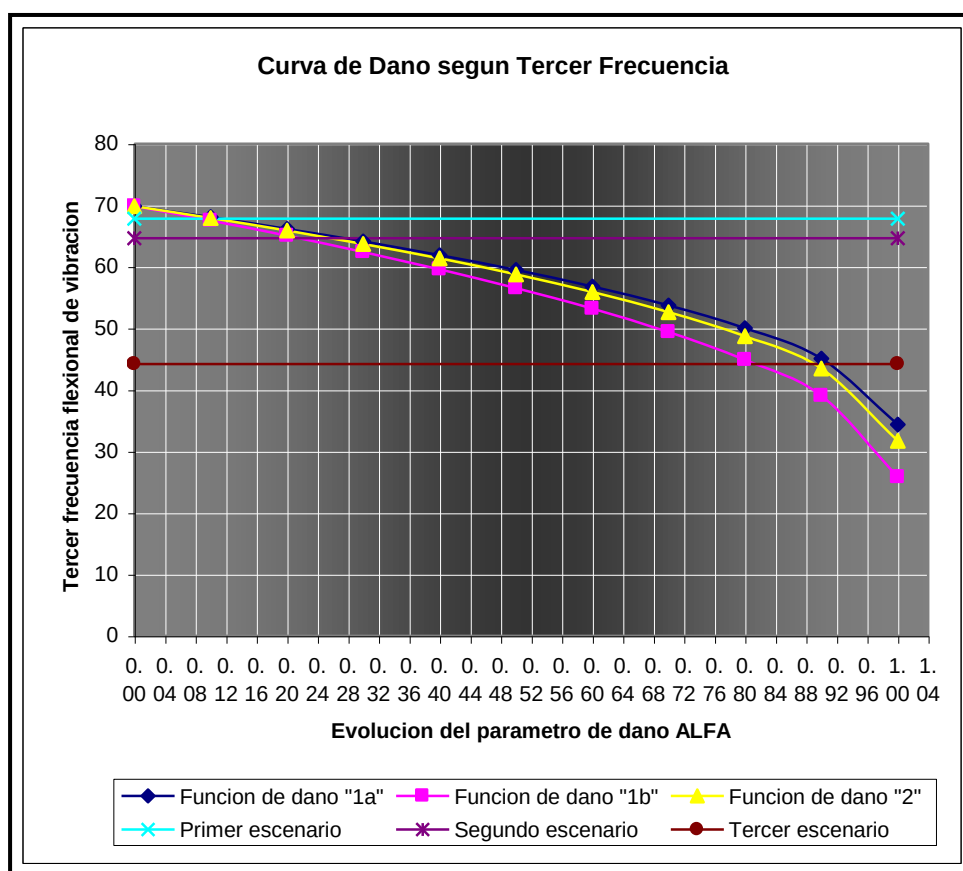


Figura 4.4 Curvas de daño según tercer frecuencia

De este modo, leyendo en abscisas los valores correspondiente a la intersección de cada escenario con cada curva de daño se puede generar la **Tabla 4.3**.

1er frecuencia	Dano 1 ^a	Dano 1b	Dano 2	3er frecuencia	Dano 1 ^a	Dano 1b	Dano 2
1er escenario	0.1	0.1	0.1	1er escenario	0.12	0.1	0.115
2do escenario	0.37	0.335	0.36	2do escenario	0.265	0.21	0.26
3er escenario	0.725	0.68	0.71	3er escenario	0.91	0.815	0.89

Tabla 4.3 Valores de α_1 y α_3 obtenidos de las curvas de daño

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DAÑO

En función de la **Tabla 4.3** se puede calcular un α que surge del promedio ponderado de cada uno de los α obtenidos de las curvas de daño para la primer y tercer frecuencia (α_1 y α_3). De este modo ponderando con $k_1=0.8$ y $k_3=0.2$ resulta el parámetro final de daño α :

$$\alpha = \alpha_1 k_1 + \alpha_3 k_3 \quad (4.11)$$

Seguidamente se presenta la evolución del parámetro de daño α para cada una de las funciones de daño adoptadas (funciones "1a", "1b" y "2").

EVOLUCIÓN DEL PARÁMETRO DE DAÑO			
Parámetro de daño ALFA	Según función de daño 1a	Según función de daño 1b	Según función de daño 2
1er escenario	0.104	0.100	0.103
2do escenario	0.349	0.310	0.340
3er escenario	0.762	0.707	0.746

Tabla 4.4 Valores de α obtenidos por promedio ponderado

Se grafica ahora la evolución del daño para cada función:

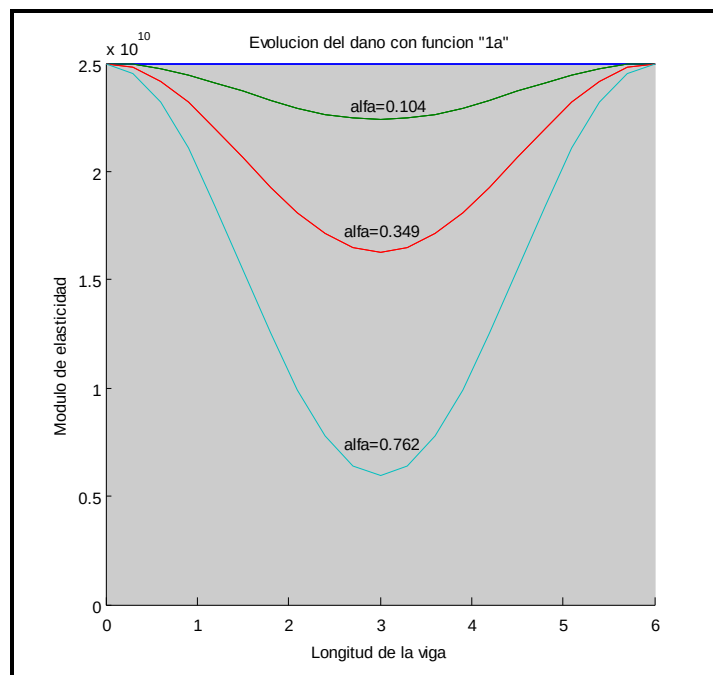


Figura 4.5 Evolución del daño con función "1a"

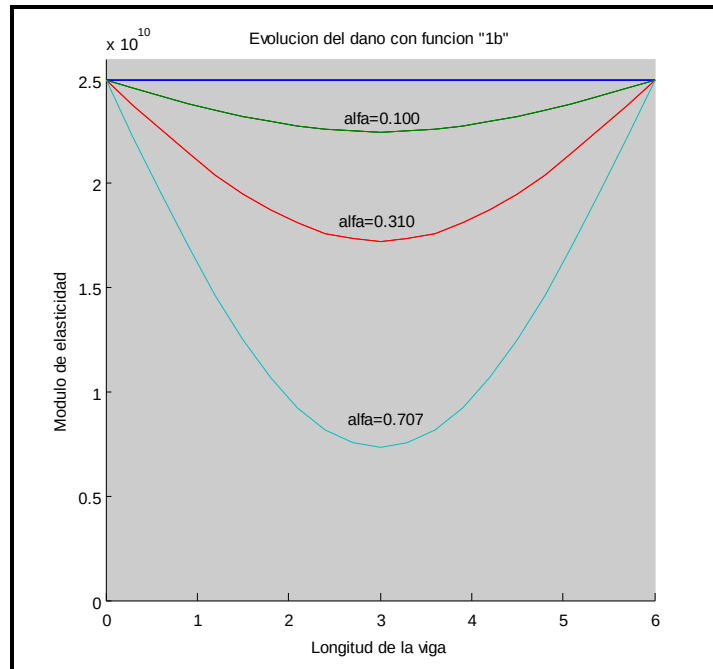


Figura 4.6 Evolución del daño con función "1b"

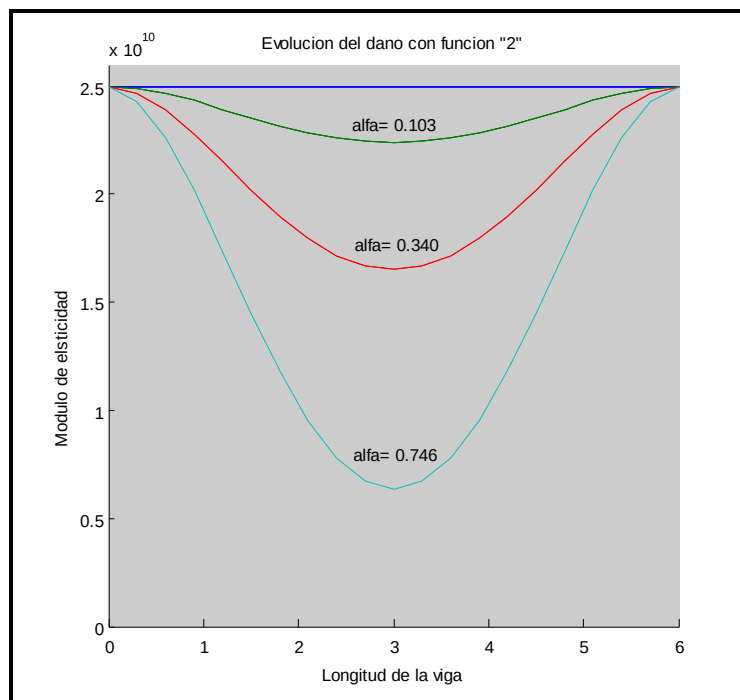


Figura 4.7 Evolución del daño con función "2"

VERIFICACIÓN DE UN MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Se planteo en principio un modelo de 8 barras (ver **Figura 4.8**) con variaciones del modulo de elasticidad original de $E_o=2.5e10$ desde cada borde hacia el centro según el criterio:

Escenario MEF de daño 1: $E_o, E_o/1.33, E_o/2, E_o/3.5$, simétrico

Escenario MEF de daño 2: $E_o, E_o/2, E_o/3.5, E_o/5$, simétrico

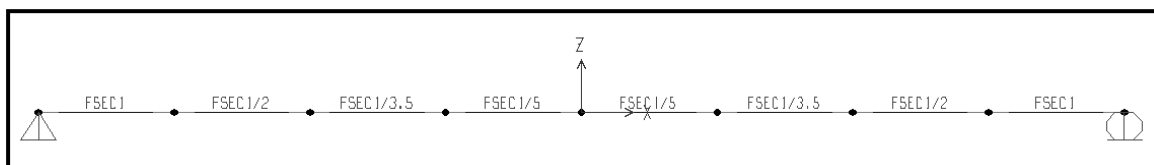


Figura 4.8 Modelo de elementos finitos

Las frecuencias del modelo se muestran en las **Tablas 4.5 y 4.6**. Teniendo en cuenta que con el FREC-DAMAGE se estaba trabajando con las 3 primeras frecuencias flexionales *verticales* de vibración, en este modelo corresponden a las frecuencias 1, 3 y 5. (indicadas en negrita)

TABLA 1er Escenario: Periodos Modales y Frecuencias						
Caso Salida	Tipo Paso	Paso Num	Periodo	Frecuencia	FrecCirc	Autoval
Texto	Texto	Sin unid	Seg	Cic/seg	rad/seg	rad2/seg2
MODAL	Modo	1	0.206032	4.854	30.496	930.02
MODAL	Modo	2	0.07115	14.055	88.309	7798.5
MODAL	Modo	3	0.043082	23.21	145.84	21270
MODAL	Modo	4	0.026887	37.193	233.69	54610
MODAL	Modo	5	0.019359	51.66	324.56	105340
MODAL	Modo	6	0.014225	70.296	441.68	195090
MODAL	Modo	7	0.011159	89.612	563.05	317030
MODAL	Modo	8	0.010952	91.308	573.7	329130
MODAL	Modo	9	0.008967	111.51	700.67	490940
MODAL	Modo	10	0.007509	133.17	836.76	700160
MODAL	Modo	11	0.00659	151.75	953.46	909090
MODAL	Modo	12	0.005203	192.21	1207.7	1458500

Tabla 4.5 Resultado MEF 1er escenario

TABLA 2do Escenario: Periodos Modales y Frecuencias						
Caso Salida	Tipo Paso	Paso Num	Periodo	Frecuencia	FrecCirc	Autoval
Texto	Texto	Sin unid	Seg	Cic/seg	rad/seg	rad2/seg2
MODAL	Modo	1	0.253587	3.9434	24.777	613.91
MODAL	Modo	2	0.078057	12.811	80.495	6479.5
MODAL	Modo	3	0.054088	18.488	116.17	13494
MODAL	Modo	4	0.031128	32.126	201.85	40745
MODAL	Modo	5	0.02349	42.571	267.48	71546
MODAL	Modo	6	0.016721	59.806	375.77	141200
MODAL	Modo	7	0.013353	74.888	470.54	221410
MODAL	Modo	8	0.013299	75.195	472.46	223220
MODAL	Modo	9	0.010585	94.47	593.58	352330
MODAL	Modo	10	0.00898	111.35	699.65	489510
MODAL	Modo	11	0.007842	127.53	801.26	642020
MODAL	Modo	12	0.006235	160.39	1007.7	1015500

Tabla 4.6 Resultado MEF 2do escenario

Los valores de frecuencia de la **Tabla 4.5** llevados a las curvas de daño de la viga resultan en las **Figuras 4.9 y 4.10**:

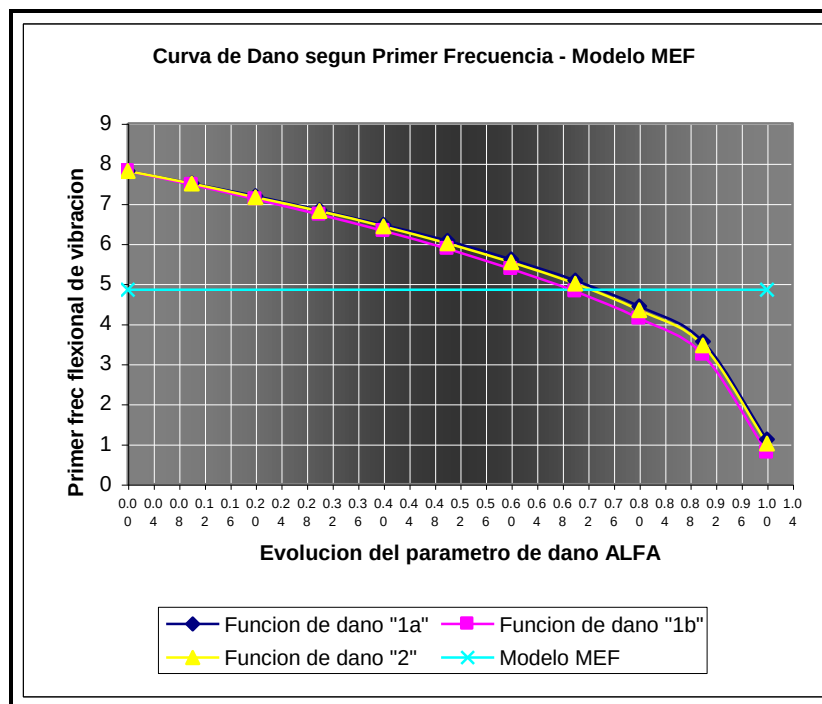


Figura 4.9 Curvas de daño primer frecuencia y 1er escenario de daño MEF

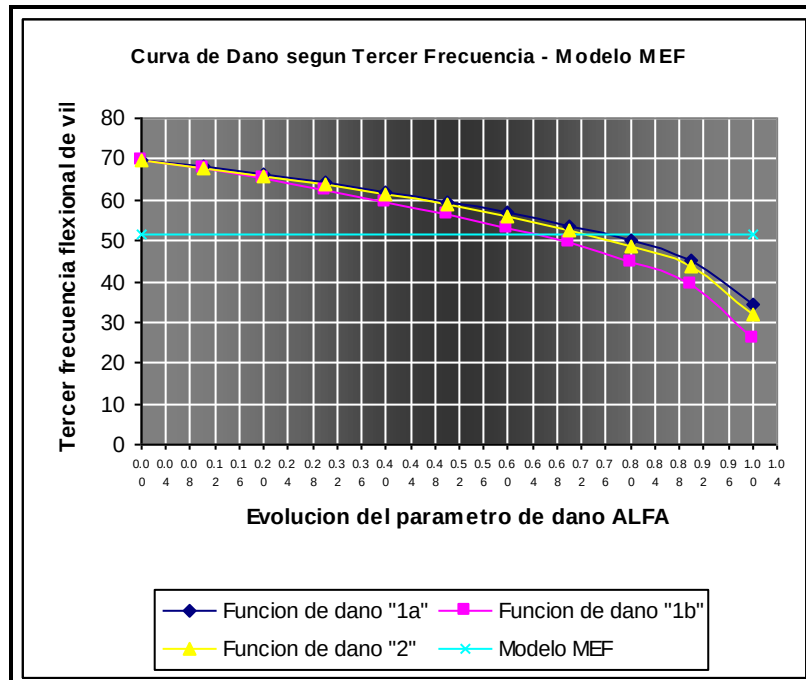


Figura 4.10 Curvas de daño tercer frecuencia y 1er escenario de daño MEF

De las dos Figuras 4.9 y 4.10 se observan los valores de α_1 y α_3 :

1er frecuencia	Daño 1 ^a	Daño 1b	Daño 2	3er frecuencia	Daño 1 ^a	Daño 1b	Daño 2
Escenario MEF	0.74	0.70	0.72	Escenario MEF	0.76	0.64	0.69

Tabla 4.7 Valores de α_1 y α_3 obtenidos de las curvas de daño - 1er escenario

Luego en base a los valores de la **Tabla 4.7** y usando la ecuación (4.11) se puede calcular el α resultando para cada función de daño:

EVOLUCIÓN DEL PARÁMETRO DE DAÑO			
Parámetro de daño ALFA	Según función de daño 1a	Según función de daño 1b	Según función de daño 2
Escenario MEF	0.744	0.688	0.714

Tabla 4.8 Valores de α obtenidos por promedio ponderado –1er escenario

La **Figura 4.11** muestra la variación del modulo de elasticidad que cada función devuelve para el alfa calculado según ecuación (4.11).

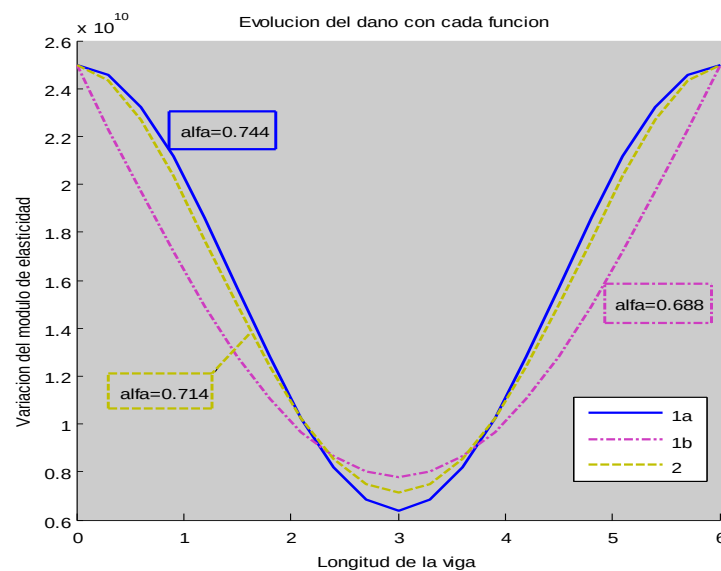


Figura 4.11 1er escenario MEF parametrizado según funciones 1a, 1b y 2

Luego con los valores de frecuencias devueltos por el programa de elementos finitos en la **Tabla 4.6** se puede procesar la información para el 2do escenario de daño planteado en el MEF. Los valores de frecuencia de la **Tabla 4.6** llevados a las curvas de daño de la viga resultan en las **Figuras 4.12 y 4.13**:

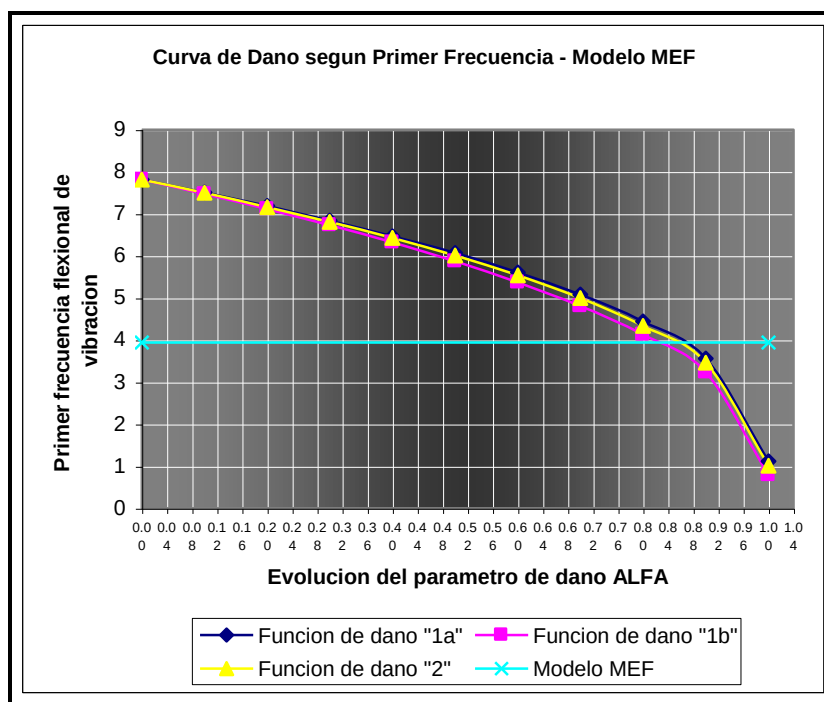


Figura 4.12 Curvas de daño primer frecuencia y 2do escenario de daño MEF

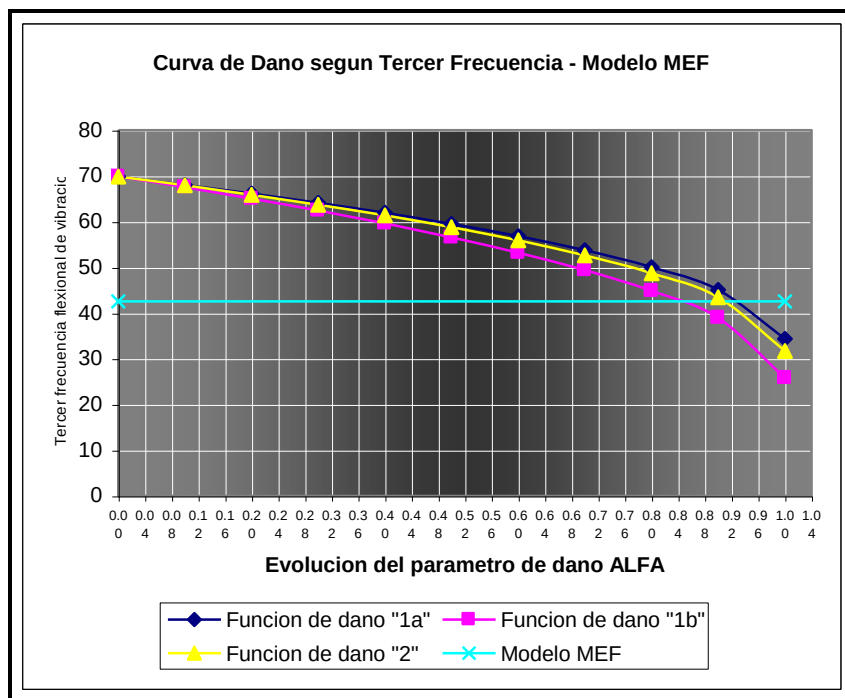


Figura 4.13 Curvas de daño tercer frecuencia y 2do escenario de daño MEF

De las dos **Figuras 4.12** y **4.13** se observan los valores de α_1 y α_3 :

1er frecuencia	Dañó 1 ^a	Dañó 1b	Dañó 2	3er frecuencia	Dañó 1 ^a	Dañó 1b	Dañó 2
Escenario MEF	0.87	0.825	0.86	Escenario MEF	0.93	0.84	0.91

Tabla 4.9 Valores de α_1 y α_3 obtenidos de las curvas de daño

Luego en base a los valores de la **Tabla 4.9** y usando la ecuación (4.11) se puede calcular el α resultando para cada función de daño:

EVOLUCIÓN DEL PARÁMETRO DE DAÑO			
Parámetro de daño ALFA	Según función de daño 1a	Según función de daño 1b	Según función de daño 2
Escenario MEF	0.882	0.828	0.870

Tabla 4.10 Valores de α obtenidos por promedio ponderado

La **Figura 4.14** muestra la variación del modulo de elasticidad que cada función devuelve para el alfa calculado según ecuación (4.11).

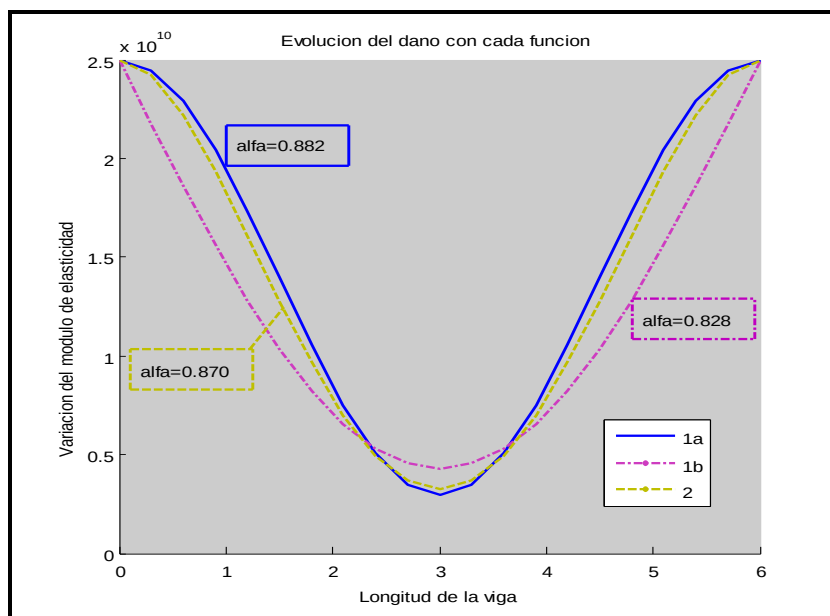


Figura 4.14 2do escenario MEF parametrizado según funciones 1a, 1b y 2

Finalmente se obtiene para el modelo MEF y los escenarios de daño planteados una evolución coherente del mismo. Esto se grafica en la **Figura 4.15**.

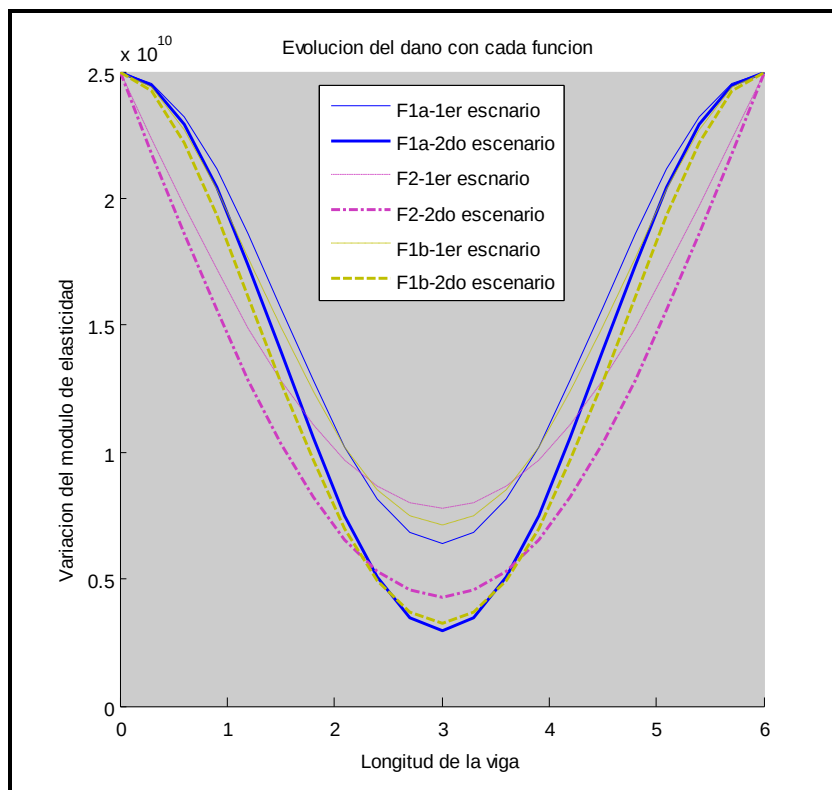


Figura 4.15 Evolución coherente del daño para escenarios MEF

CONCLUSIONES

En este capítulo se presentó una herramienta numérica que efectivamente permite parametrizar el daño *en forma coherente* a medida que el mismo se va reflejando en las frecuencias flexionales de vibración de la estructura.

La herramienta funciona tanto para escenarios de daño generados con ella misma como con software comercial de elementos finitos de uso generalizado.

Se ha observado una coherencia total en la evolución del parámetro de daño con la realidad física que el mismo describe. Esta coherencia no se logró con

la función presentada en la ecuación (3.4), hecho que también fue reportado por su autor.

Por ultimo, si bien las funciones " F_{1a} " y " F_2 " presentan una imagen visual mas acorde con la realidad física debido a sus extremos asintóticos con el eje original de la viga, las tres funciones implementadas ***dan resultados muy similares*** no habiéndose obtenido ventajas comparativas entre ellas.



CAPITULO 5: CRITERIO DE DAÑO

DEFINICIÓN DE DAÑO

El daño en materiales es un proceso, generalmente progresivo, por medio del cual sus propiedades funcionales se van perdiendo o deteriorando de modo de llegar, en un momento determinado, a perder su funcionalidad; esto es, dejar de cumplir la misión (o función) para la cual fue diseñado.

Desde un punto de vista mecánico, el estudio del daño implica conocer los mecanismos involucrados cuando un componente estructural está sometido a carga. El estudio del daño, según Lemaitre J. (1996), puede abordarse desde dos puntos de vista diferentes, a saber, un nivel “macro” y otro “micro”. A un nivel de microescala podría entenderse como una *acumulación de tensiones en microdefectos* o pequeñísimas fisuras que actúan como concentradores de tensiones. La morfología de estos concentradores dependen del tipo de material bajo análisis, así, en el acero y demás materiales metálicos, podrían mencionarse los bordes de grano, las vacancias, las dislocaciones como concentradores; en materiales compuestos, como el hormigón o fibras reforzadas con polímeros, los concentradores suelen aparecer en las

interfaces de sus componentes. Por otro lado, a un *nivel de macroescala*, se considera el *crecimiento de fisuras* (producto de la coalescencia de varios de los microdefectos) que finaliza con la fluencia, fractura frágil, o descascaramiento dependiendo el tipo de material bajo análisis.

El primer tipo de estudio lo abordan las disciplinas tales como la metalurgia, la química y actualmente, en forma integral, la *ingeniería de materiales*. Por otro lado, del estudio a nivel macro se encarga la *mecánica de fractura*. A pesar de esto, cuando el nivel de estudio excede al nivel macro que se definió anteriormente; y cuando se estudia una estructuras en forma *integral*, se debe recurrir a otros medios para monitorear el daño. Si se piensa en un puente, por ejemplo, donde las fisuras son miles, o millones incluso, y su morfología totalmente dispar, producto de los diferentes tipos de agentes que dañan la estructura, se debe recurrir a un estudio del comportamiento *global* mediante *ensayos no destructivos* o *parcialmente destructivos*. Entre los tipos de agentes que dañan las estructuras se pueden citar cicladados térmicos, agentes químicos, ciclos de mojado-secado, cargas sísmicas, sobrecargas accidentales, etc. Se desarrolla este tema con mayor detalle en próximos apartados.

NATURALEZA FÍSICA DE LOS MATERIALES Y SU DAÑO (NIVEL “MICRO”)

A continuación se hace una breve descripción de algunos de los mecanismos típicos de daño (Lemaitre J., 1996) a nivel micro de diferentes materiales en su estado sólido de agregación. Si bien, esto no es parte troncal del eje de estudio de esta tesis, se considera que contribuye a un entendimiento integral del comportamiento de los materiales y por ende de las estructuras, lo cual hace meritoria su breve consideración.

Todos los materiales están compuestos de átomos, los cuales están vinculados unos con otros por medio de la interacción que ejercen sus campos electromagnéticos. Dicha interacción es llamada con frecuencia fuerza electromagnética. La *elasticidad* está directamente relacionada con la *variación relativa de las distancias interatómicas* lo que implica también que está relacionada con las fuerzas electromagnéticas.

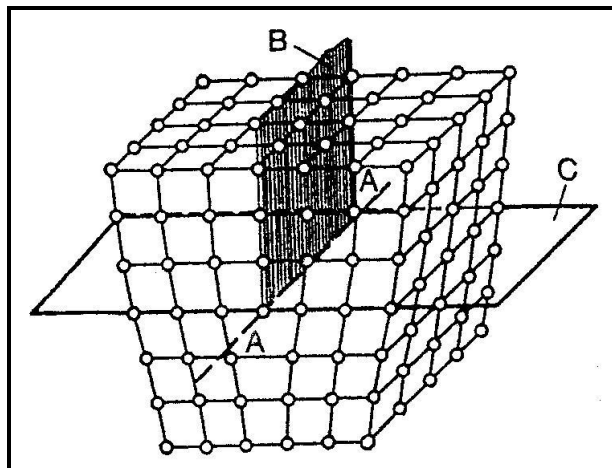


Figura 5.1 Esquema 3D de dislocaciones

Cuando ocurre la *rotura de estas ligaduras* comienza el proceso de daño irreversible, y automáticamente se pasa al campo de la *plasticidad*. Por ejemplo, los metales están organizados en granos de cristales, esto es un arreglo tridimensional de átomos. Sin embargo, siempre existen imperfecciones denominadas dislocaciones que se pueden interpretar como la línea AA en la **Figura 5.1** donde faltan algunos enlaces. Si un esfuerzo de corte actuara en el sentido correcto (en el plano C), la dislocación desaparecería producto de la deformación plástica, produciendo un deslizamiento del plano B de átomos hasta un borde de grano. La evolución de este proceso se muestra gráficamente en la **Figura 5.2**.

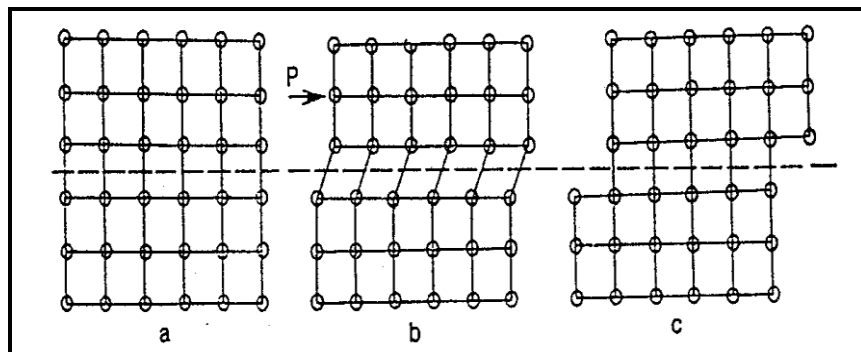


Figura 5.2 Esquema del proceso de deformación plástica

Pero en algún momento dicha dislocación se va a anclar en algún micro defecto produciendo una distorsión en la red cristalina y concentrando de este modo tensiones. Varios arrestos de dislocaciones nuclea una microfisura. Otro mecanismo de daño en metales es el despegue intergranular y la decohesión entre inclusiones y la matriz. En los polímeros el daño se produce por la rotura de los enlaces secundarios o enlaces entre cadenas de moléculas. En compuestos, daño implica un despegue entre la fibra y la matriz. En los cerámicos se debe a la micro decohesión entre las inclusiones y la matriz. En hormigón es la decohesión entre los agregados y el cemento en su compleja reacción con el agua que actúa como matriz. En la madera el principal mecanismo de daño está dado por el despegue entre las fibras de celulosa. A modo de resumen, se podría decir que la *elasticidad* está asociada a una *modificación de la distancias interatómicas* produciendo una variación de las fuerzas electromagnéticas entre átomos, *pero en ningún momento se rompen dichos "enlaces", por ende no hay daño*. Por el contrario, la deformación *plástica* esta asociada directamente a la *rotura de enlaces*, al movimiento de átomos por distancias del orden de varios espaciados interatómicos y a la nucleación de microfisuras *produciendo zonas con alta concentración de tensiones*, lo que definitivamente produce un cambio en las propiedades mecánicas del material o un daño en la estructura.

EL HORMIGÓN ARMADO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL Y SU DAÑO (NIVEL "MACRO")

En el presente apartado se mencionan algunos de los mecanismos de daño mas comunes del hormigón, dado que este es el material mas usado en la Argentina para la construcción de puentes, aunque se debe mencionar que existen algunos pocos casos en que la estructura es metálica.

El prof. M.E. Klaric (Irassar E.F. et al, 2001) dice que los ataques físicos al hormigón provienen de su interacción con el medio y ya sea en su estado fresco o endurecido dejan secuelas permanentes en el material. Agrega que: la respuesta del hormigón a estos ataques en la mayoría de los casos está vinculada a las características de la matriz aglomerante, más porosa, térmicamente mas inestable, generalmente mas blanda, menos resistente, mas permeable y más deformable que la fase granular dominante, constituida por los agregados.

Entendiendo por tales ataques a:

- Inadecuadas condiciones de secado
- Acción de temperaturas extremas
- Abrasión y erosión

Se detallan en su libro una decena de mecanismos de daño que actúan sobre el material.

El prof. E.F. Irassar denomina ataques químicos al hormigón a aquellos procesos de degradación causados por agentes agresivo en el ambiente externo a la estructura que se transportan en solución hacia su interior y reaccionan con algún componente de la pasta de cemento. Y reflexiona luego que tanto los mecanismos de transporte (dependientes de la porosidad, de la estructura de los poros y de su interconexión), la composición química y mineralógica del hormigón como así también la presencia de agua son los factores preponderantes en este tipo de ataque, que comienzan por la superficie del hormigón y se propagan progresivamente afectando las capas

más profundas produciendo diferentes alteraciones en su estructura, tales como el incremento de porosidad, la permeabilidad y de la tensión interna, que finalmente afectan la capacidad resistente y la integridad del hormigón.

El prof. L.P. Traversa (Irassar E.F. et al, 2001) aborda el tema de corrosión en barras de acero del hormigón armado, es decir la formación de celdas electroquímicas. Luego de un detalle pormenorizado de las reacciones químicas involucradas, concluye que el análisis adecuado de las características de agresividad de las atmósferas de emplazamiento de las estructuras, como así también del cumplimiento en la etapa de diseño y ejecución de los parámetros indicados en lo que respecta a formas y detalles constructivos, limitación del ancho de fisuras, espesores de recubrimientos, separación de armaduras y curado del hormigón, permitirá que las estructuras de hormigón armado no se vean afectadas por problemas de corrosión antes de cumplir la vida útil prevista en el proyecto.

Todas las patologías incluidas dentro de clasificación anterior provocan en mayor o menor medida un daño al hormigón, que se puede manifestar como fisuras, aumento de la porosidad o de la permeabilidad, descascaramiento y pérdida de sección, etc.. Consecuentemente, la integridad estructural se puede evaluar por medio de la fractomecánica y/o la resistencia de materiales.

LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO Y SU DAÑO (NIVEL "GLOBAL")

Hasta el momento se ha abordado el tema del daño a dos niveles, un nivel que Lemaitre J. (1996) dio en llamar micro y otro macro. Teniendo en cuenta que los materiales no son perfectos y que los modelos que en ingeniería se utilizan para analizar la realidad se basan siempre en hipótesis simplificativas, se debe intentar *abordar los problemas utilizando la mayor cantidad de datos medidos de la propia realidad*. Sin embargo, esto no siempre es posible y se debe recurrir, como se mencionó con anterioridad, a

ensayos no destructivos o parcialmente destructivos. Para el caso de estructuras de hormigón armado podemos mencionar, entre otros:

- Extracción de probetas
- Medición de anchos de fisuras
- Detección de armaduras
- Medición de espesores
- Detección de corrosión
- Penetración de insertos
- Extracción de insertos
- Ultrasonido
- Esclerometría
- Extensometría eléctrica

Sin embargo, estos ensayos en su mayoría permiten sacar conclusiones sobre el punto de análisis y en el mejor de los casos, sobre una pequeña zona linder a donde se pueden extrapolar los valores sin apartarse de la rigurosidad que habitualmente se requiere. Si se desea conocer el estado *global* de la estructura uno debe mallar imaginariamente la estructura y repetir el ensayo en tanto puntos como nodos se imaginó.

Sin embargo, en los últimos años hay una creciente *tendencia mundial a utilizar ensayos dinámicos para predecir la integridad estructural*. Esta metodología plantea como ventaja la posibilidad de sacar conclusiones globales (a través del monitoreo continuo o discreto de las frecuencias naturales de vibración); sin embargo, la técnica permite localizar el daño y hasta cuantificarlo, lo que le confiere en forma indirecta un carácter local.

EL CRITERIO DE DAÑO PROPIAMENTE DICHO

El criterio de daño conforma una de las características innovadoras de esta tesis. El objetivo fundamental que se desea lograr, es *establecer un criterio basado en resultados experimentales que permita evaluar el estado de*

integridad de puentes de hormigón de geometría sencilla. Con el objetivo planteado se realizó una búsqueda en la bibliografía técnico científica que permitiera establecer una relación entre el daño que posee la estructura y la variación en sus características dinámicas, específicamente, en sus frecuencias naturales de vibración. La **Figura 5.3** intenta resumir lo anterior.

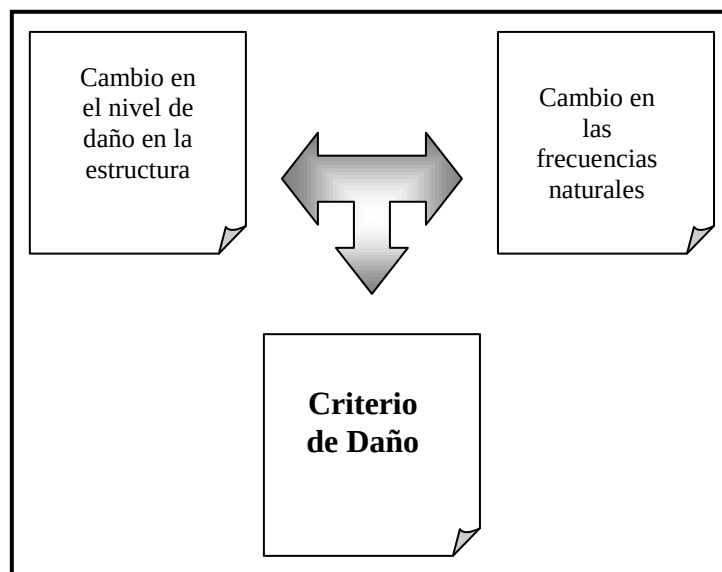


Figura 5.3 Relación básica empleada en el criterio de daño

J. Maeck et al (2000) ensayaron 2 vigas simplemente apoyadas de hormigón armado en laboratorio. La primera viga estaba sujeta a una carga concentrada en el medio del vano, mientras que la segunda tenía 2 cargas concentradas a $1/3$ y $2/3$ de su longitud. Las 2 vigas fueron cargadas estáticamente en diferentes pasos hasta su falla. Después de cada paso de carga se registra la respuesta dinámica en diferentes puntos distribuidos sobre el largo de la viga. Las 2 vigas fueron diseñadas del mismo modo con una longitud de 6 metros y una sección transversal de 20 centímetros de alto por 25 de ancho reforzadas con 6 barras de acero de 16 mm de diámetro, con estribos verticales de 8 mm de diámetro igualmente distribuidos a lo largo de su longitud cada 200 mm. Las dimensiones de la viga fueron seleccionadas de modo tal que la frecuencia fundamental esté dentro del rango de frecuencia de las estructuras

civiles comunes. La primer frecuencia natural estaba en los 20 Hz. La relación de refuerzo es 1.4% lo que permite una falla a un valor de 60kN y en función de esto, se pueden diseñar los pasos de carga. Se presenta la información en las **Tablas 5.1** y **5.2**:

Flexión en 3 pts. Simétrica [MAEC00]-a		
Paso	Frec. relativa a paso 0 - f1	% carga rotura
0	1	0
1	0.963294539	14.28571429
2	0.85049239	26.78571429
3	0.781557744	42.85714286
4	0.753357207	57.14285714
5	0.736347359	100

Tabla 5.1 Datos paper 'a' Maeck et al (2000)

Flexión en 4 pts. Simétrica [MAEC00]-b		
paso	Frec. relativa a paso 0 - f1	% carga rotura
0	1	0
1	0.94	15.81027668
2	0.92	23.71541502
3	0.9	47.43083004
4	0.88	71.14624506
5	0.845	94.86166008
100	0.765	100

Tabla 5.2 Datos paper 'b' Maeck et al (2000)

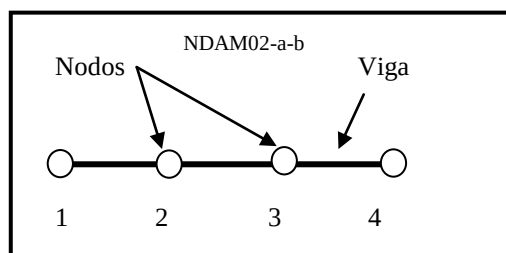


Figura 5.4 Esquema viga de Ndambi J.M. (2000)

Ndambi J.M. et al (2002) presenta distintos pasos de carga para la misma viga descrita por Maeck J. et al (2000) pero en este caso la aplicación de

carga es asimétrica. Considerándose la viga dividida en 3 tramos (4 nodos), se apoyó la viga en los nodos 1 y 3, se aplicó la carga en el nodo 2 y el nodo 4 quedó libre en voladizo. Cuando se llegó a la mitad de la carga de rotura (mas precisamente al 47.17% de dicha carga luego del 5to. escalón de carga) se apoyó la viga en los nodos 2 y 4, se aplicó la carga en el nodo 3 y el nodo 1 quedó libre en voladizo. De esta manera, se presentan los datos como una única serie en la **Tabla 5.3** ([NDAM02]-a-b) pero corresponden a la misma viga ensayada como se explicó anteriormente. La interpretación de la secuencia de carga se puede seguir mirando la **Figura 5.4**.

Flexion en 3 ptos. Asimétrica [NDAM02]-a-b		
Paso	Frec. relativa a paso 0 - f1	% carga rotura
0	1	0
1	0.985	13.20754717
2	0.97	18.86792453
3	0.965	24.52830189
4	0.93	35.8490566
5	0.91	47.16981132
6	0.88	15.09433962
7	0.865	18.86792453
8	0.86	24.52830189
9	0.835	35.8490566
10	0.82	47.16981132
11	0.815	66.03773585
12	0.79	100

Tabla 5.3 Datos paper Ndambi et al (2002)

Palazzo G.L. (2001) presentó un ensayo de una viga de hormigón (H17 según reglamento CIRSOC 201 tomo2) de sección 0.1m de alto por 0.2 m de ancho, con una longitud de 5.6 m. La armadura es simétrica con 6 barras de 16 mm de diámetro (3 superiores y 3 inferiores) y con estribos cada 0.1m con un diámetro 4.2 mm. Los pasos de carga y demás datos de interés se detallan a continuación en la **Tabla 5.4**:

Flexión en 4 pts. Simétrica		[PALA01]
Paso	Frec. relativa a paso 0 - f1	% carga rotura
0	1	0
1	0.953846154	20.13793103
2	0.942857143	31.03448276
3	0.934065934	44.55172414
4	0.881318681	71.5862069
5	0.837362637	100

Tabla 5.4 Datos tesis Palazzo G L (2001)

Si se llevan los datos anteriores a un gráfico de dispersión se obtiene una clara visión de que los máximos porcentajes de cambio de la primer frecuencia natural rondan el 20% para casos de daño muy severo donde las cargas aplicadas llegan a alcanzar los valores correspondientes a la falla del elemento estructural (**Figura 5.5**).

A continuación se realiza una modificación que a priori puede parecer intrascendente, pero que en la práctica tiene un significado físico relevante y permitirá realizar un criterio de daño más acorde con el desempeño real de la estructura.

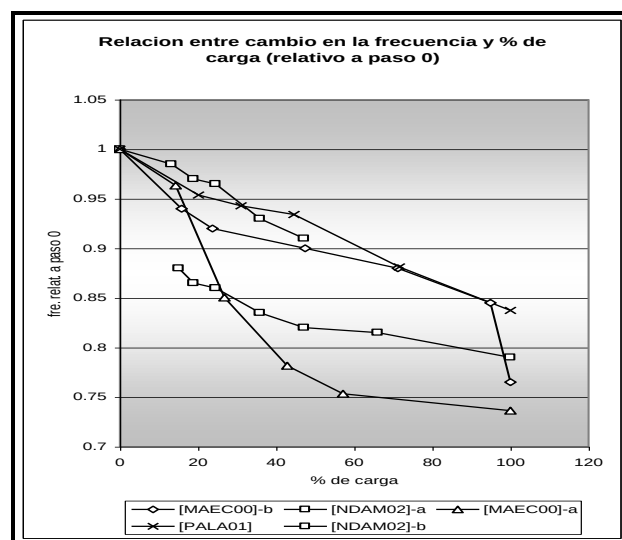


Figura 5.5 Gráfico de dispersión de los datos utilizados

Esta modificación implica eliminar, de los datos recabados de la literatura, el paso 0, es decir, el estado “intacto”. Esto se debe a que este criterio de daño para puentes está basado en datos experimentales de vigas de hormigón sometidas a flexión. Debemos señalar que un puente en su estado intacto debe soportar no solo el peso propio de sus vigas que, por las dimensiones que comúnmente aparecen en puentes, tienen una mayor relación “peso propio / carga de rotura” sino, además, el peso del tablero y demás instalaciones auxiliares lo que sin duda corresponde al paso 1 de carga para las vigas. Es decir, si se decidiera realizar el monitoreo de las propiedades dinámicas de un puente a inaugurar, esta primera medición ya incluye las cargas adicionales del tablero y demás, por esto se descartan los valores correspondientes al paso 0 de las **Tablas 5.1 a 5.4**. Estos cambios se pueden observar en las **Tablas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8**.

Flexión en 3 ptos. Simétrica [MAEC00]-a		
Paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
1	1	14.28571429
2	0.882899628	26.78571429
3	0.81133829	42.85714286
4	0.782063197	57.14285714
5	0.764405204	100

Tabla 5.5 Datos modificados paper ‘a’ Maeck et al (2000)

Flexión en 4 ptos. Simétrica [MAEC00]-b		
paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
1	1	15.81027668
2	0.978723404	23.71541502
3	0.957446809	47.43083004
4	0.936170213	71.14624506
5	0.89893617	94.86166008
6	0.813829787	100

Tabla 5.6 Datos modificados paper ‘b’ Maeck et al (2000)

Flexión en 3 ptos. Asimétrica		[NDAM02]-a-b
Paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
1	1	13.20754717
2	0.984771574	18.86792453
3	0.979695431	24.52830189
4	0.944162437	35.8490566
5	0.923857868	47.16981132
6	0.893401015	15.09433962
7	0.878172589	18.86792453
8	0.873096447	24.52830189
9	0.847715736	35.8490566
10	0.83248731	47.16981132
11	0.827411168	66.03773585
12	0.802030457	100

Tabla 5.7 Datos modificados paper Ndambi et al (2002)

Flexión en 4 ptos. Simétrica		[PALA01]
Paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
1	1	20.13793103
2	0.988479263	31.03448276
3	0.979262673	44.55172414
4	0.923963134	71.5862069
5	0.877880184	100

Tabla 5.8 Datos modificados tesis Palazzo (2001)

Nótese además que en estas tablas las frecuencias son relativas al paso 1 de carga por lo antes explicado. En la **Figura 5.6** se pueden ver los nuevos gráficos resultantes de esta modificación. A continuación se adopta una metodología que permita calificar el estado de integridad que posee la estructura, para lo cual se interpolan los valores de las **Tablas 5.5 a 5.8** a fin de poder calcular los valores de las frecuencias relativas al paso 1 en ciertos porcentajes preestablecidos de la carga de rotura, a saber: 0%, 33%, 66% y 100% de la carga de rotura.

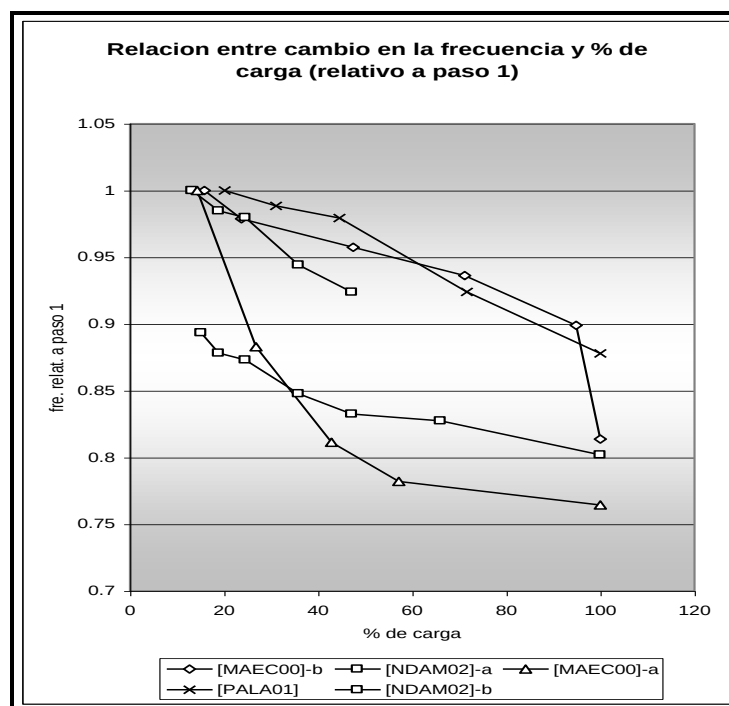


Figura 5.6 Grafico de dispersión de los datos utilizados modificados según criterio del paso 1 de carga

En la **Tabla 5.9** se muestran los valores interpolados (columna 4), los coeficientes pertenecientes a las funciones lineales de interpolación (pendiente, columna 1 y ordenada al origen, columna 2), en la columna 5 se observan los valores de los % de carga para cada caso. Finalmente en la columna 3 se aclara si los pasos agregados fueron calculados por una función interpolada (como en la mayoría de los casos) o extrapolada.

Curvas de Interpolación		Flexión en 3 ptos. Simétrica [MAEC00]-a		
Y=mx+b				
m	b	Paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
-0.0045	1.0022	1	1	14.28571429
		2	0.882899628	26.78571429
		int	0.8537	33
		3	0.81133829	42.85714286
-0.0004	0.8056	4	0.782063197	57.14285714
		int	0.7792	66

		5	0.764405204	100
		Flexión en 4 ptos. Simétrica [MAEC00]-b		
		paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
		1	1	15.81027668
		2	0.978723404	23.71541502
-0.0009	1	int	0.9703	33
		3	0.957446809	47.43083004
-0.0009	1	int	0.9406	66
		4	0.936170213	71.14624506
		5	0.89893617	94.86166008
		6	0.813829787	100
		Flexión en 3 ptos. Asimétrica [NDAM02]-a-b		
		Paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
		1	1	13.20754717
		2	0.984771574	18.86792453
		3	0.979695431	24.52830189
-0.0031	1.0567	int	0.9544	33
		4	0.944162437	35.8490566
		5	0.923857868	47.16981132
-0.0023	1.0304	ext	0.8786	66
		6	0.893401015	15.09433962
		7	0.878172589	18.86792453
		8	0.873096447	24.52830189
-0.0022	0.9281	int	0.8555	33
		9	0.847715736	35.8490566
		10	0.83248731	47.16981132
-0.0003	0.8452	int	0.8254	66
		11	0.827411168	66.03773585
		12	0.802030457	100
		Flexión en 4 ptos. Simétrica [PALA01]		
		Paso	Frec. relativa a paso 1 - f1	% carga rotura
		1	1	20.13793103
		2	0.988479263	31.03448276
-0.0007	1.0096	int	0.9865	33
		3	0.979262673	44.55172414
-0.002	1.0704	int	0.9384	66
		4	0.923963134	71.5862069
		5	0.877880184	100

Tabla 5.9 Datos totales interpolados y extrapolados, coeficientes de las rectas

En la **Figura 5.7** se muestran las curvas de interpolación y extrapolación utilizadas para obtener los valores de las frecuencias relativas al 33% y 66% de la carga de rotura.

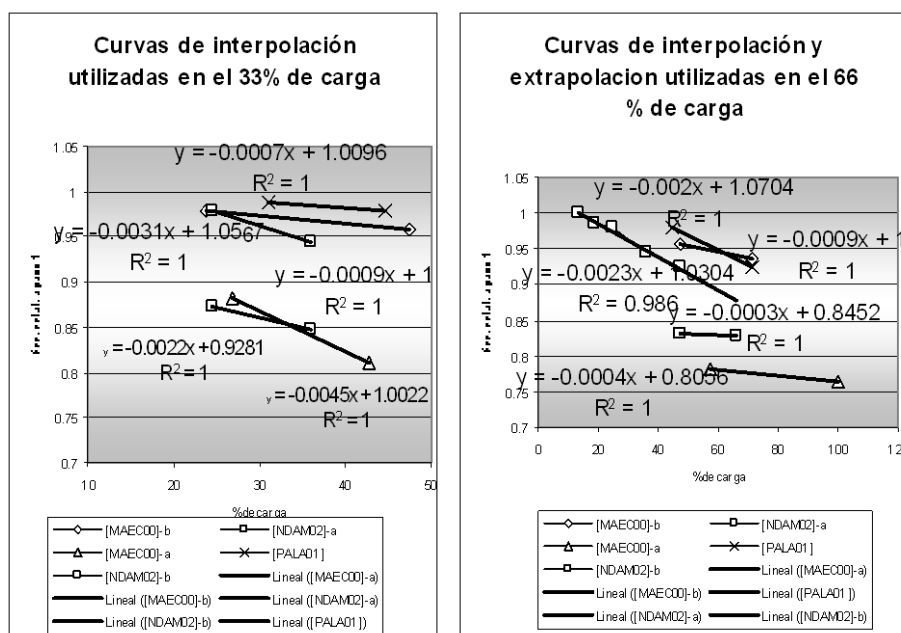


Figura 5.7 Curvas de interpolación-extrapolación usadas para calculo de valores al 33% y 66%

En la **Tabla 5.10** se muestran las estadísticas, esto es, las *medias* y los *coeficientes de variación*

	0%	33%	66%	100%
		0.8537	0.7792	
1		0.9703	0.9406	0.764405204
1		0.9544	0.8786	0.813829787
1		0.8555	0.8254	0.802030457
1		0.9865	0.9384	0.877880184
Promedio	1	0.92408	0.87244	0.814536408
CV	0	0.06236909	0.07238556	0.050179693

Tabla 5.10 Estadísticas de los datos en los porcentajes de carga de interés

Estos valores permiten establecer finalmente el criterio de daño que se estaba buscando. El mismo permite relacionar las frecuencias relativas con el porcentaje de carga de rotura y además darle una calificación, lo que

posibilita que personas no vinculadas con la ingeniería estructural interpreten el estado de integridad del puente analizado. La **Tabla 5.11** es el criterio de daño propiamente dicho.

Frecuencia relativa a paso1	% de la carga de rotura	Nivel de daño
Promedio: 1 Coef. de Variación: 0	0%	<i>Sin Daño</i>
Promedio: 0.921 Coef. de Variación: 0.062	33%	<i>Daño Menor</i>
Promedio: 0.872 Coef. de Variación: 0.072	66%	<i>Daño Severo</i>
Promedio: 0.814 Coef. de Variación: 0.050	100%	<i>Colapso Inminente</i>

Tabla 5.11 Criterio de daño

En forma grafica se puede representar el criterio de la forma que se detalla en la **Figura 5.8**

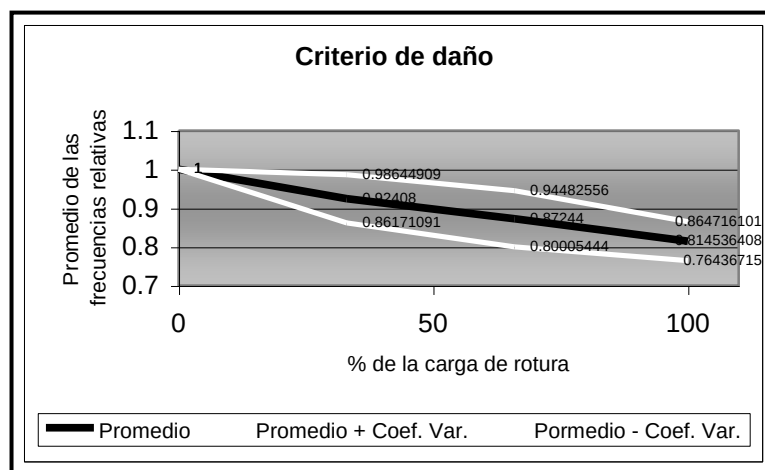


Figura 5.8 Grafica de promedio $\pm$ coeficiente de variación

Por último si se hace una regresión a partir de los cuatro valores del promedio hallados en la **Tabla 5.11** se obtiene la función lineal (5.1) cuya expresión es:

$$y = -0.0018x + 0.9948 \quad (5.1)$$

con un coeficiente de regresión $R^2 = 0.9912$, lo que indica ajuste excelente con los datos experimentales (ver **Figura 5.9**). Luego esta función se podría usar en forma alternativa, como criterio de año en desarrollos matemáticos vinculados.

CONCLUSIONES

A modo de conclusión, se considera importante mencionar las ventajas y limitaciones que presenta el criterio desarrollado. La tipología constructiva de puentes a los que se podrá aplicar el presente criterio son aquellos cuyas vigas sean de hormigón (que, por otro lado, son la mayoría de los puentes existentes en la Argentina). Se requiere además que los esfuerzos principales sean de flexión. Esto implica decir que aquellos puentes cuya geometría tenga fuertes asimetrías (lo que implica esfuerzos torsionales considerables) no pueden ser evaluados con este criterio. También quedan excluidos los puentes colgantes y los metálicos.

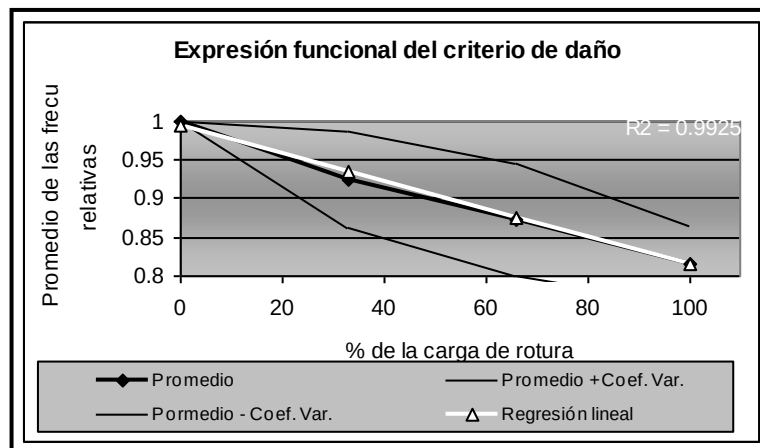
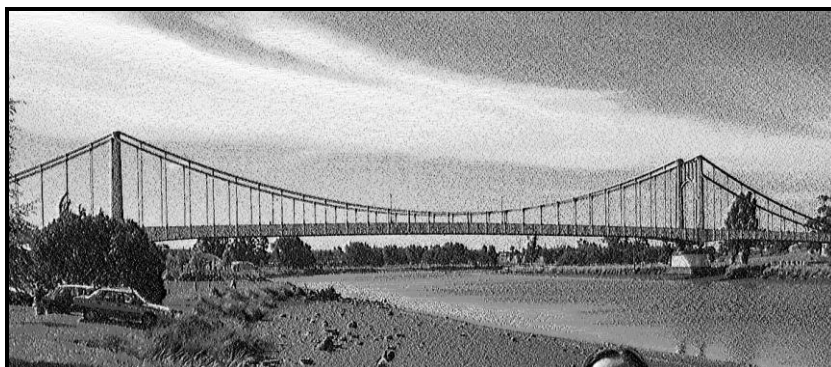


Figura 5.9 Regresión lineal del criterio de daño

Finalmente se consideran como ventajas la sencillez del criterio. El hecho que proporciona una calificación entendible por cualquier persona, inclusive aquellas no vinculadas al ambiente técnico, lo convierte en una herramienta de interés para empresas concesionarias, donde las decisiones pasan generalmente por gerencias manejadas por profesionales de disciplinas ajenas a la ingeniería.

Desde el punto de vista experimental se destaca el hecho de que se requiere únicamente la evolución de la primera frecuencia flexional, magnitud que es fácil de medir, requiere poco tiempo de medición y proporciona gran exactitud.

Por último, el criterio se basa en datos experimentales reales (no simulados numéricamente) y procesados con herramientas estadísticas lo que le da la rigurosidad necesaria.



CAPITULO 6 - APLICACIÓN REAL DEL CRITERIO DE DAÑO

INTRODUCCIÓN A LA DINÁMICA EXPERIMENTAL

Hay muchos motivos por los cuales es conveniente realizar mediciones de las características dinámicas de las estructuras. A modo de ejemplo, pueden considerarse los grandes proyectos de ingeniería moderna, principalmente aquellos que conllevan un riesgo considerable, donde los modelos teóricos y numéricos que se utilizan en la etapa de proyecto deben contrastarse con los datos experimentales de la estructura recién construida, previo a su entrada en servicio. Otro caso donde aparece la necesidad de realizar ensayos dinámicos es en aquellas estructuras donde se realiza monitoreo de forma continua para evaluar el daño. Tales estructuras son grandes puentes, rascacielos, torres altas, plataformas off-shore y centrales nucleares. Por último, los equipos de precisión, como algunos tipos de microscopios, o en procesos de fabricación de microchips el control de las vibraciones es de vital importancia.

Como se sabe de la dinámica teórica (Timoshenko S., 1928) el comportamiento dinámico de todo sistema responde a ciertas características físicas como masa, rigidez y amortiguamiento. Por tanto, una vez

determinados estos parámetros se puede establecer la respuesta de cualquier sistema a una determinada perturbación o excitación. Sin embargo, en la práctica no es tan sencillo conocer a ciencia cierta algunos de los parámetros antes mencionados, tal es el caso de la rigidez o del amortiguamiento. Por tal motivo es necesario estimarlos de alguna forma. Esto se puede hacer a través de ciertas variables mensurables (aceleraciones, velocidades, desplazamientos, presiones) a partir de las cuales se pueden calcular las frecuencias naturales y formas modales. En el caso particular que se presentará en este capítulo los sensores utilizados son acelerómetros.

Básicamente un esquema típico de medición es el mostrado en la **Figura 6.1**.

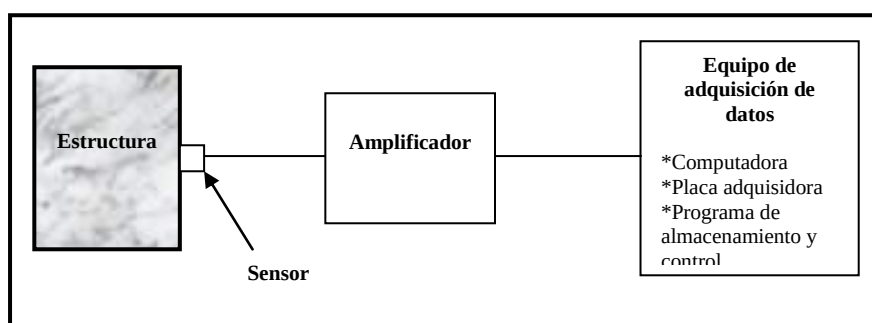
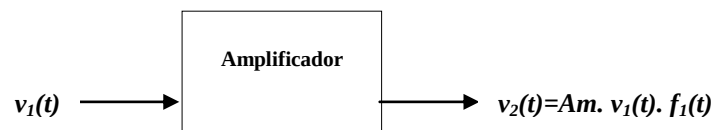


Figura 6.1 Esquema de un dispositivo típico de medición para un ensayo dinámico.

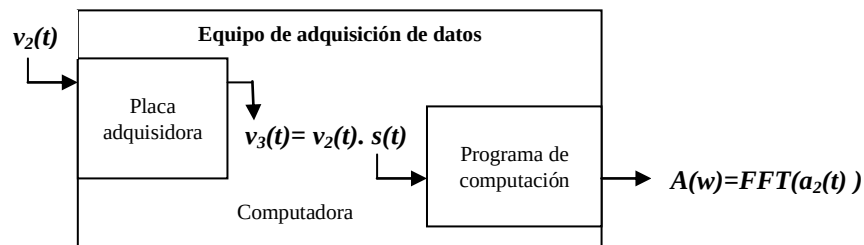
A continuación se describe el procesamiento que recibe la señal: La estructura al vibrar sufre aceleraciones que son captadas por el sensor. El transductor internamente está constituido por un sistema electromecánico cuyo objetivo es generar una diferencia de potencial al ser excitado con una aceleración. Esta diferencia de potencial o voltaje es la señal que emite el sensor. Llámesele $v_1(t)$ para su identificación; $v_1(t)$ es una señal analógica eléctrica y corresponde a una función de valores continuos reales en función del tiempo.



Dicha señal $v_1(t)$ ingresa al amplificador donde se amplifica según Am y se puede filtrar según $f_1(t)$. De este modo a la salida del amplificador se tiene otra función de valores continuos reales en función del tiempo. Llámese a esta función $v_2(t)=Am \cdot v_1(t) \cdot f_1(t)$



La señal $v_2(t)$ ingresa físicamente a la computadora, mas precisamente a la placa de adquisición de datos donde se transforma en una señal digital $v_3(t)$ discreta en función del tiempo según los parámetros de muestreo seleccionados de acuerdo a ciertas relaciones que más adelante se presentarán. Estos parámetros se representan en la función $s(t)$. La señal que egresa de la placa adquisidora tiene el siguiente aspecto $v_3(t)= v_2(t) \cdot s(t)$. Finalmente la señal digital $v_3(t)$ discreta en el tiempo, es tomada por el programa de procesamiento y control. Esta señal corresponde a una muestra de la respuesta (aceleraciones, $a_1(t)$) en un punto de la estructura modificada por una constante de calibración C que provee el fabricante del sensor. Esto es, $a_1(t)= v_3(t) \cdot C$. Luego la señal $a_1(t)$ se puede filtrar por una función ventana w , resultando de este modo $a_2(t)= a_1(t) \cdot w$.



El objetivo de una función ventana es modificar los límites máximos y mínimos en las frecuencias medidas a la hora de aplicar la transformada rápida de Fourier cuando se intenta detectar con mayor precisión dos frecuencias próximas.

Por último aplicando la transformada rápida de Fourier a la función $a_2(t)$ se obtiene el espectro de frecuencias $A(w)=FFT(a_2(t))$ de la respuesta, donde se pueden observar las frecuencias naturales que se excitaron en la estructura bajo análisis. De esta manera se mostró el proceso básico de procesamiento de la señal que se utiliza en el ensayo del puente.

LA ESTRUCTURA A ENSAYAR

En este capítulo se presenta una aplicación real del criterio de daño desarrollado en el capítulo 5. Los datos experimentales (aceleraciones) se midieron en un puente ubicado en Av. Independencia y Canal Norte de la ciudad de San Miguel de Tucumán (República Argentina). Las características dinámicas del puente fueron medidas en Junio de 2001 por Palazzo G.L. (2001). En el presente capítulo se intentará evaluar la evolución del daño a través del cambio de su primera frecuencia flexional de vibración, utilizando los datos del trabajo antes mencionado y los propios tomados en Junio de 2003.

El puente fue construido durante la década del 80, consta de tres vanos de aproximadamente 14 mts. simplemente apoyados sobre dos pilares y sendos laterales. Cada tablero de hormigón armado es soportado por cuatro vigas de hormigón pretensado, estas a su vez descansan sobre una viga transversal que apoya directamente sobre cada pilar. En la **Figura 6.2** se presenta una vista general del puente ensayado. En la **Figura 6.3** se observa el equipo de medición en campo y uno de los acelerómetros adheridos al tablero del puente.



Figura 6.2 Vista general del puente ensayado.



Figura 6.3 Vista del equipo de medición y acelerómetro

Esquemáticamente el puente tiene las siguientes dimensiones:

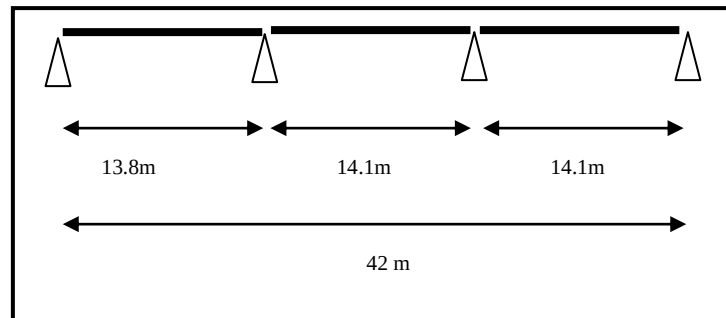


Figura 6.4 Esquema estructural del puente según su eje longitudinal.

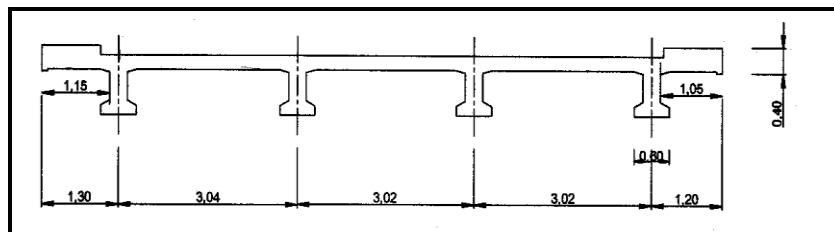


Figura 6.5 Corte transversal esquemático de la estructura del puente.

Cabe mencionar que para la identificación de las frecuencias naturales se utilizó el método de detección de pico descrito en Palazzo G.L. (2001).

CONSIDERACIONES PREVIAS AL ENSAYO

Es importante destacar ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta a la hora de pensar o diseñar un ensayo dinámico. Para las consideraciones se seguirá el orden siguiente:

- *Excitación de la estructura*
- *Medición de la respuesta*
- *Adquisición de datos y procesamiento de señales*

Excitación de la estructura

En términos generales se puede definir a la excitación como la aplicación de una carga con el objetivo de poner al sistema en movimiento. Existen diferentes formas de excitar una estructura; y básicamente depende del tipo de estructura de que se trate. Existen martillos instrumentados para estructuras pequeñas. Grandes pesos en caída libre desde alturas predeterminadas para estructuras mayores.

Puntualmente en puentes los ensayos dinámicos se pueden dividir en los de ***“vibración forzada”***, la estructura es excitada artificialmente por medio de vibradores o del impacto de pesos. La desventaja de este método es que el tránsito debe ser interrumpido mientras se desarrolla el ensayo. Esto puede ser un serio problema en puentes muy utilizados. (Abdel Wahad M M, 1999-b).

Casas J R (1997) indica que la mayoría de los estudios están orientados a la respuesta de los puentes en modos verticales, para ello se los puede excitar con actuadores hidráulicos de frecuencia variable, camiones circulando por el tablero, vehículos pasando sobre obstáculos estandarizados colocados sobre el tablero, el tráfico común o excitaciones ambientales tales como vientos o microtemblores. Sin embargo a veces es necesario estudiar la respuesta horizontal de los puentes, sobre todo, cuando tienen fundaciones profundas en suelos malos que resultan en estructuras muy flexibles en el plano horizontal. En estos casos se pueden utilizar como excitadores motores de reacción anclados a la estructura. Sin embargo este método es muy ruidoso y caro y no se lo puede aplicar en estructuras urbanas. Una forma alternativa de excitar horizontalmente la estructura es mediante la fuerza transmitida al piso por el frenado de camiones cargados.

Otro tipo de ensayos son los basados en la ***“vibración ambiente”***, que usan directamente el tráfico como excitación natural, los cuales, obviamente, no

afectan el tránsito en el puente. Este método es mas barato que el primero pues no requiere de costo extra para excitar la estructura. Sin embargo, requiere de mediciones de respuesta relativamente largas. (Abdel Wahad M M, 1999-b). Este último fue el seleccionado en este caso, la duración de cada ensayo fue de 1 minuto con 40 segundos.

Medición de la respuesta

Como se mencionó mas arriba la medición de la respuesta se hace con transductores que transforman la energía cinética del movimiento de la estructura en una señal analógica de energía eléctrica. Hay distintos factores que pueden modificar el desempeño de estos transductores como ser:

- Tipo de montaje (mediante bulón, mediante adhesivo, magnéticos)
- Masa del acelerómetro relativa a la de la estructura
- Temperatura de trabajo
- Longitud y calidad del cable y conexiones

En la práctica, todos los sistemas de adquisición de datos y sensores pueden recolectar datos con una exactitud limitada. Los ensayos de vibración ambiente suman ruido a la respuesta estructural medida. Las operaciones manuales requeridas durante la recolección de datos y el subsiguiente análisis puede introducir fluctuaciones en los resultados. Todos estos factores incontrolables y aleatorios contribuyen a la variación no sistemática de los resultados. Si es posible establecer patrones estructurales estables y calificar su variación se puede tener resultados prácticos válidos.

Para calificar el efecto de los ensayos ambientales Alampalli S (1999) realizó diez ensayos en un puente para evaluar la variación en la frecuencia modal medida. Los datos fueron obtenidos usando una banda base de 0-200 Hz con 0.125 Hz de frecuencia de resolución. Se relevaron las frecuencias modales obtenidas y sus características estadísticas en términos de la media, desviación estándar, y los coeficientes de variación (desviación estándar

divida por la media). Estos resultados indican que las frecuencias son estimadas con relativamente alta consistencia (con 3 veces la resolución de frecuencia empleada), y así puede ser usada como patrón estructural fundamental.

Esta metodología planteada por Alampalli S (1999) se aplica en este capítulo obteniéndose resultados muy buenos.

Adquisición de datos y procesamiento de señales

Como se explicó mas arriba el procesamiento de la señal captada por el sensor (acelerómetro en este caso) tiene varios pasos que deben ser criteriosamente evaluados por el ingeniero a la hora de establecer los parámetros del ensayo. En un primer momento, el amplificador recibe la señal analógica del acelerómetro y le puede aplicar un filtro pasa-baja, el cual deja pasar solo las componentes de frecuencia menores a un determinado valor prefijado. Véanse **Figuras 6.6 y 6.7** donde se aplicaron filtros pasa-baja a 1000Hz y 300Hz respectivamente. Obsérvese como se perciben mucho mas claramente las excitaciones sobre la estructura una vez que la señal fue filtrada. Con este filtro se puede evitar un efecto indeseado o, un error de los denominados sistemáticos en el proceso de acondicionamiento de señales. Este efecto llamado "aliasing" está directamente relacionado con el intervalo de muestreo Δt (o tiempo entre dos puntos muestreados en forma consecutiva). De este modo un Δt muy pequeño puede saturar la capacidad de almacenamiento de la máquina en forma prematura. Por el contrario, un Δt muy grande puede causar confusión respecto de las componentes de alta frecuencia y baja frecuencia originadas en el acelerómetro, dando lugar a una señal denominada "alias" de la verdadera, que no es real.

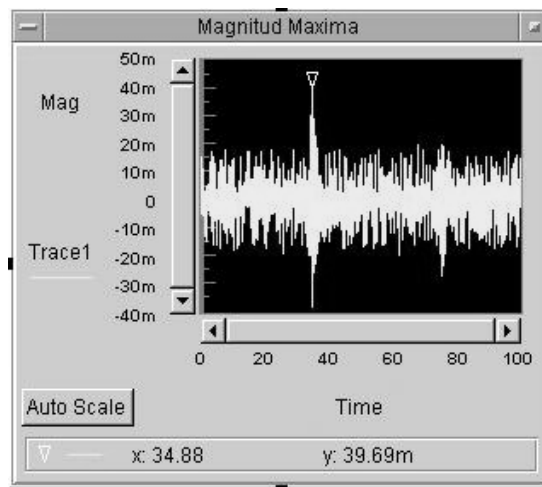


Figura 6.6 Señal tomada con filtro pasa-baja a 1000Hz.

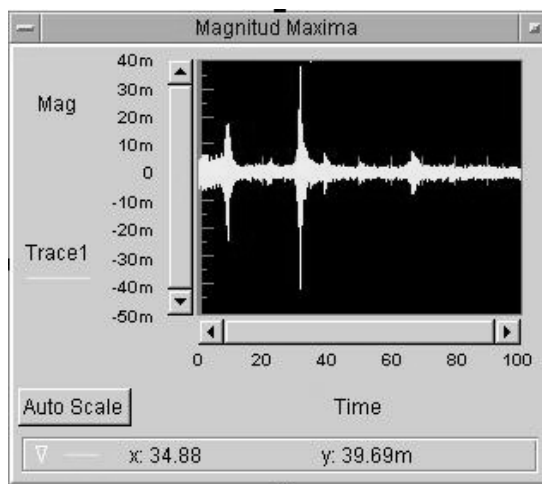


Figura 6.7 Señal tomada con filtro pasa-baja a 300Hz.

Una forma de evitar este tipo de error es eliminando la parte de la señal analógica que lleve la información de las frecuencias superiores a la frecuencia máxima que se desea estudiar o frecuencia de Nyquist (f_{max}). Esta eliminación se logra mediante la aplicación de un filtro pasa-baja a la señal analógica en el amplificador. McConnel K G (1995) utiliza el siguiente criterio para establecer la frecuencia límite (f_{lim}) a digitalizar:

$$f_{lim} \leq f_{max} / 2 \quad (6.1)$$

Como se mencionó anteriormente, una señal analógica es una función continua del tiempo. El proceso de muestreo es aquel en el cual se transforma la esa señal analógica en digital convirtiéndola en una serie discreta de valores que, sin embargo, deben reproducir correctamente la señal original. Para esto hay ciertas reglas que se deben cumplir. Se definen a continuación los parámetros de digitalización (o muestreo):

N	numero de puntos que se toman durante el muestreo
nn	número de datos que se toman por segundo
T	duración del intervalo de muestreo
Δt	tiempo entre cada punto adquirido
Δf	frecuencia de muestreo o resolución de frecuencia
f_{max}	frecuencia máxima que se puede obtener o frecuencia de Nyquist

De acuerdo a McConnel K G (1995), es importante mantener.

$$f_{max} = 1 / 2 \Delta t \quad (6.2)$$

Además se hace notar que:

$$\Delta f = 1/T \quad (6.3)$$

Los parámetros de muestreo que se utilizaron se presentan en la **Tabla 6.1**:

N	50000
nn	500
T	100 seg
Δt	0.002 seg
Δf	0.01 Hz
f_{max}	250 Hz

Tabla 6.1 Parámetros de muestreo utilizados

Una vez que la señal se encuentra digitalizada se puede trabajar con la misma de modo de obtener la historia de la respuesta medida o transformarla al dominio de la frecuencia para identificar los parámetros modales. Para hacer esto último se utiliza la Transformada Rápida de Fourier (FFT). Sin embargo en esta operación comúnmente aparece otro error llamado "leakage" que surge de cortar la lectura de datos en un número no entero de ciclos. Esto da lugar a frecuencias ficticias. Este error se puede subsanar aplicando una función ventana.

APLICACIÓN REAL DEL CRITERIO DE DAÑO



Figura 6.8 Zona de mediciones, sobre viga lateral

Se describió anteriormente la ubicación y principales características del puente ensayado. Además, se contaban con datos experimentales relevados por Palazzo G.L. (2001). Se realizaron una cantidad mínima de 10 ensayos por cada tramo. En cada ensayo se utilizaron dos acelerómetros, uno ubicado en la mitad del vano y el otro en el cuarto respecto del eje longitudinal del vano. Al efecto de no interferir con el normal tránsito del puente los acelerómetros se pegaron directamente sobre el tablero en coincidencia con el eje de una de las cuatro vigas que soportan cada vano (viga lateral norte). Véase **Figura 6.8** y esquema de **Figura 6.5**. La técnica empleada para pegar los acelerómetros consta de barrer la zona, raspar con una espátula, lijar la superficie, sopletear y limpiar con solvente (tinner). Luego de esperar que se evapore el solvente se pega el acelerómetro con un adhesivo de contacto. Pese a todos estos recaudos a veces igualmente se despegan. La **Figura 6.9** muestra un registro del momento en que sucede esto.

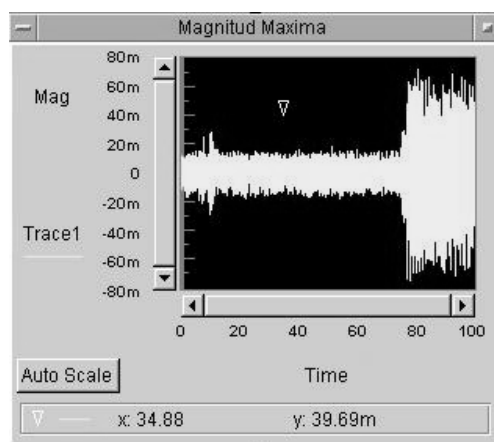


Figura 6.9 Registro del momento en que se despega un acelerómetro.

En la **Tablas 6.2 a 6.4** se presentan los resultados de los ensayos. Como se puede observar cada tabla corresponde a uno de los vanos (o tramos) ensayados y tiene seis columnas. La primera columna muestra el número del ensayo al solo efecto de identificarlo para su posterior procesamiento.

Tramo 1 (este)					
Ensayo	Canal	Frecuencia(Hz)	Magnitud max (mg)	Temperatura (°C)	Humedad (%)
1	0	7.35	28.91	25.5	47
2	0	7.18	30.04	24.4	54
3	0	7.19	32.68	24.1	54
4	0	7.27	35.5	23.9	56
5	0	7.39	40.75	23.7	56
6	0	7.16	31.49	23.6	57
7	0	7.34	23.1	23.1	58
8	0	7.15	40.66	22.8	60
9	0	7.26	32.14	22.7	61
10	0	7.35	36.4	22.5	61
11	0	7.39	38.79	22.3	63
12	0	7.3	41.26	22.1	64
13	0	7.04	32.84	-	-
1	1	7.35	31.72	25.5	47
2	1	7.01	29.01	24.4	54
3	1	7.19	32.68	24.1	54
4	1	-	-	23.9	56
5	1	-	-	23.7	56
6	1	-	-	23.6	57
7	1	-	-	23.1	58
8	1	-	-	22.8	60
9	1	-	-	22.7	61
10	1	7.34	26.71	22.5	61
11	1	7.87	25.9	22.3	63
12	1	7.34	26.05	22.1	64
13	1	7.04	22.65	-	-
Promedios		7.28	31.96	23.4	57.6

Tabla 6.2 Mediciones hechas en el vano este.

La segunda columna indica el canal que se utilizó para cada acelerómetro. La tercer columna muestra la frecuencia fundamental (en Hz.) correspondiente al primer modo flexional vertical del vano. La cuarta columna presenta la aceleración máxima medida durante el ensayo en (mg). Finalmente la quinta y sexta muestran la temperatura (en °C) y el porcentaje de humedad respectivamente para cada ensayo.

Tramo 2 (central)					
Ensayo	Canal	Frecuencia (Hz)	Magnitud max (mg)	Temperatura (°C)	Humedad (%)
1	0	5.99	54.79	20.9	69
2	0	5.87	67.9	20.8	69
3	0	5.94	21.62	19.9	72
4	0	5.82	46.47	19.9	73
5	0	5.87	38.08	19.6	76
6	0	5.88	22.1	19.4	76
7	0	5.97	25.4	19.2	77
8	0	5.83	41.09	18.9	78
9	0	5.91	50.57	18.5	78
10	0	5.95	43.17	18.2	79
1	1	5.99	41.76	20.9	69
2	1	5.87	28.52	20.8	69
3	1	-	-	19.9	72
4	1	5.99	38.16	19.9	73
5	1	5.87	30.63	19.6	76
6	1	5.88	36.04	19.4	76
7	1	5.97	37.17	19.2	77
8	1	5.83	48.76	18.9	78
9	1	5.9	49.17	18.5	78
10	1	5.95	34.4	18.2	79
Promedios		5.91	39.78	19.53	74.7

Tabla 6.3 Mediciones hechas en el vano central.

Como primera observación se puede destacar que las magnitudes máximas de aceleración medidas son relativamente bajas, entre 30 y 40 milésimas de g y excepcionalmente 60 mg (en el tramo central). Respecto de las temperaturas están dentro del mismo rango registrado por Palazzo G.L. (2001), por lo que las mediciones son totalmente comparables. De acuerdo a los estudios realizados por Alampalli S (1999) deben registrarse saltos mucho mayores en la temperaturas para producir variaciones importantes en los parámetros modales.

Tramo 3 (oeste)					
Ensayo	Canal	Frecuencia(Hz)	Magnitud max (mg)	Temperatura (°C)	Humedad (%)
1	0	6.19	32.22	18.4	77
2	0	6.16	25.66	18.1	79
3	0	6.11	41.43	19.1	79
4	0	6.38	22.92	20.8	73
5	0	6.16	36.24	21.5	70
6	0	6.22	40.06	20.1	74
7	0	6.21	43.52	20.4	72
8	0	6.24	69.37	19.7	75
9	0	6.32	37.15	-	-
10	0	6.4	45	-	-
1	1	6.19	2.8	18.4	77
2	1	6.13	4.02	18.1	79
3	1	6.11	25.96	19.1	79
4	1	6.38	19.58	20.8	73
5	1	6.16	21.74	21.5	70
6	1	6.22	31.69	20.1	74
7	1	6.14	33.4	20.4	72
8	1	6.24	32.27	19.7	75
9	1	-	-	-	-
10	1	6.4	32.2	-	-
Promedios		6.23	31.43	19.8	74.9

Tabla 6.4 Mediciones hechas en el vano oeste.

Como se mencionó anteriormente se realizó la estadística de los registros realizados, metodología también utilizada por Alampalli S (1999) y Palazzo G L (2001). Los resultados obtenidos por Palazzo G.L. (2001) en el mismo puente se muestran en la **Tabla 6.5** junto a los resultados de este trabajo. A primera vista se puede observar que las frecuencias promedio han disminuido en todos los casos lo cual implica una disminución global de la rigidez en cada vano, atento a que se comprobó que no hubo aumento de masa ni variaciones sustanciales en las condiciones de apoyo.

Resultados por Plalazzo		Resultados propios	
Tramo este	Ago-01	Tramo este	Jul-03
Frec. promedio	7.3	Frec. promedio	7.28
desviación típica	0.05	desviación típica	0.0322
CV(%)	0.73	CV(%)	0.44
Tramo central	Ago-01	Tramo central	Jul-03
Frec. promedio	6.25	Frec. promedio	5.91
desviación típica	0.11	desviación típica	0.0031
CV(%)	1.75	CV(%)	0.05
Tramo oeste	Ago-01	Tramo oeste	Jul-03
Frec. promedio	6.46	Frec. promedio	6.23
desviación típica	0.11	desviación típica	0.0093
CV(%)	1.69	CV(%)	0.15

Tabla 6.5 Mediciones de Frecuencia del puente. Promedio (Hz), desviación típica y coeficiente de variación (%) medidos con dos años de diferencia

En la **Tabla 6.6** se presentan las frecuencias promedio para cada tramo de puente. Su evolución temporal se puede ver en las columnas 2 y 3. En la cuarta columna se muestra la variación relativa de las frecuencias promedio. Se puede observar que el tramo central y oeste presenta una variación de 5.44% y 3.56%. Sin embargo, el tramo Este prácticamente no presenta deterioro con un 0.27% de variación de sus frecuencias promedio. En la quinta columna, se deberían ubicar los valores de las frecuencias en estado no dañado (medidos en 1980), datos que naturalmente no están disponibles. Habría una forma de estimar estas frecuencias. Sería modelando el puente por el método de elementos finitos, pero es muy difícil dar con el grado real empotramiento de los apoyos, lo cual no lo hace un método confiable, a menos que se cuente con datos experimentales para ajustar el modelo. Dado que estos datos no se tienen, la quinta columna de la **Tabla 6.6** no presenta datos disponibles. La sexta columna mostraría la variación de la frecuencia considerando la medida en 1980 como paso 1 de carga, esto respondería a la ecuación (6.4) siguiente:

$$VFCM\ 1980\ como\ P1 = (frec\ en\ 1980 - frec\ en\ 2003) / frec\ en\ 1980 \quad (6.4)$$

lo que conduce a una expresión comparable con el criterio de daño desarrollado anteriormente. Finalmente en la última columna se debería transcribir la variación de la frecuencia obtenida para en el Criterio de Daño, que se usa como base de comparación (**Tabla 5.11**).

	FP ago- 01	FP jul-03	VR de FP	Frec medida en 1980	VFCM 1980 como P1	VF Criterio de Daño
Tramo este	7,3	7,28	0,0027	No disponible	Ecuación (6.4)	Elegir mas cercano
Tramo central	6,25	5,91	0,0544	No disponible	Ecuación (6.4)	Elegir mas cercano
Tramo oeste	6,46	6,23	0,0356	No disponible	Ecuación (6.4)	Elegir mas cercano
FP = Frecuencias promedio, VR de FP = Variación Relativa de las Frecuencias Promedio						
VFCM 1980 como P1 = Variación de la Frecuencia Considerando la Medida en 1980 como Paso 1 de carga						
VF = Variación de Frecuencia						

Tabla 6.6 Resultados de integridad del puente en Junio de 2003

Queda claro que se deberían tener los valores de frecuencia del puente en su estado nuevo para sacar resultados definitivos. Sin embargo, con los datos medidos por Palazzo en 2001 y los propios de 2003 se pueden hacer las siguientes observaciones. En el lapso de dos años, las frecuencias de los tramos Este, Central y Oeste variaron en forma relativa un 0.27, 5.44 y 3.56 % respectivamente, valores que resultan de dividir la resta de las columnas 2 y 3 de la **Tabla 6.6** por los valores de la 2da columna. Si se considera que, desde el estado intacto hasta el colapso la frecuencia fundamental decae en promedio un 18.55 % (ver **Tabla 5.10**) entonces se puede concluir que ha existido un *daño considerable* en dos años en los tramos Central y Oeste debido a que *han "consumido"*, aproximadamente, *un 30 y 20 % respectivamente de su capacidad de caída de frecuencia fundamental*. Finalmente resta mencionar que las limitaciones del criterio han sido tenidas en cuenta y el puente se ajusta a la tipología constructiva para la cual fue desarrollado el Criterio de Daño. De esta manera se presentó una aplicación

a un caso real del Criterio de Daño. De todos modos, se puede considerar la posibilidad de monitorear frecuencias en varios puentes nuevos desde su inauguración como trabajo a futuro, y de esta forma ir mejorando y aumentando la base estadística del Criterio de Daño.



CAPITULO 7 – CONCLUSIONES Y TRABAJOS A FUTURO

CONCLUSIONES

Se ha mostrado en el *capítulo 2 – Antecedentes y Fundamentos Teóricos* de esta tesis un panorama general de varios aspectos a tener en cuenta al momento de abordar el tema del monitoreo de integridad estructural de cierta tipología de estructuras de hormigón armado. Se han destacado y explicado la influencia de algunas variables que influyen en la auscultación de estructuras mediante sus propiedades dinámicas. Se ha presentado un estado del arte y conjuntamente algunas clasificaciones tentativas acerca de los diferentes métodos existentes para el estudio de propiedades dinámicas de estructuras.

Se han presentado en el *capítulo 3 – Funciones de Daño* de esta tesis tres novedosas funciones que permiten parametrizar el daño en función de un único parámetro. Estas funciones son innovadoras desde el punto de vista que están definidas en un único dominio, lo que evita su definición por tramos y consecuentemente su dificultosa implementación como en el caso de las halladas en la literatura. Por otro lado han dado soluciones únicas a diferencia

de las presentadas por otros autores, lo que permitió parametrizar una evolución coherente del daño con respecto al fenómeno físico que describe.

Su **implementación numérica (capítulo 4)** permitió obtener buenos resultados. A diferencia de lo reportado en la literatura, las soluciones obtenidas fueron únicas y coherentes.

En el **capítulo 5 – Creación de un Criterio de Daño** se realizó una descripción fenomenológica multiescala del daño. En base a datos existentes en la literatura se desarrolló un innovador criterio de daño basado en la primer frecuencia flexional de vibración. El criterio cuenta con ciertas limitaciones como ser la tipología y material de la estructura a la cual es aplicable. Por otro lado, su principal ventaja esta dada por el hecho que se basa en uno de los parámetros dinámicos mas fácil de medir, "la frecuencia". Por último, su sencillez lo convierte en una herramienta de aplicación inmediata para el monitoreo de integridad de puentes nuevos y usados. Esto último quedo demostrado en el **capítulo 6 – Aplicación Real del Criterio de Daño** donde permitió obtener conclusiones sobre dicho puente.

TRABAJOS A FUTURO

Con respecto a los trabajos que a criterio del autor pueden continuar con el desarrollo de esta línea de investigación, pueden mencionarse:

Incorporar a las Funciones de Daño mas parámetros de modo que no solo permitan la cuantificación del mismo, sino su calificación y distribución al estilo de los parámetros β y n de la última función mostrada en el capítulo 3; esto sin perder la definición "en tramo único" de la función de daño. También se podría evaluar la posibilidad de incorporar daño con distribución asimétrica como se reporta en la literatura.

En esta tesis se consideró siempre el daño como distribuido; conformaría un complemento importante en esta línea abordar el tema del daño concentrado el cual se modela comúnmente como uno o varios resortes flexionales incluido en la viga.

Con respecto al Criterio de Daño debería ampliarse la base de datos con la cual se generó. Sería óptimo incluir mediciones reales de puentes como la realizada en el capítulo 6. Se debería tratar de diversificar lo mas posible los tamaños de las estructuras ensayadas como así también las otras variables que influyen en las frecuencias (humedad, temperatura, etc). Conformaría un gran aporte en confiabilidad para el criterio incorporar otros parámetros dinámicos (formas modales, por ejemplo), hecho que sin duda atentaría contra su actual sencillez.

De esta forma el autor considera que se puede seguir avanzando en la presente línea de investigación, contribuyendo a mejorar el aporte de esta Tesis y transfiriéndolo rápidamente al uso profesional para lograr de este modo el objetivo final que es *“un aporte social”*.

REFERENCIAS

- Abdel Wahab M M (1999-c) – G De Roeck – B Peeters “parametrization of Damage in reinforced concrete structures usin model updating” Journal of Sound and Vibration 228(4) Pag 717 – 730. (paper)
- Abdel Wahad M M (1999-b) – G De Roeck “Effectof excitation type on dynamic system parameters of a reinforced concrete bridge” Structural Engineering and Mechanics, Vol 7 N°4 Pag. 387 – 400. (paper)
- Abdel Wahad MM (1999-a) – G De Roeck “Damage detection in bridges using modal curvatures: application to a real damage scenario”, Journal of Sound and Vibration 226(2) Pag. 217 – 235. (paper)
- Alampalli S (1999) “Significance of operating enviroment in condition monitoring of large civil structures” Shock and Vibrartion 6, Pag 247 – 251. (paper)
- Ambrosini R.D.(1991) “Análisis dinámico de estructuras de pared delgada y sección abierta en el dominio de la frecuencia” Instituto de Estructuras Arturo M. Guzmán, Universidad Nacional de Tucumán. (tesis de magister)
- Ambrosini R.D.(1995) – Riera J.D., Danesi R.F.”Dynamic análisis of thin-walled an variable open section beams with shear flexibility” International Journal of Numerical Methods on Engineering 38(17) Pag 2867- 85. (paper)
- Askegaard V. (1988) – Mossing P. “Long term observation of RC-bridge using changes in natural frecuencies” Nordic Concrete Research 7 Pag 20-27. (paper)
- Biscontin G (1998) – A Morassi – P Wendel “Asymptotic separation of the spectrum in notched rods” Journal of Vibration and Control, 4: Pag 237 – 251. (paper)

- Capecchi D (1999) – F Vestroni “Monitoring of structural systems by using frequency data” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, Pag 447 – 461. (paper)
- Casas J R (1994) - A C Aparicio “structural damage identification from dynamic-test data” Journal of Structural Engineering, Vol 120 No 8, Pag 2437 – 2449. (paper)
- Casas JR (1997) “Horizontal bridge-soil interaction assessment by dynamic testing” Experimental Mechanics, Vol 37, No 1, Pag 69 – 77. (paper)
- Cerri M.N. (2000) – Vestroni F. “Detection of damage in beams subjected to diffused cracking” Journal of Sound and Vibration 234 (2) Pag 259-276. (paper)
- Chang C.C (2004)- Chen L.W. “Damage detection of a rectangular plate by spatial wavelet based approach” Applied Acoustics 65, Pag. 819–832. (paper)
- Chondras T.J. (1980) – Dimarogonas A.D. “Identification of cracks in welded Joints of complex structures”, Journal of Sound and vibration, 69 (4) pag 531-538. (paper)
- Creed S.G. “Assessment of large engineering structures using data collected during in-service loading” in Structural Assessment Edit.: F. K. Garas, J. L. Clarke, G. S. T. Armer. Pag 55-62. (paper)
- Escobar J.A.(2004)- Sosa J.J., Gomez R. “Structural damage detection using the transformation matrix” Computers and Structures 83, Pag. 357–368. (paper)
- He R.S (2006) – Hwang S.F “Damage detection by an adaptive real-parameter simulated annealing genetic algorithm” Computers and Structures xxx, Pag. xxx–xxx. (paper)
- Irassar E.F. (2001), L. Fernandez Luco, M.E. Klaric, O.R. Batic, J.D. Sota, L.P. Traversa, A. Giovambatista, “Durabilidad del hormigón estructural” , Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Edit.:E.F. Irassar. (libro)
- Ismail Z.(2006)- Abdul Razak H., Abdul Rahman A.G.”Determination

- of damage location in RC beams using mode shape derivatives” Engineering Structures 28, Pag. 1566–1573. (paper)
- Jeyasehar C.A. (2006) – Sumangala K. “Damage assessment of prestressed concrete beams using artificial neural network (ANN) approach” Computers & Structures 84 Pag 1709-1718. (paper)
 - Kosmatka J B (1999) – J M Ricles “Damage detection in structures by modal vibration characterization”, Journal of Structural Engineering Pag.1384 –1388. (paper)
 - Lee T.P.(2004)- Argoul P. “Continuous wavelet transform for modal identification using free decay response” Journal of Sound and Vibration 277, Pag. 73–100. (paper)
 - Lee Y S (2000) – M J Chung “A study on crack detection using eigenfrequency test data”, Computers and Structures 77 pag. 327-342. (paper)
 - Lemaitre J. (1996), “A course on damage mechanics”, 2nd. Edition, Edit.: Springer. (book)
 - Maeck J (2000) - M. M. Abdel Wahab - B Peeters - G. De Roeck - J De Visscher - W P De Wilde - J M Ndambi - J Vantomme “Damage identification in reinforced concrete structures by dynamic stiffness determination” Engineering Structures 22 Pag 1339 – 1349. (paper)
 - McConnell K G (1995) “Vibration testing – theory and practice”, Edit.: John Wiley & Sons, Inc.(book)
 - Morassi A (1999) “Identification of a crack in a rod based on changesd in a pair of natural frecuencies”, enviado a Journal of Sound &Vibration en 1999. (paper)
 - Ndambi J.M (2002) –J. Vantomme – K Harri “Damage assesment in reinforced concrete beams using eigenfrecuencies and mode sahpe derivatives” Engineering Structures 24 Pag 501– 515. (paper)
 - Ngwangwa H.M. (2006)- Heyns P.S., Van Tonder F.”Assessment of structural damage using operational time responses and finite element simulation” Journal of Sound and Vibration 296, Pag. 23–45. (paper)
 - Palazzo G. L. (2001) “Identificación del daño estructural a través del

cambio en las propiedades dinámicas” Instituto de Estructuras Arturo M. Guzmán, Universidad Nacional de Tucumán. (tesis de magister)

- Peeters B. (2000) “Sistem identification and damage detection in civil engineering” Katholieke Universiteit Lueven. (PhD thesis)
- Peterson S T (2001) – D I McLean – M D Symans – D G Pollock – W F Cofer – R N Emerson – K J Fridley “Applications of dynamic system identification to timber beams. PartII” Journal of Structural Ingeneering Pag 426 – 432. (paper)
- Purkiss J.A. (1994) – Bailey M. – Frewell M.I. –Penny J.E.T. – Wood M.G. “Analysis of the effect of ambient conditions on the dynamic response of prestressed concrete bridge decks” Institution of Structural Engineers Library. London. (paper)
- Ruotolo R (1997) – C Surace [Damge assessment of multiple cracked beams: numerical results and experimental validation”, Journal of Sound and Vibration 206(4), Pag 567 – 588. (paper)
- Rucka M. (2006) - Wilde K. “Application of continuous wavelet transform in vibration based damage detection method for beams and plates” Journal of Sound and Vibration 297, Pag. 536–550. (paper)
- Salawu O S (1997) “Detection of structural damage through changes in frecueny: a review” Engineerig Structures, Vol 19, No 9, Pag 718 – 723. (paper)
- Sohn H. (1999), M. Dzwonczik, E. Straser, A. Kiremidjian, K. Law, T. Meng “An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon bridge” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 28/8 Pag 879 – 897. (paper)
- Thambiratnam D P (2000) – G H Brameld “Experimental analisis of an asymeric reinforced concrete bridge under vehicular loads” Structural Engineering and Mechanics, Vol 9 N°1 Pag. 17 – 35. (paper)
- Timoshenko S. (1928) - Young D.H., “Vibration problems in egineering” 1era. Edición, Edit.: D Van Nostrand Company Inc. (libro)
- Yang Q.W.(2006) - Liu J.K. “A coupled method for structural damage identification” Journal of Sound and Vibration” 296, Pag. 401–405.

(paper)

- Zembaty Z. (2006)- Kowalski M., Pospisil S. “Dynamic identification of a reinforced concrete frame in progressive states of damage” Engineering Structures 28, Pag. 668–681. (paper)
- Zhu X.Q (2005), S.S. Law “Wavelet-based crack identification of bridge beam from operational deflection time history” International Journal of Solids and Structures 43, Pag. 2299–2317. (paper)