

11



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ACATLÁN"

"DETECCIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE  
MÉTODOS DE CORRELACIÓN MODAL"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

*GABRIEL DE JESÚS FRANCO ASCENCIO*

297181

ASESOR: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ



NAUCALPAN, ESTADO DE MÉXICO

SEPTIEMBRE DE 2001





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEZQUITE

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"**  
**PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**SR. FRANCO ASCENCIO GABRIEL DE JESÚS**  
**ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**  
**P R E S E N T E**

En atención a su solicitud presentada con fecha de 29 de febrero de 2000, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DETECCIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE MÉTODOS DE CORRELACIÓN MODAL"**

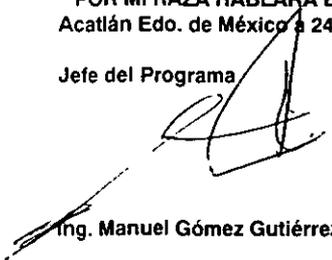
- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. MÉTODOS DE CORRELACIÓN MODAL
- III. MODELOS Y CASOS DE DAÑO ESTUDIADOS
- IV. RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS

Asimismo fue designado como asesor de tesis el **DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ**, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

**A T E N T A M E N T E .**  
**" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "**  
Acatlán Edo. de México a 24 de septiembre de 2001.

Jefe del Programa

  
Ing. Manuel Gómez Gutiérrez



Quiero expresar mi agradecimiento al Dr. José Alberto Escobar Sánchez por su paciencia y supervisión en este trabajo. Su conocimiento y filosofía de la vida siempre es una fuente de inspiración para mí.

Finalmente, y más importante, quiero agradecer a mi familia por todo su amor. A mis padres que siempre me han apoyado. A mis hermanas por todo lo hermoso que hemos compartido.

*para mami*

**Dios puso tus manos en mí para realizar el trabajo que tu deseas  
Puso tu visión en mis ojos para que yo pudiera ver las cosas que tu querías y  
Puso mis pies en las huellas que tu querías que mi vida tomara**

## Índice

	<b>Introducción</b>	
<b>1</b>	<b>Antecedentes</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Métodos de correlación modal</b>	<b>5</b>
	2.1 Criterio de correlación modal MAC	6
	2.2 Criterio de correlación modal inverso IMAC	7
	2.3 Criterio de revisión de la pseudo ortogonalidad POC	8
	2.4 Criterio de correlación modal por coordenadas CoMAC	9
	2.5 Criterio mejorado de correlación modal por coordenadas ECoMAC	10
<b>3</b>	<b>Modelos y casos de daño estudiados</b>	<b>11</b>
	3.1 Marco de Biggs	11
	3.2 Marco STC	14
	3.3 Estructura de un puente	17
	3.3.1 Tipos de modelos analíticos empleados en puentes	18
	3.3.2 Modelos globales	18
	3.3.3 Modelos de puentes a base de marcos	19
	3.3.4 Modelos de vigas	20
	3.3.5 Elementos estructurales	21
	3.3.6 Modelaje de los componentes de estructuras de puentes	22
	3.4 Descripción del puente estudiado	24
<b>4</b>	<b>Resultados</b>	<b>29</b>
	4.1 Ajuste de modelos	29
	4.2 Detección de daño	34
	4.2.1 Modelo de cortante de Biggs	34
	4.2.2 Modelo de flexión de Biggs	39
	4.2.3 Marco STC	43
	4.2.4 Modelo de un puente	47
<b>5</b>	<b>Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>53</b>
	<b>Referencias</b>	<b>56</b>

## INTRODUCCIÓN

Todas las estructuras acumulan daño gradualmente durante su vida útil. Un aspecto importante desde el punto de vista de la funcionalidad y seguridad de estas estructuras es la detección del daño, que con los avances recientes, coloca al seguimiento del estado físico de un sistema estructural al alcance de la tecnología actual. Esto es muy conveniente, debido a que se incrementan tanto la seguridad como la confiabilidad de las estructuras y de sus componentes, al tiempo que se obtiene la capacidad necesaria para prolongar su vida útil y mejorar los intervalos de servicio; al efectuar el mantenimiento por causas específicas en lugar de hacerlo por calendario. Además, con el seguimiento del comportamiento estructural se mejora el conocimiento teórico, al poder compararlo con la realidad.

Si el daño en una estructura puede ser localizado, y observarse su evolución, se estaría en posibilidad de contar con una historia de su ocurrencia, tanto en localización como en magnitud y extensión; así, los componentes pueden ser reparados o reemplazados antes de que se alcance algún estado peligroso y una falla costosa ocurra. Por consiguiente, los métodos de detección de daño pueden reducir la pérdida de vidas humanas y el alto costo inherente.

En ingeniería existen muchos procedimientos disponibles para detectar daño en estructuras: cada uno de ellos tiene sus ventajas y desventajas, haciendo que no exista una técnica en particular, mejor que otra. En este trabajo se emplean métodos que utilizan los datos obtenidos de pruebas de vibración ambiental para detectar la correlación entre vectores modales medidos y los calculados en un modelo analítico.

De la correlación obtenida con los criterios empleados se está en la posibilidad de detectar cambios en las propiedades dinámicas de las estructuras estudiadas. Este cambio representa variaciones en las propiedades físicas (rigidez), lo que se puede representar como daño estructural.

En el presente trabajo, se estudia el problema de detección de daño estructural en modelos de marcos planos y en la estructura de un puente; en la estructura del puente se emplean los métodos de correlación modal para validar el modelo de elemento finito. Las consideraciones anteriores permiten establecer como objetivos de la tesis:

- Evaluar un criterio de calibración de modelos analíticos de estructuras
- Emplear estos modelos en la detección de daño

Para lograr lo anterior, se realizó lo siguiente:

- Breve resumen de trabajos previos
- Marco teórico de los métodos de correlación modal empleados
- Descripción de los modelos empleados
- Descripción del daño estructural inducido en los modelos
- Presentación de resultados
- Conclusiones y recomendaciones derivadas del estudio realizado.

## ANTECEDENTES

El interés en dar seguimiento al estado físico de una estructura y detectar daño en un estado temprano de éste, es un tema que ha tomado un auge muy importante debido a que, si no es detectado y corregido, se pone en peligro la seguridad de la estructura. Algunos métodos de detección de daño son visuales y experimentales, tales como, métodos acústicos, métodos que se apoyan en campos magnéticos, radiográficos y térmicos (Kobayashi, 1987). Todos estos métodos experimentales requieren que la parte de la estructura en que se encuentra el daño sea accesible.

Debido a esta limitación, estos métodos experimentales pueden detectar daño en parte visible de la estructura; la necesidad de desarrollar métodos de detección de daño que puedan ser aplicados a estructuras complejas ha conducido al desarrollo de metodologías que reconocen cambios en las propiedades dinámicas de las estructuras.

Basándose en la cantidad de información de que se disponga de las propiedades de las estructuras, estos métodos pueden clasificarse en cuatro tipos, y son (Rytter, 1993):

- (1) identificar que el daño ha ocurrido;
- (2) identificar que el daño ha ocurrido y determinar su localización;
- (3) identificar que el daño ha ocurrido, determinar su localización y estimar su magnitud
- (4) identificar que el daño ha ocurrido, determinar su localización, estimar su severidad y determinar el tiempo de vida útil de la estructura.

La principal premisa de los métodos de detección de daño que utilizan los cambios en las propiedades dinámicas de la estructura, es que los parámetros modales (frecuencias fundamentales, modos de vibrar y amortiguamiento modal), son función de las propiedades físicas de la estructura (rigidez, masa y amortiguamiento). Por lo tanto, cambios en las propiedades físicas de la estructura, tales como la rigidez, provocarán cambios en las propiedades modales.

Un compendio detallado de métodos de detección de daño basados en estudios de vibración pueden encontrarse en Doebling *et al* (1996) donde las limitaciones y beneficios generales de éstos métodos son discutidos. Shirole y Holten (1991) presentan un estudio sobre fallas en puentes en EUA a partir de 1950. Actualmente, a los puentes se les hace un seguimiento de su estado físico mediante inspecciones bienales, la mayor parte de las cuales se emplean técnicas que implican inspecciones visuales, como las que se discuten en White *et al* (1992). Existe la posibilidad de que el daño pase inadvertido en la inspección o que surjan grietas en los elementos que los lleven a niveles críticos que pueden ocurrir entre los intervalos de inspección, Biswas *et al* 1990.

Basándose en lo anteriormente descrito, un procedimiento de detección de daño, cuantitativo y posiblemente continuo, sería apropiado para prevenir o, al menos, mitigar los efectos de futuro daño en la estructura. Estos eventos y la necesidad de sistemas que permitan dar un seguimiento al estado físico de las estructuras más seguros han motivado la investigación de la aplicación de métodos de detección de daño.

Se han aplicado estudios de métodos de detección de daño a puentes (Salane *et al* 1981, Kato y Shimada 1986, Turner y Pretlove 1988, Spyrakos *et al* 1990, Mazurek y De Wolf 1990, Jian 1991, Tang y Leu 1991, Farrar *et al* 1994, Alampalli *et al* 1995) primeramente examinando cambios en las propiedades modales, tales como frecuencias, modos de vibrar y amortiguamientos; determinados previamente mediante pruebas de vibración ambiental. Estos estudios han demostrado que los valores de las frecuencias y los amortiguamientos no resultan muy sensibles a niveles de daño bajo; cambios en los modos de vibrar determinados experimentalmente resultan ser indicadores más sensibles para detectar el daño. Estos estudios también identifican que los cambios en las propiedades dinámicas pueden deberse a la presencia de ruido en las mediciones durante las pruebas de vibración ambiental y pueden ser tan significantes como los producidos por el daño.

Una característica de los parámetros básicos empleados en la detección del daño estructural que a menudo se pasa por alto es la incertidumbre inherente en las mediciones causadas por variaciones aleatorias en la señal; estas incertidumbres describen el porcentaje de diferencia que se puede esperar de una medición a la otra como resultado del llamado ruido en la señal, pequeñas variaciones en las condiciones de la prueba, efectos del medio ambiente (tales como temperatura y viento). Estas incertidumbres en los indicadores de daño deben tenerse presentes para que se pueda determinar si un cambio en el indicador es suficientemente grande para detectar daño, o cuando es atribuido a variaciones naturales en las mediciones.

Una parte muy importante de cualquier análisis modal es la necesidad de elaborar un modelo de elementos finitos y validarlo con los resultados obtenidos en una prueba de vibración ambiental. Una aproximación bastante usada para calibrar y validar modelos, involucra el ajustar sus parámetros físicos a fin de obtener una mejor correlación prueba/modelo. El cambio de parámetros del modelo usualmente es guiado por la sensibilidad de las frecuencias y/o modos de vibrar.

Desafortunadamente, el cálculo de esta sensibilidad es solo válido para cambios pequeños en los parámetros a comparar. Las frecuencias y los modos calculados, rápidamente divergen de los valores exactos, calculados del problema de valores característicos. Esto significa que en la práctica, los parámetros estructurales (como la rigidez o la masa) deben ser modificados iterativamente hasta obtener resultados congruentes. Después de un cambio pequeño, el modelo completo de elementos finitos debe ser re-analizado para determinar el efecto del ajuste de parámetros en las frecuencias y los modos.

En los últimos años, se han llevado a cabo estudios acerca del ajuste de modelos de elementos finitos con datos de pruebas de análisis modal (Deger *et al*, 1994). La necesidad del ajuste de los modelos radica en que siempre existen errores asociados con el proceso de construir un modelo teórico de una estructura. Esto conduce a una aproximación incierta en la predicción de la respuesta. Otra aplicación importante en el ajuste de modelos es la predicción de daño estructural (Natke y Yaho, 1988; Stubbs, Broome y Osegueda, 1990; Fahrat y Hemez, 1993; Papadimitriou *et al*, 1997; Vanik 1997; Katafygiotis y Lam, 1997). La localización y el tamaño del daño puede deducirse mediante el seguimiento que se le da a la reducción de las propiedades de rigidez y masa de los elementos que comprenden el modelo de elementos finitos de la estructura.

El problema de calibrar un modelo de elementos finitos que represente a una estructura real involucra la selección del que mejor se ajuste a los resultados obtenidos de una prueba de vibración ambiental (Berman, 1989; Beck, 1989; Mottershead y Friswell, 1993; Beck y Katafygiotis, 1997). Cualquier procedimiento de ajuste de un modelo de elementos finitos, basado en parámetros estructurales físicos, debe iniciar con una aproximación de las frecuencias y/o modos de vibrar. Esto, se resuelve mediante el problema de valores y vectores característicos, usualmente sólo los modos de las frecuencias más bajas son de interés. Las siguientes son algunas dificultades en este proceso: 1) los datos de la prueba de análisis modal están contaminados por ruido en las mediciones; 2) el tipo de modelo elegido no es representativo del comportamiento estructural para todos los posibles valores de los parámetros del modelo; 3) los datos de las pruebas son relativamente incompletos para poder obtener un modelo adecuado. Por ejemplo, el grupo de grados de libertad medidos en la estructura, es una pequeña parte del total de éstos, debido al número limitado de sensores empleados en las pruebas o a la poca accesibilidad de la estructura. También, el número de modos de vibrar que se pueden detectar en una prueba es mucho menor que el número de grados de libertad que tenga el modelo, debido a la presencia de ruido en la obtención de las pruebas de modos superiores, ancho de banda en la respuesta y limitaciones en el equipo empleado. El problema de detección de daño involucra, como primer paso, la localización del daño; una vez que éste ha sido localizado, su magnitud se predice mediante el ajuste del modelo de elementos finitos.

Debido a que, como se ha comentado anteriormente, en la aplicación de detección de daño en estructuras se encuentra implícito el proceso de calibrar un modelo analítico de la estructura real; en el presente trabajo se emplean los métodos de correlación modal tanto para ajustar el modelo de elementos finitos como para detectar daño en la misma; esto con el fin de que represente la respuesta de la estructura real.

## 2

**MÉTODOS DE CORRELACIÓN MODAL**

Desde hace tiempo, se ha buscado encontrar métodos que permitan hacer una comparación entre los modos medidos de una estructura con sus modos calculados a partir de un modelo analítico (Mitchell, 1997). Además, ésta comparación puede hacerse entre modos medidos, con pruebas de vibración ambiental, antes y después de un sismo, por ejemplo, esto ayuda a determinar si existió algún cambio en las propiedades de la estructura.

La determinación de las características dinámicas de las estructuras consiste de dos partes: modelación analítica, usualmente empleando el método del elemento finito, y pruebas físicas (pruebas de vibración ambiental); correlacionando éstos datos entre sí. Debido a esto, se han desarrollado métodos numéricos para realizar comparaciones estadísticas entre dos modos cualesquiera, estimando el grado de correlación entre las formas modales (y los grados de libertad involucrados en ellas) de una estructura. A continuación se presentan algunos de ellos.

En los métodos presentados en este trabajo se consideran dos niveles de correlación; entre vectores modales y correlación entre grados de libertad. La correlación entre vectores modales provee un indicador global de la concordancia lograda; y la correlación entre grados de libertad provee un indicador de cómo contribuye cada grado de libertad a la correlación general.

El primer nivel de correlación que usualmente se lleva a cabo es una correlación entre vectores. El criterio más antiguo de este tipo es el MAC, "Modal Assurance Criteria", (Ewins, 1984); otro criterio es el IMAC, "Inverse Modal Assurance Criteria", (Mitchell, 1998). Estos dos, son técnicas de correlación independientes de cualquier información de la masa de la estructura. Otro nivel de correlación entre vectores involucra una revisión de la ortogonalidad con la matriz de masas del sistema; esta revisión puede realizarse entre un grupo reducido o en el total de los grados de libertad del modelo y los vectores experimentales. Debido a que no es una revisión de la ortogonalidad, propiamente dicho, usualmente se hace referencia a una revisión de la seudo ortogonalidad, el POC, "Pseudo Orthogonality Check", (Avitabile, Milani y O'Callahan, 1988).

De la misma manera en que se evalúa la correlación entre vectores, la correlación entre los grados de libertad también puede revisarse. Un criterio basado en el MAC es el CoMAC, "Coordinate Modal Assurance Criteria", (Lieven y Ewins, 1988); el cual ayuda a identificar la contribución de cada grado de libertad e identifica áreas de la estructura que puedan tener discrepancias. Un criterio similar es el ECoMAC, "Enhanced Coordinate Modal Assurance Criteria", (Hunt, 1992); que es una extensión del CoMAC con algunas mejoras.

## 2.1 CRITERIO DE CORRELACIÓN MODAL (MAC)

Con el criterio MAC es posible medir la correlación o coherencia entre dos vectores modales que pueden ser entre medido y calculado, calculado y calculado, y medido con medido. En general, lo que hace el MAC es determinar la desviación mínima cuadrada de un vector modal con respecto a una línea recta. Está dado como (Ewins, 1984)

$$MAC(j, k) = \frac{\left| \sum_{i=1}^n \{\phi_A\}_{i,j} \{\phi_B\}_{i,k} \right|^2}{\left( \sum_{j=1}^n \{\phi_A\}_{i,j}^2 \right) \left( \sum_{k=1}^n \{\phi_B\}_{i,k}^2 \right)}$$

donde  $\{\phi_A\}_{i,j}$ ,  $\{\phi_B\}_{i,k}$  son la coordenada del  $i$ -ésimo punto de medición de la  $j$ -ésima y de la  $k$ -ésima columna de las matrices de modos  $\{\phi_A\}$  y  $\{\phi_B\}$  respectivamente.

Los valores calculados con el MAC varían entre cero y uno. Valores pequeños indican baja correlación entre los vectores, mientras que valores grandes indican una correlación alta entre ellos. La aplicación del criterio MAC, al medir la correlación de un vector con respecto a otro, no se limita a formas modales, este procedimiento puede ser utilizado para comparar pares de fenómenos que poseen el mismo número de elementos que los describen.

Si el coeficiente es algún valor menor a 1.0, entonces existe un cierto grado de inconsistencia, proporcional a este valor, entre los modos. Esto puede ser causado por modelo de elementos finitos inexacto o la presencia de ruido y no-linealidades en los datos medidos. Debe hacerse notar que, para lograr un razonable grado de exactitud en la comparación, es muy importante que los puntos de medición del análisis modal coincidan con los puntos de medición en el modelo de elementos finitos.

Cabe hacer mención que se deben considerar dos casos especiales: (i) cuando los dos modos son idénticos y (ii) cuando ambos modos difieren por un mismo múltiplo escalar. Para el caso (i) se tiene:  $\{\phi_A\} = \{\phi_B\}$ , lo que resulta en  $MAC_{(A,B)} = 1$ ; y para el caso (ii) se tiene  $\{\phi_A\} = X\{\phi_B\}$ , por lo que los dos modos están aún perfectamente correlacionados, aún tenemos que  $MAC_{(A,B)} = 1$ .

## 2.2 CRITERIO DE CORRELACIÓN MODAL INVERSO (IMAC)

Este criterio nace como la necesidad de incrementar la sensibilidad del MAC, debido a que este último calcula la desviación mínima cuadrada de los puntos de cada modo de vibrar con respecto a una línea recta. Se ha observado que pequeñas discrepancias entre los modos comparados pueden ser detectadas más fácilmente en la región de los nodos y sus movimientos (Mitchell, 1998).

Existen casos en los que, cuando se revisa la correlación con el criterio MAC, se obtienen valores muy cercanos a 1 (inclusive de 1), lo cual representa una correlación perfecta; sin embargo, a simple vista se aprecia que ambos modos tienen diferencias; resulta claro que algunos nodos han cambiado su posición y que el modo ha cambiado. En este criterio (IMAC) se emplea el modo inverso aritmético en los cálculos del MAC, (Mitchell, 1998). Matemáticamente se expresa como:

$$IMAC(j, k) = \frac{\left| \sum_{i=1}^n \{\phi_A\}_{i,j}^{-1} \{\phi_B\}_{i,k} \right|^2}{\left( \sum_{j=1}^n \{\phi_A\}_{i,j}^{-1} \{\phi_A\}_{i,j} \right) \left( \sum_{j=1}^n \{\phi_B\}_{i,k}^{-1} \{\phi_B\}_{i,k} \right)}$$

Al igual que el MAC, con este criterio se obtienen valores entre cero y uno.

### 2.3 CRITERIO DE REVISIÓN DE LA SEUDO ORTOGONALIDAD (POC)

El desarrollo de este método de correlación entre vectores modales parte de los conceptos de escalar y normalizar vectores. El proceso general de normalización tiene como propiedad, la siguiente regla de ortogonalidad:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I]$$

donde:

$[\Phi]$  – matriz modal

$[M]$  – matriz de masas

$[I]$  – matriz identidad

Al igual que los vectores característicos obtenidos analíticamente, los vectores modales calculados y medidos, deben ser ortogonales entre sí. En este criterio se utiliza la siguiente ecuación para medir el grado de ortogonalidad entre modos:

$$POC = \{\phi_A\}^T [M] \{\phi_B\} = [I]$$

Si se obtiene la matriz identidad como resultado, quiere decir que existe una correlación perfecta; de lo contrario se obtendrán valores menores que van de 1 hasta cero.

#### 2.4 CRITERIO DE CORRELACIÓN MODAL POR COORDENADAS (CoMAC)

Este criterio proporciona una estimación de la correlación espacial de cada uno de los puntos donde se tiene información para un par de modos dado (Lieven y Ewins, 1988), está expresado como

$$CoMAC(i) = \frac{\left| \sum_{j=1}^m \{\phi_A\}_{i,j} \{\phi_B\}_{i,k} \right|^2}{\left( \sum_{j=1}^m \{\phi_A\}_{i,j}^2 \right) \left( \sum_{j=1}^m \{\phi_B\}_{i,k}^2 \right)}$$

En la ecuación anterior, la suma se hace sobre los modos considerados  $m$ .

El criterio CoMAC mide el nivel de contribución de los grados de libertad de la estructura a la correlación del modo completo, de esta manera es posible identificar áreas de la misma que pueden presentar discrepancias o variaciones. Al igual que en el MAC, los valores calculados con el CoMAC varían entre cero y uno; y valores pequeños indican baja correlación y viceversa.

## 2.5 CRITERIO MEJORADO DE CORRELACIÓN MODAL POR COORDENAS (ECoMAC)

Es un método para determinar la contribución de cada uno de los grados de libertad de la estructura al MAC. Este método está basado en el promedio de la diferencia entre los componentes de un vector; está expresado como (Hunt, 1992):

$$ECoMAC(i) = \frac{\left| \sum_{j=1}^m \{ \phi_A \}_{i,j} - \{ \phi_B \}_{i,k} \right|}{2m}$$

donde  $m$  es el número de modos considerados.

Los valores más altos que proporciona el ECoMAC corresponden a una baja correlación entre los vectores y los más pequeños a una alta correlación. Este criterio, a diferencia del CoMAC, es menos sensible a los errores producidos por valores relativamente pequeños de los vectores modales.

**3****MODELOS Y CASOS DE DAÑO ESTUDIADOS**

Los criterios descritos en el capítulo anterior se emplean para detectar daño en estructuras y para calibrar, y con esto validar, el modelo analítico de la estructura de un puente. Para el caso de detección de daño se emplean marcos planos y la estructura de un puente.

**3.1 Marco de Biggs**

En este modelo se empleó un marco plano de 3 niveles y una crujiá. Cabe hacer mención que se manejaron dos tipos de modelos para la misma estructura, como un marco de cortante y como marco de flexión.

Un marco de cortante puede definirse como una estructura en la que no existe rotación de ninguna sección horizontal al nivel de las losas de entrepiso. El nombre de marco de cortante se debe a que el marco deformado tiene mucho parecido a una viga en voladizo que se deforma únicamente debido a la aplicación de fuerzas cortantes. Para poder considerar un marco de cortante se hacen las siguientes suposiciones:

- La masa se concentra a la altura de las losas de entrepiso.
- Las trabes son infinitamente rígidas en flexión en comparación con las columnas.
- La deformación de la estructura es independiente de las fuerzas axiales en las columnas.

El segundo tipo de modelación que se manejó para este marco, fue considerarlo como una estructura de flexión, lo que implica considerar deformación axial de los elementos. Lo que se mantiene constante es que las masas se concentran a la altura de las losas de entrepiso.

Para realizar el análisis de los marcos se utilizaron los programas CAL91 y SAP90(Wilson, 1991). En la figura 3.1.1. se muestra el marco estudiado; para el modelo de cortante se presentan las matrices de rigideces y la de masas.

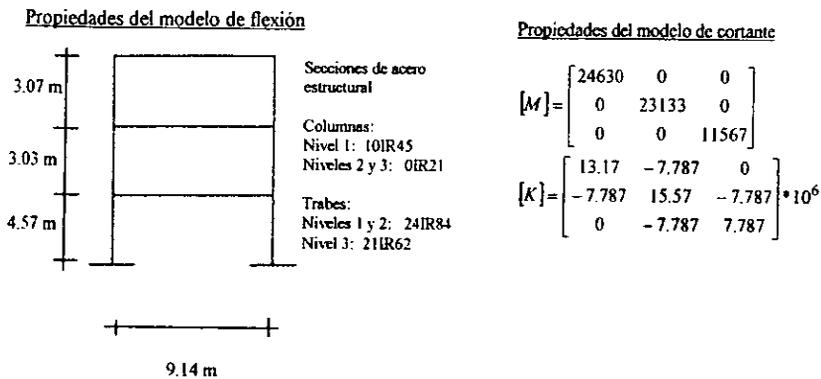


Fig. 3.1.1. Marco de Biggs, propiedades de los modelos de flexión y cortante.

Para determinar el nivel de precisión de los métodos presentados en este trabajo, se estudiaron doce casos denominados B1 a B12. En estos se redujo la rigidez de diferentes entrepisos; empleando los métodos de correlación descritos en el capítulo 2 se procedió a evaluar la correlación entre el modelo original (sin daño) con los otros doce (con daño simulado) y tratar de localizar el daño inducido. En la figura 3.1.2 se presentan esquemáticamente todos los casos.

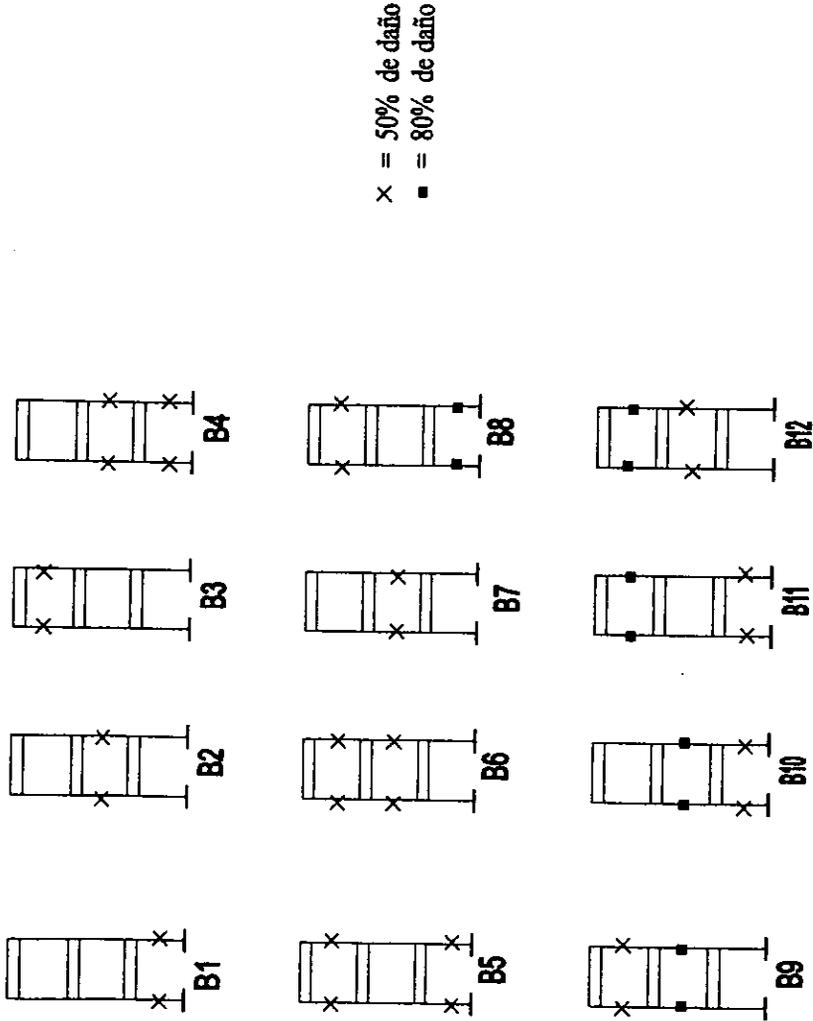


Fig. 3.1.2. Casos de daño estudiados en el marco de Biggs

3.2 Marco STC

Este modelo es un marco de diez niveles y cuatro crujiás, idealizado como una estructura de flexión. En la figura 3.2.1 se muestran las características geométricas y estructurales del marco.

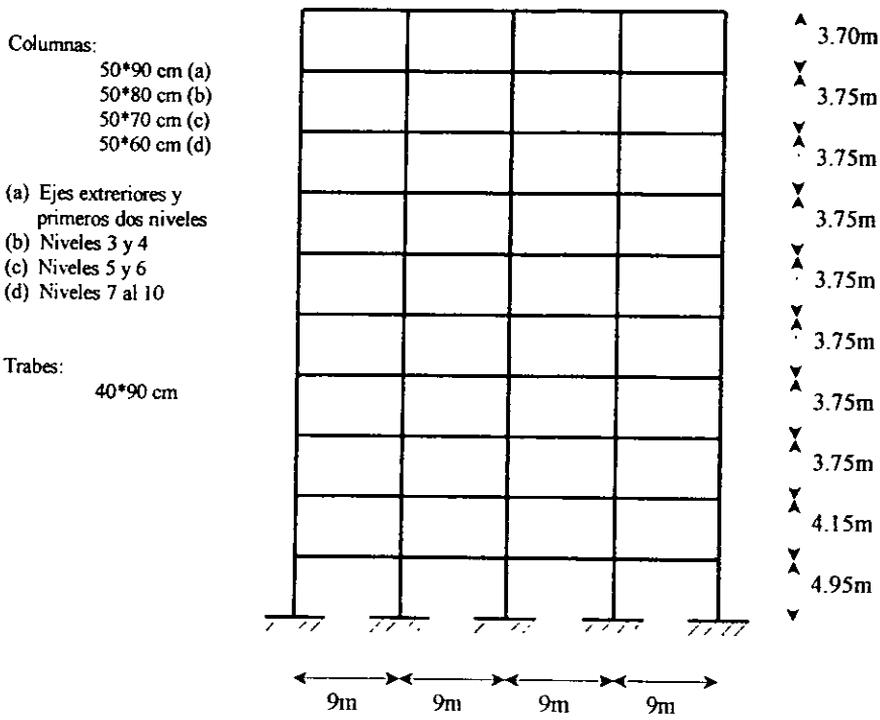


Fig. 3.2.1. Marco STC

En este marco se analizan ocho casos de daño simulado; éstos incluyen todas las columnas de un entepiso y varias columnas dañadas en entepisos vecinos. En las figuras 3.2.2.a y 3.2.2.b, se presentan los casos estudiados en los que se degradó la rigidez de entepiso expresada en porcentaje en cada uno de los ocho casos evaluados, modelando el daño como disminución en las propiedades geométricas (área y momento de inercia). Como referencia, al marco original (sin daño) se le denomina STC0, a los marcos con daño inducido se les denomina del STC1 al primer estado de daño al STC8 al último caso estudiado, respectivamente.

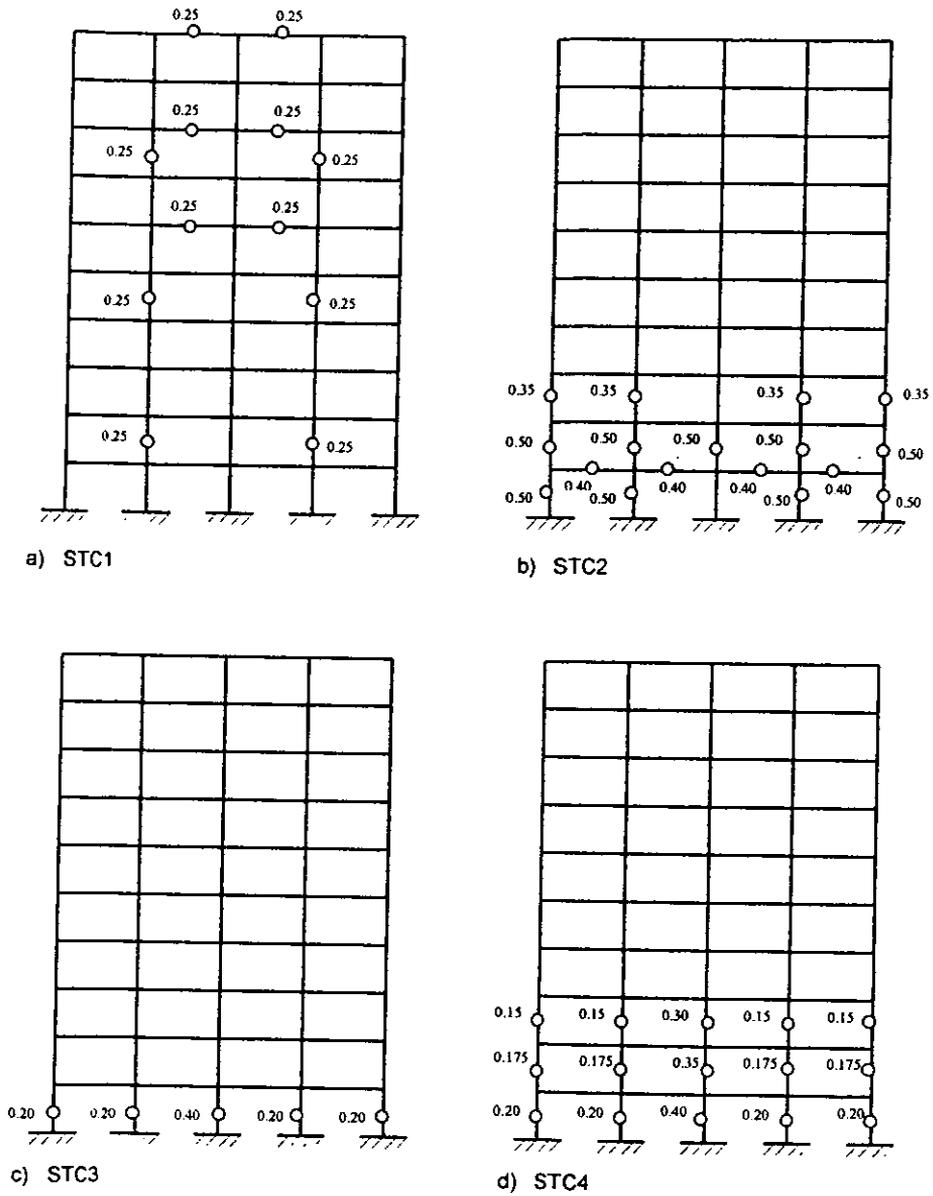
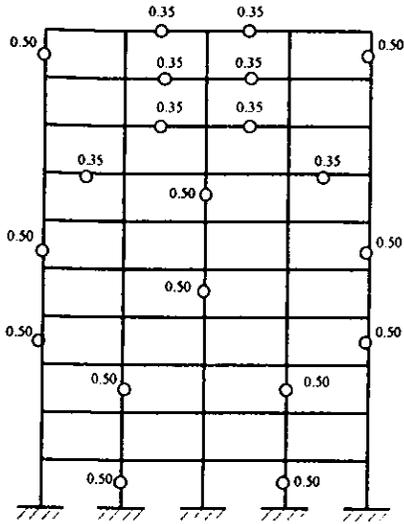
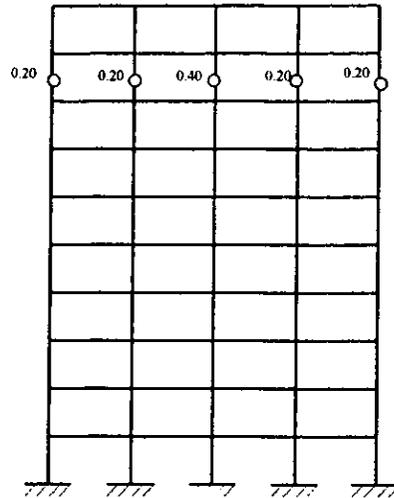


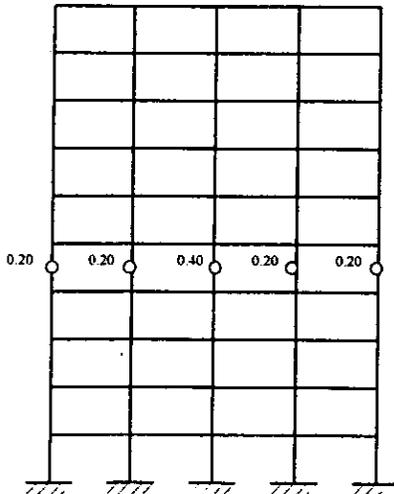
Fig. 3.2.2.a Casos de daño estudiados en el marco STC.



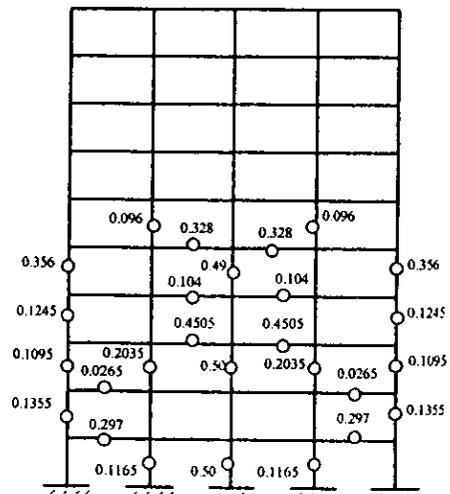
e) STC5



f) STC6



g) STC7



h) STC8

Fig. 3.2.2.b Casos estudiados en el STC.

### 3.3 Estructura de un puente

El objetivo básico en el modelaje analítico de la estructura de un puente es proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura que satisfaga un particular diseño para determinar su respuesta. Aceptando que se cuenta con las herramientas analíticas apropiadas para llevar a cabo el análisis, el modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las sollicitaciones a que estará expuesta.

El modelo debe describir la geometría, la masa, las condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación de la respuesta. Los elementos individuales que simulan partes de la estructura o componentes completos del puente son conectados mediante nodos y los desplazamientos nodales son usados como incógnitas o grados de libertad en el análisis.

En adición al modelaje de la geometría y la caracterización de las cargas inducidas a los elementos, la masa asociada a cada grado de libertad debe determinarse, ya que, las fuerzas de inercia contribuyen a la respuesta del puente. Además, las conexiones entre los marcos individuales del puente, los apoyos y la cimentación son complejas y típicamente se hacen simplificaciones en el modelaje.

La mejor descripción de la geometría del puente en estudio debe comprender un modelo de cada uno de los elementos estructurales y que represente su relación física y de espacio con otros elementos, pero esto no es siempre posible porque existen puentes que están formados por armaduras, las cuales a su vez están formadas por elementos, así como las conexiones entre cada armadura está compuesta de varios elementos; una discretización detallada de cada uno de estos elementos estructurales y el modelaje de sus características de conexión y fuerza – desplazamiento es prohibitiva para el sistema total del puente. La necesidad de separar el sistema total en subsistemas manejables, marcos y elementos estructurales individuales para propósitos de modelaje es bastante obvio, y las diferentes opciones de modelaje son expuestas a continuación.

### 3.3.1 Tipos de modelos analíticos empleados en puentes

El sistema estructural total de un puente consiste en la superestructura, subestructura y cimentación. La superestructura, particularmente para puentes largos, es separada en secciones mediante juntas de expansión que permiten la expansión o contracción del puente sin introducir grandes esfuerzos o deformaciones a elementos individuales, o bien, por juntas de construcción articuladas que forman parte de un sistema particular de construcción. Son importantes estas juntas donde puedan presentarse deformaciones relativas entre partes de la superestructura para su respuesta sísmica, ya que las discontinuidades en el movimiento en éstas permiten que las secciones individuales del puente respondan con diferentes características y con una interacción compleja ante la fuerza inducida, por ejemplo por un sismo.

Junto con sus respectivas subestructuras o sistemas de apoyo, como pilas, columnas y cimientos, estas secciones de la superestructura, referidas como marcos, juegan un rol principal en la cuantificación de la respuesta sísmica, debido a sus características dinámicas de respuesta individuales. La respuesta individual de cada marco está controlada por la masa, y se debe su contribución principalmente a la superestructura. Para reflejar la importancia y diferencias entre estos subsistemas individuales, en términos de la cuantificación de la respuesta sísmica del modelo analítico del puente, se hace una distinción entre (i) modelos globales, (ii) modelos de marcos y (iii) modelos de vigas.

### 3.3.2 Modelos globales

Los modelos globales de la estructura completa del puente tienen una utilidad limitada, excepto por los casos donde (1) el puente es corto y está formado por un solo marco, (2) la respuesta esperada se encuentra en el intervalo elástico, y (3) cuando se pueden establecer las variaciones del movimiento del suelo a lo largo de la longitud total del puente.

Los modelos globales de puentes son empleados predominantemente en la cuantificación de la respuesta sísmica, para determinar desplazamientos elásticos y fuerzas equivalentes en los miembros. Dado que el valor real de modelos analíticos globales radica principalmente en la caracterización del sistema total del puente, éstos deberían emplearse primordialmente al final del diseño sísmico o contribuir al proceso para verificar los parámetros de cada subestructura en el

sistema total, lo cual no es considerado en los otros modelos. En la figura 3.5.1. se presenta un modelo global de la estructura de un puente recto.

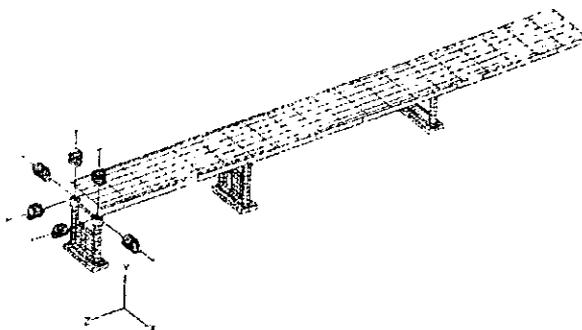


Fig. 3.5.1. Modelo global de la estructura de un puente recto.

### 3.3.3 Modelos de puentes a base de marcos

Los modelos de puentes a base de marcos individuales proveen una herramienta útil para obtener la respuesta sísmica, dado que las características de la respuesta dinámica de un marco individual pueden evaluarse con una precisión razonable. Un análisis con modelos de marcos individuales puede dar un mejor conocimiento de las características de la respuesta individual de las secciones del puente.

La interacción con los marcos adyacentes puede ser considerada en un análisis marco por marco en la forma de resortes, los cuales son típicamente modelados con características elásticas lineales. Otra aproximación comúnmente empleada es la de modelar grupos de marcos; donde tres o cinco marcos son modelados simultáneamente con las apropiadas suposiciones para modelar las características de los movimientos de las juntas, y solo la respuesta resultante del marco interior (o marcos) es considerada como representativa de la contribución en el análisis. En la figura 3.6.1. se presenta un modelo de marcos.

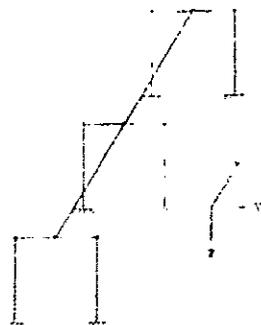


Fig. 3.6.1. Modelo de marcos de la estructura de un puente.

### 3.3.4 Modelos de vigas

El desarrollo de modelos realistas de marcos requiere una discretización detallada de las vigas que forman la estructura; dado que, generalmente, la rigidez del marco está dada directamente por las vigas. Los modelos de vigas son usados principalmente para determinar la rigidez efectiva. Los modelos de vigas deben incluir los efectos de flexibilidad de la cimentación y pueden ser combinados en modelos de marcos como elementos a la mitad de la superestructura. El hecho de que la mayoría de las superestructuras de los puentes presenten una alta rigidez en el plano, permite como una muy buena aproximación, suponer movimientos de cuerpo rígido de la superestructura, lo cual simplifica ampliamente la combinación de modelos de vigas. En la figura 3.7.1. se presenta un modelo de vigas.

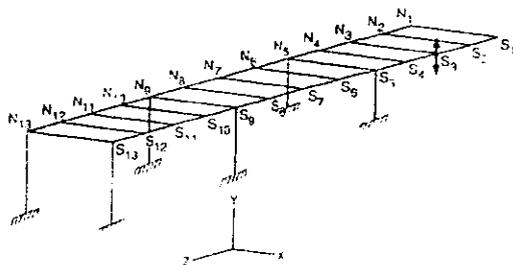


Fig. 3.7.1. Modelo de vigas de la estructura de un puente.

### 3.3.5 Elementos estructurales

Cualquiera que sea el tipo de modelo que se emplee para representar la estructura de un puente, se utilizan elementos para describir las características del comportamiento físico de elementos entre nodos, definidos en la discretización matemática de la estructura del puente. Los tres grupos de elementos estructurales, que generalmente se emplean en modelos de puentes son (1) elementos lineales, (2) placas y cascarones, y (3) sólidos. Los elementos lineales son de la forma de resortes, elementos viga y barra, empleados principalmente en modelos esqueléticos; las placas, cascarones y elementos sólidos se emplean en modelos de elementos finitos.

Los elementos en un modelo analítico están conectados a los nodos definidos en la discretización estructural y son compatibles con la localización de los desplazamientos incógnitas en las que interesa conocer la respuesta modal. Los diferentes tipos de elementos estructurales se presentan en la figura 3.8.1. Los elementos lineales se representan en la figura 3.8.1.(a) como un elemento viga, con seis grados de libertad en cada nodo (tres giros y tres desplazamientos). Un elemento bidimensional está representado en la figura 3.8.1.(b), con una discretización de cuatro a nueve nodos; mientras que la formulación de cuatro nodos en las esquinas es simple, un número grande elementos o discretización más refinada, con un número mayor de grados de libertad, es necesaria para vencer la limitada flexibilidad en estos elementos; la adición de nodos en el centro y a la mitad de los nodos de las esquinas proveen flexibilidad adicional al modelo; este tipo de elementos tiene sólo dos grados de libertad por nodo (dos desplazamientos). En la figura 3.8.1.(c) se representa un elemento placa; típicamente cada nodo tiene cinco grados de libertad en un elemento placa o cascarón (tres desplazamientos y dos giros). Finalmente, elementos sólidos tridimensionales se muestran esquemáticamente en la figura 3.8.1.(d), en donde se tienen tres grados de libertad por nodo (tres desplazamientos); al igual que en los elementos planos, se pueden emplear un número mayor de nodos de los que se necesitan para modelar cada elemento. Las caracterizaciones detalladas de estos elementos están mas allá del alcance de este trabajo y pueden encontrarse en la literatura de análisis estructural general y teoría del elemento finito (Hughes, 1987).

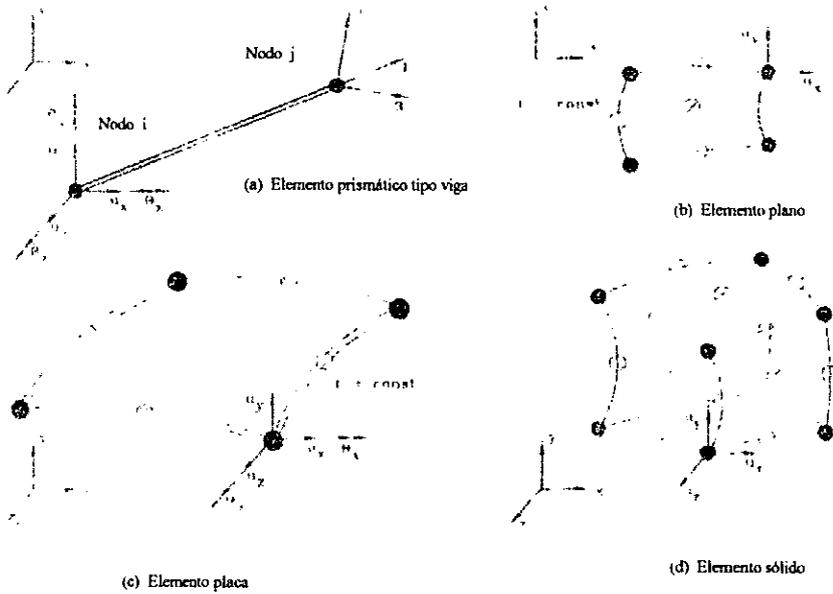


Fig. 3.8.1. Algunos tipos de elementos que se emplean en el modelaje de puentes.

### 3.3.6 Modelaje de los componentes de la estructura de puentes

En el modelaje de puentes es necesario tomar en cuenta factores tales como: (1) geometría y caracterización efectivas de miembros, (2) definición adecuada de detalles de apoyo y conexiones, y (3) efectos de cargas permanentes y participación de masas. En la mayoría de los puentes, por definición, la longitud grande de los claros, les permite ser considerados como estructuras rectas, donde la longitud del claro  $L$  entre apoyos es mayor que el ancho  $B$  o el espesor  $D$  de la superestructura, como se muestra en la figura 3.9.1. Para el análisis de un puente no es necesario un modelo tridimensional de la superestructura con elementos finitos empleando elementos placa o elementos sólidos; más bien, modelos más simples son suficientes, siempre y cuando estos representen las características de rigidez efectiva y distribución de masa (Farrar *et al*, 1998).

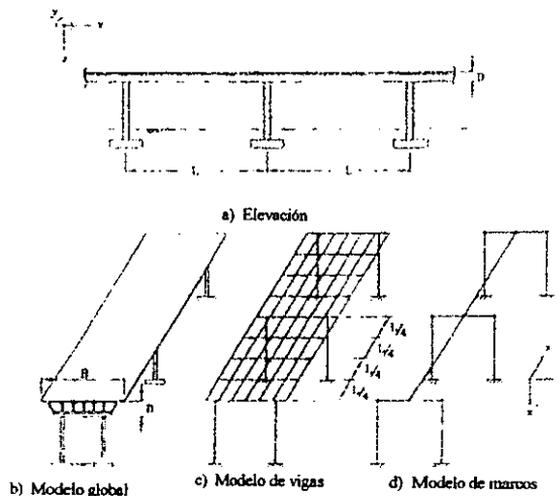


Fig. 3.9.1. Modelos que representan la superestructura de un puente.

En muchos casos, la superestructura de un puente, debido a su rigidez en el plano, puede suponerse que tiene un movimiento de cuerpo rígido bajo la acción de fuerzas sísmicas, y el problema entero del modelaje se reduce a representar la rigidez de los apoyos mediante restricciones en la geometría simulando la rigidez de la superestructura; donde la flexibilidad vertical de la superestructura reduce la unión con las columnas y apoyos.

En casos donde la superestructura no puede considerarse rígida (como por ejemplo, puentes largos y angostos), la superestructura puede ser modelada como una retícula de vigas como se muestra en la figura 3.9.1.(c) o simulando una columna vertebral o espina con elementos tipo viga a lo largo del centro de gravedad de la sección transversal a todo lo largo de la longitud del puente, como se muestra en la figura 3.9.1.(d); Las propiedades equivalentes para los miembros de la 'columna vertebral' necesitan ser calculadas, las cuales representarán la rigidez efectiva de la superestructura.

Un modelo del tipo espina o 'columna vertebral' con uniones rígidas en los apoyos no representa adecuadamente la distribución de las cargas gravitacionales hacia las columnas y candeleros, dado que, típicamente, en este tipo de modelos las cargas se aplican a lo largo del eje de la espina.

Un modelo tipo retícula bidimensional es capaz de tomar en cuenta estos efectos, siempre y cuando, se coloque una distribución suficiente de elementos tipo viga para que las cargas aplicadas sean distribuidas a todos los nodos en el área de la losa del puente. La rigidez torsional total de la superestructura se distribuye entre todos los elementos longitudinales. La distribución y caracterización de los elementos transversales tienen, como regla general, el siguiente procedimiento: la distribución de las vigas transversales debe hacerse colocándolas, al menos, al centro y a cuartos de la longitud entre cada claro y sus propiedades deben ser equivalentes y representar el comportamiento transversal a flexión de la superestructura.

Se puede obtener un incremento en la rigidez transversal en lugares donde se presenten diafragmas en la superestructura, estos diafragmas se modelan con una retícula de vigas con características derivadas de secciones T o I y un ancho efectivo de la losa para cada una de ellas. Sólo en casos donde se necesite una detallada cuantificación del nivel de esfuerzos, se requerirá del empleo de elementos tipo placa; éstos elementos para modelar la superestructura son más importantes para evaluar las líneas de influencia y distribución de cargas que para evaluar la respuesta sísmica.

### 3.4 Descripción del puente estudiado

En el presente trabajo se modeló la estructura de un puente de acero al que se le impusieron cuatro estados de daño controlado midiéndose sus características dinámicas para cada uno de ellos. El puente se localizaba sobre el río Grande en Albuquerque, Nuevo México, EUA; antes de su demolición, se llevaron a cabo pruebas de daño controlado y se midieron sus características modales. Los detalles completos de su instrumentación y programas de pruebas las describen Farrar *et al*, 1994. La estructura estaba formada por dos travesaños armados de acero de 3.05 m de peralte, y tres tramos independientes apoyados sobre pilas. Los dos tramos extremos tenían una longitud de 39.9 m y el central de 49 m (figura 3.10.1.a). La losa de la calzada de concreto era de 17.8 cm de espesor y 13.30 m de ancho (figura 3.10.1.b).

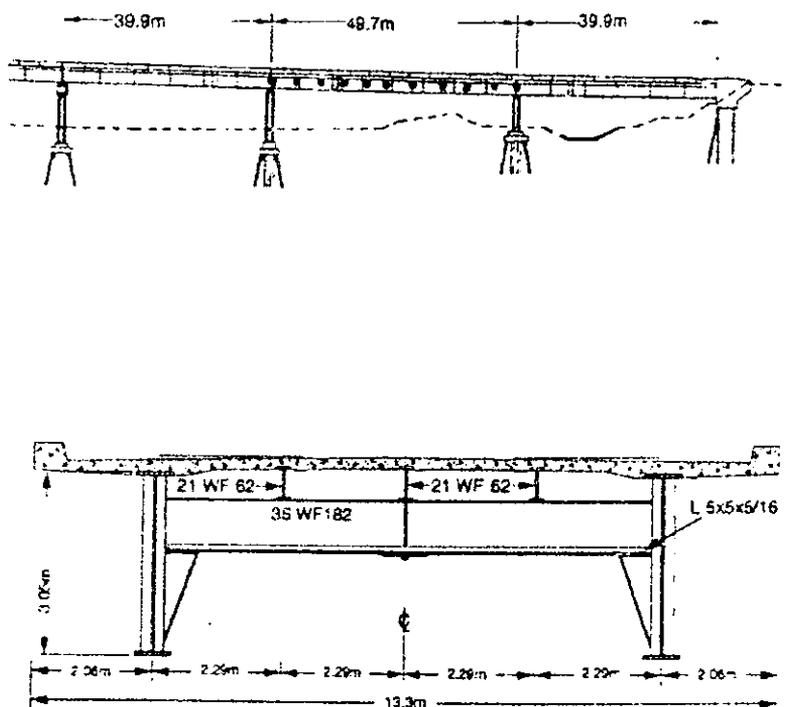


Fig. 3.10.1. Estructura del puente estudiado.

Con esta información se elaboraron tres modelos del puente, empleando para su efecto el programa de análisis estructural SAP90. Para calibrar el mejor modelo se procedió de la siguiente manera: se contaba los datos de pruebas de vibración ambiental realizadas en el puente, de ahí se extrajeron los modos de vibrar. El primero fue modelado considerando exclusivamente la participación de las vigas de acero; en el segundo se tomó en cuenta la participación de la losa considerando vigas de

sección compuesta. y; en el tercero se consideró a la losa modelándola con elementos finitos tipo placa.

Lo anterior se hizo para obtener el modelo que mejor representaba las características de la respuesta de la estructura, y se realizó correlacionando (empleando los métodos descritos en el capítulo 2) los modos de vibrar de la estructura real con los modos de vibrar obtenidos del análisis del modelo analítico; los resultados de este procedimiento se presentan en el siguiente capítulo.

Para poder realizar la correlación entre los modos medidos (estructura real) y los calculados (modelo analítico) se procedió a normalizar ambos contra el valor máximo de cada vector modal. Cabe hacer mención que para poder hacer la correlación se interpolaron los valores obtenidos del modelo analítico para que coincidieran con la localización de los puntos de medición de la estructura real, esto obedeciendo a que si en el modelo mismo se introducían grados de libertad en esos puntos los resultados cambiaban de valor abruptamente debido al cambio en la rigidez, provocado por longitudes muy pequeñas, la localización de éstos puntos se observan en la figura 3.10.3.

Una vez obtenida una correlación razonable (en función de los parámetros de los métodos empleados) y calibrado el modelo a emplear, se procedió a representar el daño inducido en la estructura. El daño que se le indujo al puente simula una grieta producida por fatiga como las que se han observado en puentes de vigas de acero. Este tipo de grietas son producto de la flexión del alma fuera de su plano y usualmente principian en las uniones soldadas del alma o en los soportes de las vigas de piso. Se indujeron cuatro niveles de daño en la mitad del claro de la viga principal central; el daño fue introducido realizando varios cortes con soplete en el alma y patín de la viga. Como referencia, al estado original de la estructura sin daño se le denomina estado D0.

El primer nivel de daño, denominado D1, consistió en un corte de 61 cm de longitud y 10 mm de ancho en el alma de la trabe, al centro del peralte. A continuación, este corte se siguió hasta la base del alma para producir el segundo estado de daño D2. En el tercer estado de daño, D3, se cortó la mitad de ambos patines por debajo del corte del alma de la trabe. Finalmente, se cortó el patín completamente, dejando un peralte del alma de tan solo 1.22 m, dando lugar al estado de daño D4. En la figura 3.10.2. se muestran los estados de daño de la trabe, su ubicación dentro de la estructura aparece en la figura 3.10.3.

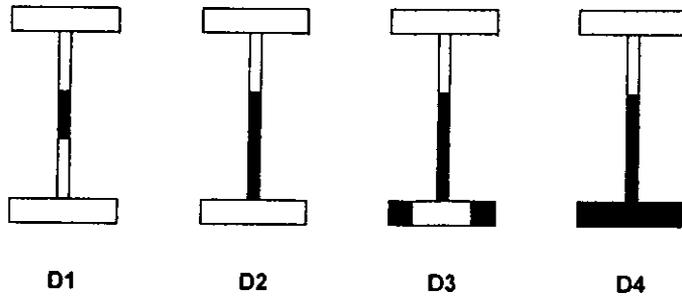


Fig. 3.10.2. Estados de daño inducidos a la trabe de la estructura.

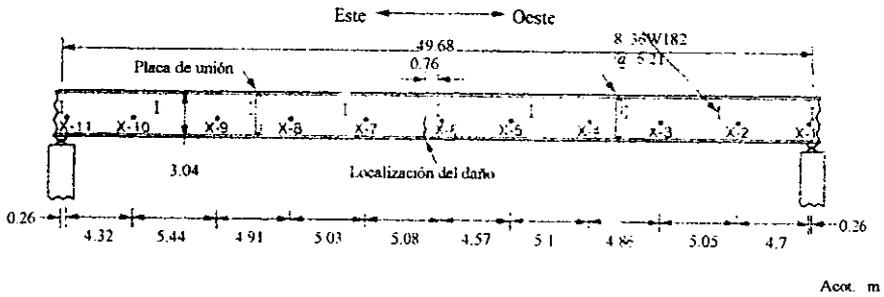


Fig. 3.10.3. Localización de los puntos de medición y del daño inducido del puente estudiado.

Este daño se indujo en los tres modelos anteriormente descritos, dado que los tres son del tipo esquelético (empleándose para su formulación elementos tipo viga) el procedimiento que se siguió para representar los cuatro estados de daño fue el siguiente: con la sección transversal de cada elemento dañado, se procedió a calcular las propiedades geométricas resultantes de cada corte realizado a la trabe, al cambiar las propiedades (tales como el área y el momento de inercia) la rigidez del elemento se ve alterada.

Una vez más, se procedió a correlacionar los modos de vibrar calculados con los medidos. Calibrados los modelos, el siguiente paso fue correlacionar los modos calculados de los modelos, para comprobar la efectividad de estos métodos para la detección de daño; los resultados se presentan en el siguiente capítulo.

## RESULTADOS

### 4.1 Ajuste de Modelos

En este trabajo se calibró el modelo de la estructura del puente; se elaboró un modelo con base en la geometría de la estructura, representada en la figura 3.10.1., y con los vectores modales, de los tres primeros modos, que se reportan de una prueba de vibración ambiental (Farrar *et al*, 1994). Se realizaron tres modelos analíticos del puente: el primero, está elaborado con elementos viga, considera sólo las vigas de acero. El segundo, también elaborado con elementos viga, toma en cuenta la acción de la losa de calzada considerando una viga de sección compuesta (acero - concreto). El tercero, elaborado con elementos viga para representar las vigas de acero y con elementos placa para representar a la losa.

En la tabla 4.1.1. se presentan los valores de los periodos de vibrar, tanto de la estructura, como de los tres modelos; se presentan también las diferencias relativas entre los periodos calculados y los de la estructura real. En esta tabla se aprecia, que el tercer modelo es el que presenta las menores discrepancias.

MODO	PERIODO DE VIBRACIÓN (s)				ERROR RELATIVO ENTRE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN (%)		
	Estructura	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
1: Flexión	0.403	0.403	0.403	0.403	0	0	0
2: Torsión	0.337	0.403	0.400	0.396	16.1	15.5	14.8
3: Flexión	0.285	0.266	0.263	0.266	7.1	8.5	7.1
4: Flexión	0.245	0.266	0.261	0.263	8.0	6.1	7.1
5: Torsión	0.239	0.226	0.218	0.226	5.8	9.5	5.7
6: Torsión	0.215	0.226	0.217	0.225	4.6	0.8	4.3
Diferencia promedio	-	-	-	-	6.9	6.7	6.5

Tabla 4.1.1. Periodos de vibración de los modelos

Estos resultados muestran una idea clara del modelo a emplear, pero se confirmó utilizando los métodos descritos en el capítulo 2, los que se encargan de obtener la correlación a nivel de vectores (MAC e IMAC); empleados por Deger, 1994 para validar modelos analíticos de puentes. En la figura 4.1.2. se presentan los resultados obtenidos. En ella se puede apreciar que, para los dos métodos (en términos del error relativo en porcentaje), el modelo 2 presenta mayores discrepancias para el segundo modo; mientras que aunque son parecidos el primero y el tercer modelo, el IMAC detecta errores mayores para el tercer modo.

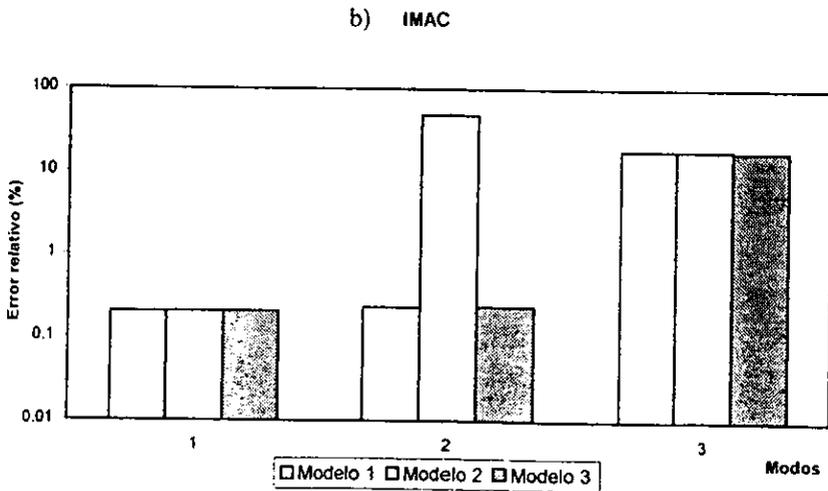
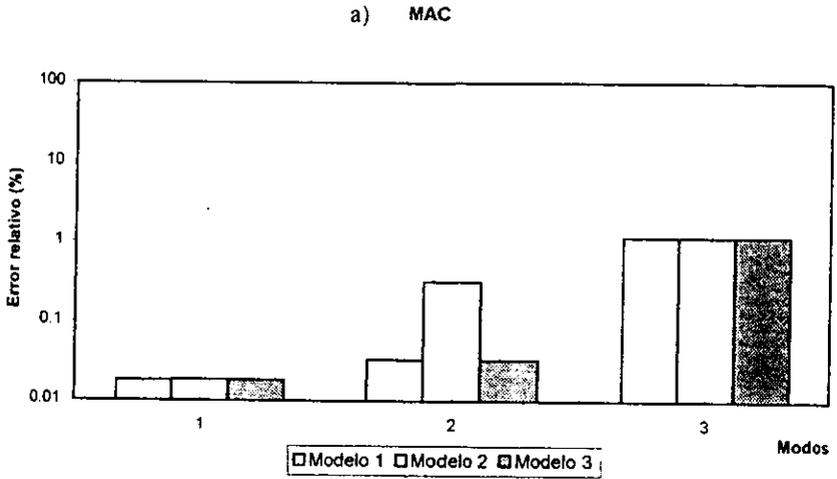


Fig. 4.1.2. Error relativo en % de los modelos del puente utilizando los criterios MAC e IMAC

En la figura 4.1.3. se presentan los resultados obtenidos con los criterios que calculan la correlación entre los grados de libertad, el CoMAC y el ECoMAC. En el caso del CoMAC, se presentan en el eje horizontal los puntos de medición y en el eje vertical el valor absoluto del error relativo en porcentaje; y se puede apreciar que en el punto 1, para el modelo 3, se tiene un error mayor del 50%; mientras que para los otros dos modelos se presenta un error máximo en el punto 10 que alcanza apenas el 2%.

En el caso del ECoMAC, sigue mostrando una tendencia similar para el modelo 2, ya que en el punto 1, este modelo presenta la mayor discrepancia entre los tres modelos (que es del orden del 2%). En los demás puntos no existe una diferencia significativa entre los modelos y el error mayor que se registra es del orden del 3% (punto 10 de medición).

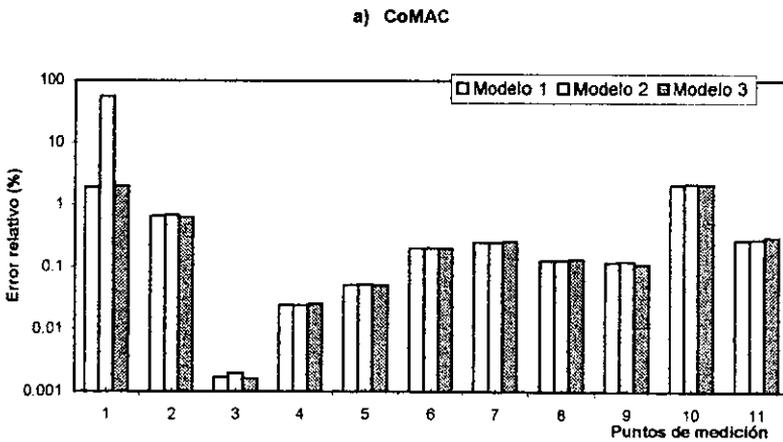


Fig. 4.1.3.a Error relativo en % de los modelos del puente utilizando el criterio CoMAC

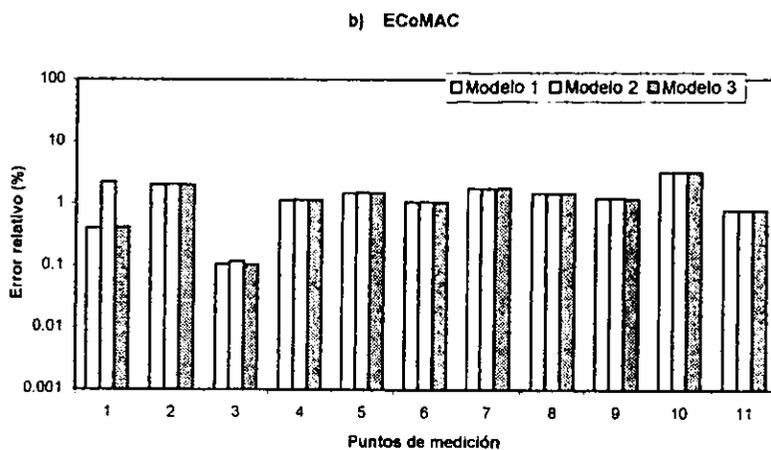


Fig. 4.1.3.b Error relativo en % de los modelos del puente utilizando el criterio ECoMAC

Con base en los resultados expuestos se eligió al modelo 3, para emplearlo en la detección de daño. Los resultados antes mencionados, muestran la correlación para los estados sin daño; aunque también, este mismo procedimiento se aplicó para cada uno de los cuatro estados de daño.

## 4.2 Detección de daño

Se presentan los resultados obtenidos al aplicar los métodos de correlación modal para los marcos de Biggs (modelos de cortante y de flexión), en el marco STC y en la estructura del puente. Con los modelos analizados y los vectores modales, se aplican los métodos de correlación modal descritos en el capítulo 2 y se realizó el siguiente procedimiento. Primeramente se emplean los métodos que correlacionan vectores (métodos MAC, IMAC y POC), después se emplearon los métodos que correlacionan a los grados de libertad (métodos CoMAC y ECoMAC), que para el caso de marcos son los entrepisos y para el caso de la estructura del puente son los puntos de medición.

### 4.2.1 Modelo de cortante de Biggs

En la tabla 4.2.1.1 se presentan los periodos de vibración de cada modelo.

MODELO	PERIODO (s.)		
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Biggs	0.754	0.260	0.178
B1	0.998	0.277	0.179
B2	0.844	0.309	0.190
B3	0.766	0.309	0.209
B4	1.059	0.348	0.190
B5	1.004	0.326	0.214
B6	0.855	0.329	0.249
B7	1.551	0.376	0.190
B8	1.518	0.338	0.216
B9	1.104	0.371	0.271
B10	1.249	0.456	0.195
B11	1.031	0.469	0.229
B12	0.898	0.437	0.283

Tabla 4.2.1.1 Periodos de vibración de los casos estudiados para el modelo de cortante de Biggs

Con el fin de hacer más evidentes los resultados obtenidos se presentan gráficas en las cuales se emplea un índice definido como error relativo. En las figuras 4.2.1.2. a la 4.2.1.4., se presentan, en el eje horizontal el número de modo de vibrar, y en el vertical, el valor absoluto del error relativo (en porcentaje) detectado en con los métodos MAC, IMAC y POC. Cada una de las figuras corresponde a un término de la diagonal de la matriz de correlación obtenida de la aplicación de los métodos, que miden la correlación entre los tres vectores modales calculados.

En estas gráficas se presentan los doce casos de daño estudiados. En ellas se puede observar cuál modo de vibrar es el más afectado, para cada uno de los casos de daño.

Para el criterio MAC, figura 4.2.1.2., para el primer modo el caso más severo es el B9, para el segundo y tercer modo es el B12; y se tiene el tercer modo el valor máximo es 46% de error. En el criterio IMAC, figura 4.2.1.3., para el primer el caso más severo es el B9, para el segundo modo es el B12 y para el tercero es el B11; y se tiene al segundo modo como el más afectado con un 76% de error. Para el POC, figura 4.2.1.4., se tiene para el primer al B9 como el caso más severo, para el segundo y tercer modo se tiene al caso B11 como el más severo; y el segundo y tercer modo resultan ser los afectados con un error de cerca del 80%. Estos criterios sirven para identificar a los casos de daño más severos, entre ellos.

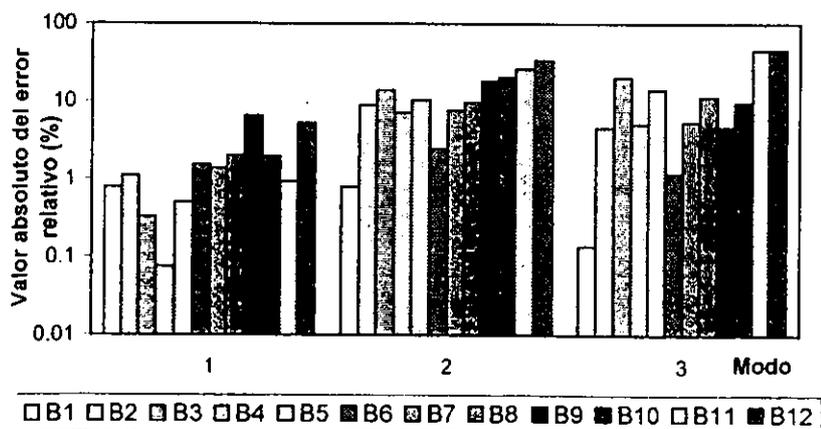


Fig. 4.2.1.2. Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio MAC.

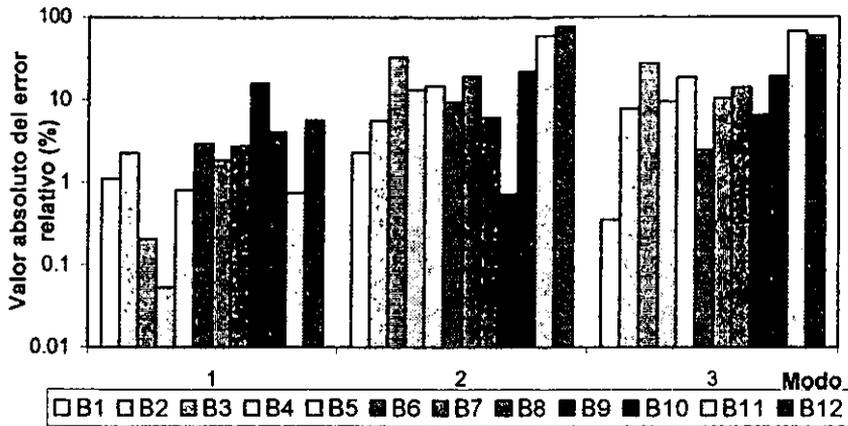


Fig. 4.2.1.3. Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio IMAC.

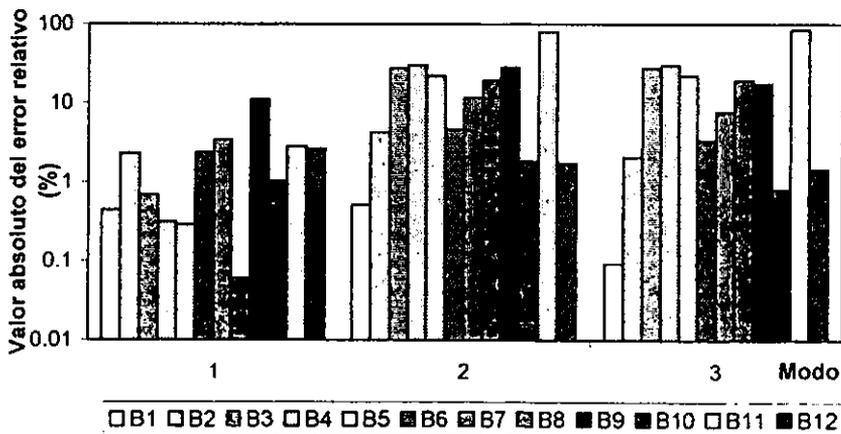


Fig. 4.2.1.4. Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio POC.

En las figuras 4.2.1.5. y 4.2.1.6. se presentan los resultados, como errores relativos para cada uno de los entrepisos del marco, de los criterios CoMAC y ECoMAC. En ellas, en el eje horizontal se presentan los valores absolutos del error relativo (en porcentaje) y en el eje vertical los entrepisos del marco; a diferencia de los métodos anteriores, éstos dos proporcionan información sobre la detección de daño en cada uno de los entrepisos. En estas gráficas se puede apreciar qué entrepiso se detecta como el más dañado.

El método CoMAC detecta adecuadamente los casos B3, B5, B7, B8 y B11; para los cuales identifica los entrepisos con daño (aunque no en todos los casos se refleja el porcentaje de daño entre uno y otro) y muestra que el modelo con el daño más severo, cualitativamente, es el caso B12. El método ECoMAC detecta adecuadamente los casos B1, B3, B5, B8 y B11 y muestra que, cualitativamente, el caso con el daño más severo es el B11.

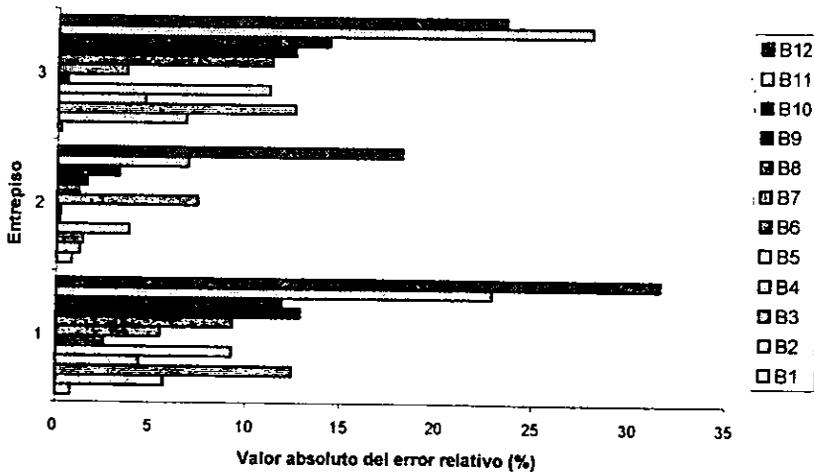


Fig. 4.2.1.5 Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio CoMAC

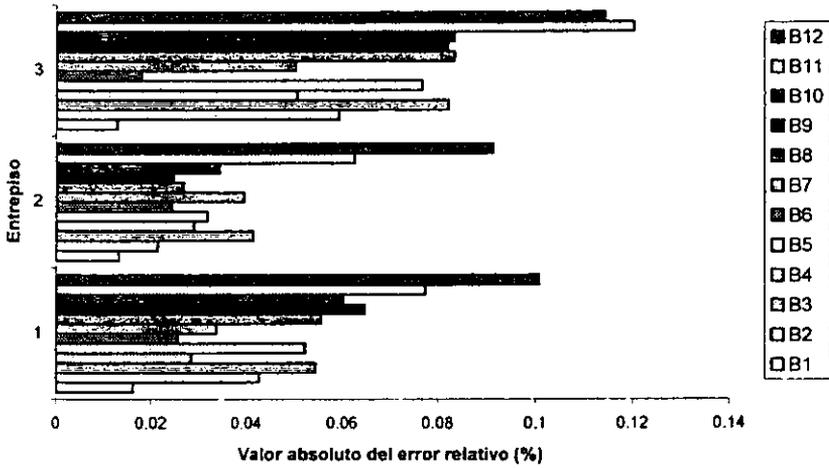


Fig. 4.2.1.6 Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio ECoMAC

## 4.2.2 Modelo de flexión de Biggs

De manera similar que para el modelo de cortante, se presentan los doce casos estudiados descritos anteriormente, en la tabla 4.2.2.1 se presentan los periodos de vibración de los doce modelos estudiados (con daño simulado) y el modelo sin daño.

MODELO	PERIODO (s)		
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Biggs	0.815	0.273	0.182
B1	1.043	0.294	0.184
B2	0.894	0.313	0.200
B3	0.827	0.321	0.208
B4	1.099	0.352	0.201
B5	1.050	0.341	0.214
B6	0.905	0.337	0.249
B7	1.577	0.385	0.202
B8	1.546	0.358	0.218
B9	1.128	0.377	0.278
B10	1.273	0.453	0.211
B11	1.076	0.474	0.231
B12	0.944	0.444	0.278

Tabla 4.2.2.1 Periodos de vibración de los casos estudiados para el modelo de flexión de Biggs

En las figuras 4.2.2.1 a la 4.2.2.3 se presentan los resultados obtenidos con los criterios MAC, IMAC y POC.

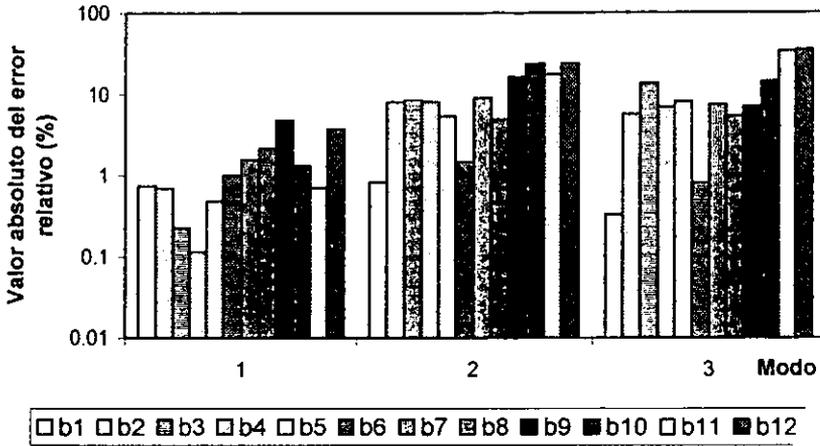


Fig. 4.2.2.1 Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio MAC

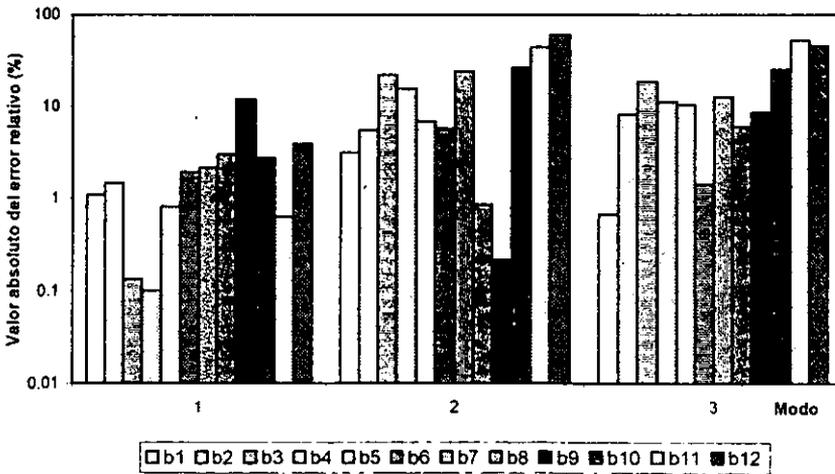


Fig. 4.2.2.2 Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio IMAC

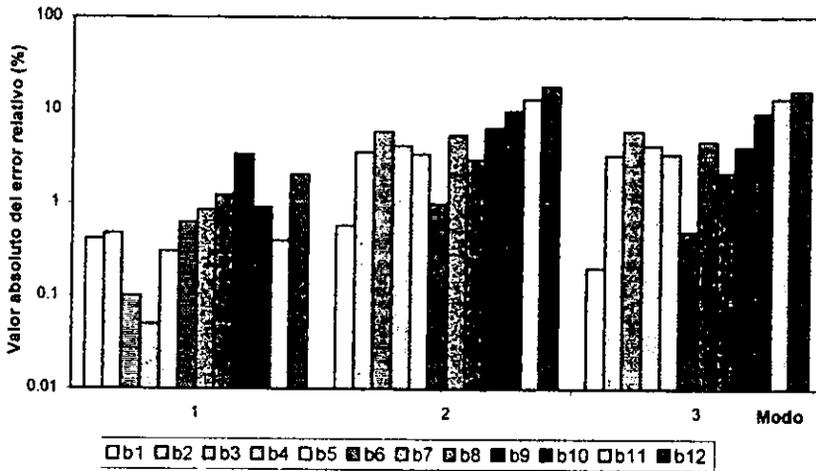


Fig. 4.2.2.3 Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio POC

En estas figuras se aprecia que para el criterio MAC, en el primer modo del caso B9 es el más afectado, para el segundo modo presenta al B10 como el mas afectado y para el tercer modo al caso B12; siendo en este modo y caso donde se presenta el mayor error relativo. Para el IMAC, en el primer modo presenta el caso B9 como el mas afectado, para el segundo modo el B12 y en el tercer modo el B11: teniendo al segundo modo con el valor máximo con un 60% de error relativo. Para el POC, el caso B9 es el más afectado en el primer modo, y el B12 en los modos dos y tres, con un error máximo de 18% en el segundo modo. Estos resultados muestran que el segundo modo es el más afectado con el tipo de daño inducido.

En las figuras 4.2.2.4 y 4.2.2.5 se presentan los resultados del CoMAC y ECoMAC, respectivamente. El método CoMAC detecta adecuadamente los casos B5, B7, B8 y B11; detectando al caso B12 como el caso más severo, en proporción con los otros. El método ECoMAC detecta el daño adecuadamente en los casos B1, B3, B5, B8 y B11; registrando al B11 como al caso más severo, proporcionalmente entre los demás casos. En estas figuras se aprecia en qué entepiso se presenta el mayor daño.

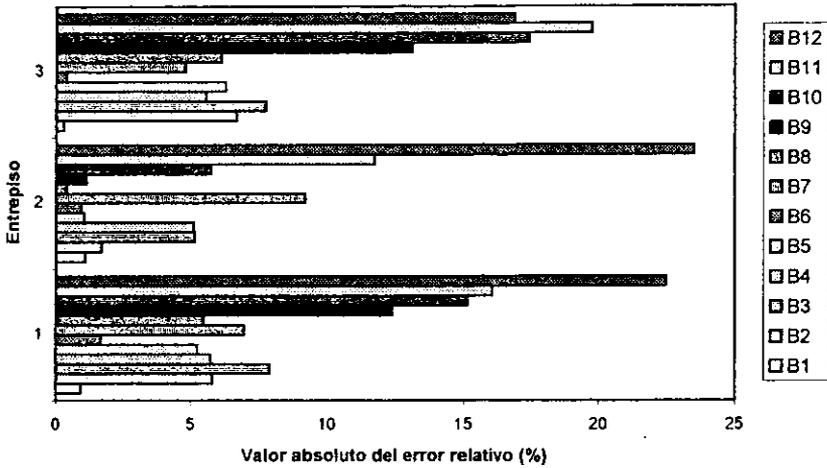


Fig. 4.2.2.3. Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio CoMAC

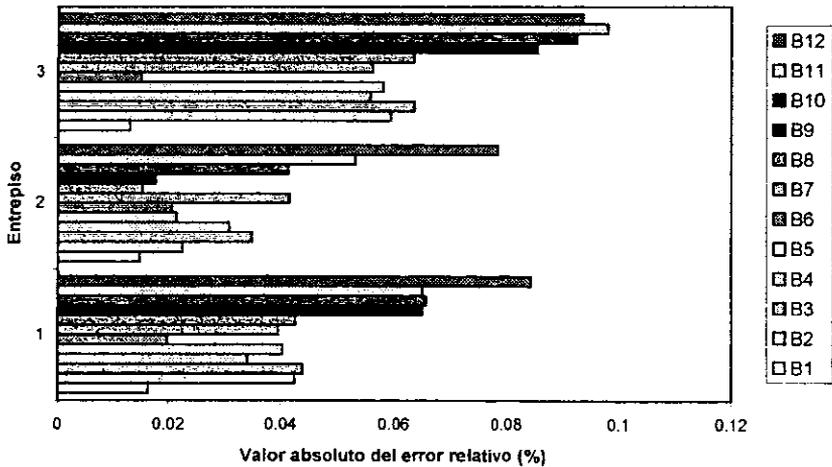


Fig. 4.2.2.4 Error relativo en % de los doce casos de daño utilizando el criterio ECoMAC

## 4.2.3 Marco STC

Se estudiaron 8 casos de daño (STC1 a STC8), el daño fue simulado como pérdida de rigidez en los elementos (columnas y traveses de distintos entrepisos). Para llevar a cabo la detección de daño se emplearon los cuatro primeros modos de vibración; en la tabla 4.2.3.1, se presentan los periodos de vibración de los modelos con y sin daño (STC0).

Modelo	PERIODOS DE VIBRACIÓN (s.)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
STC0	1.672	0.568	0.320	0.217
STC1	1.695	0.581	0.327	0.222
STC2	1.854	0.613	0.337	0.229
STC3	1.701	0.577	0.325	0.220
STC4	1.723	0.582	0.326	0.222
STC5	1.739	0.604	0.338	0.234
STC6	1.674	0.573	0.324	0.219
STC7	1.683	0.569	0.324	0.217
STC8	1.816	0.599	0.344	0.234

Tabla 4.2.3.1 Periodos de vibración de los casos estudiados para el modelo de STC

A continuación se presentan los resultados obtenidos al aplicar los métodos de correlación modal. En las figuras 4.2.3.1 a la 4.2.3.3 se presentan los resultados de los métodos MAC, IMAC y POC, respectivamente. En estas gráficas se observa que para todos los modos (y para los tres métodos) los casos STCC2 y STCC8 son los mejor detectados. Los métodos MAC y POC reportan errores máximos (errores relativos) del orden del 6% y 3% respectivamente, mientras que el IMAC reporta errores del orden del 50%.

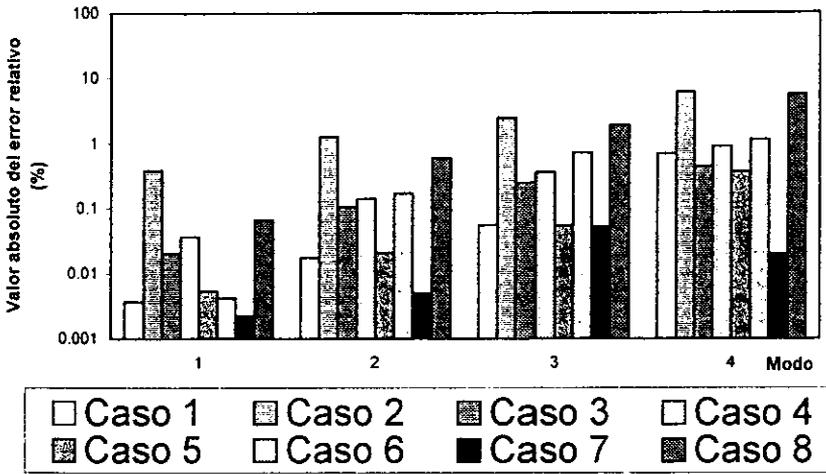


Fig. 4.2.3.1 Error relativo en % de los ocho casos de daño utilizando el criterio MAC

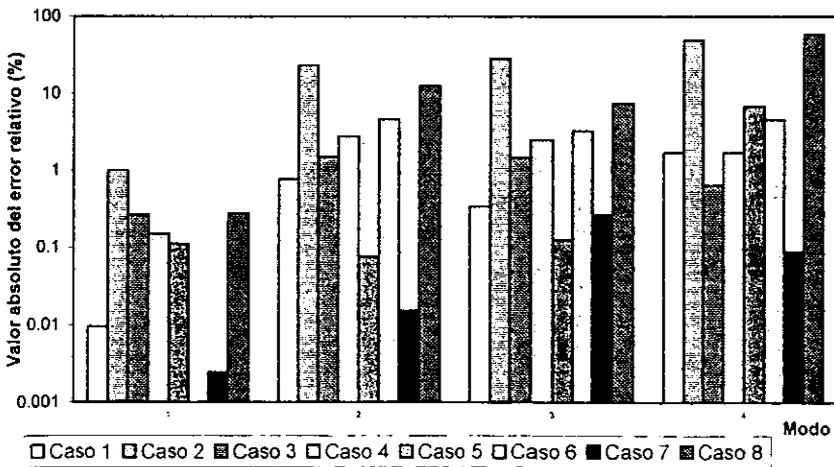


Fig. 4.2.3.2 Error relativo en % de los ocho casos de daño utilizando el criterio IMAC

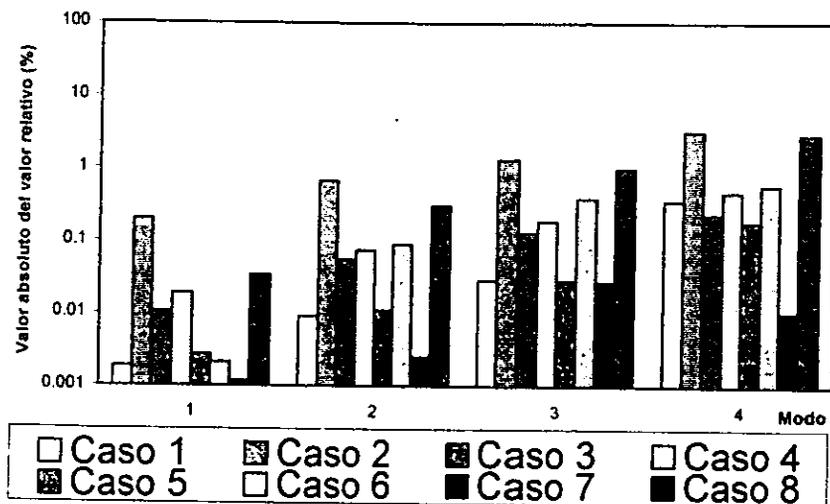


Fig. 4.2.3.3. Error relativo en % de los ocho casos de daño utilizando el criterio POC

En las figuras 4.2.3.4 y 4.2.3.5 se muestran los resultados obtenidos para los métodos CoMAC y ECoMAC, respectivamente. El criterio CoMAC considera a los casos STCC2 y STCC8 como los más severos. En el caso del ECoMAC, detecta adecuadamente los casos STCC2, STCC3, STCC4, STCC7 y STCC8, reportando a los casos STCC2 y STCC8 como los más severos.

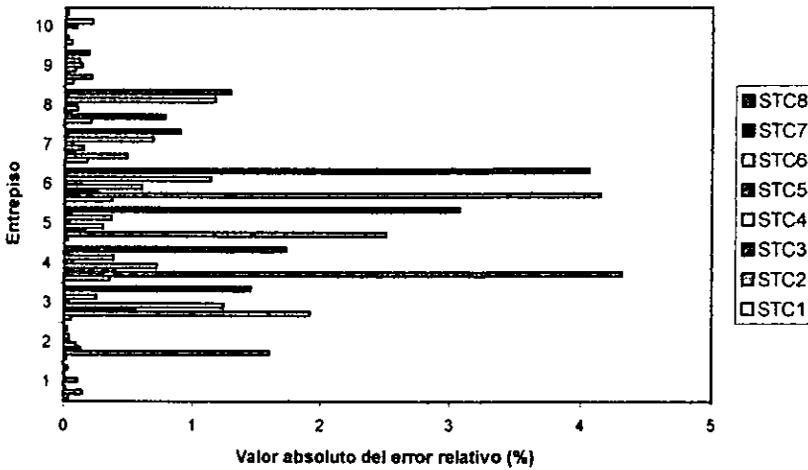


Fig. 4.2.3.4 Error relativo en % de los ocho casos de daño utilizando el criterio CoMAC

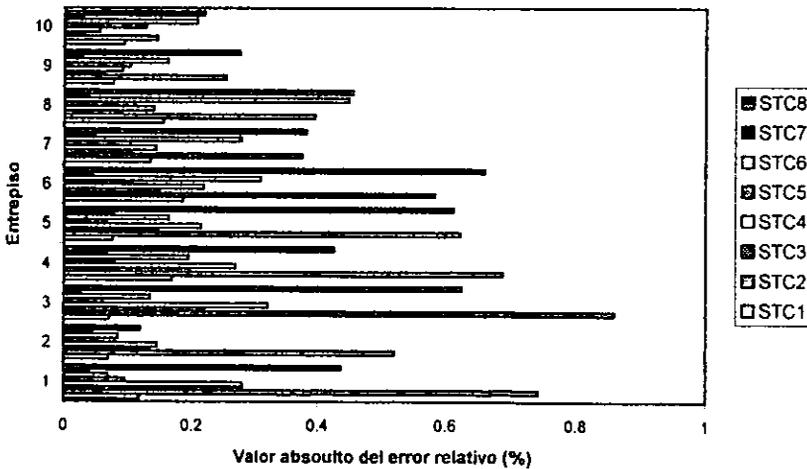


Fig. 4.2.3.5 Error relativo en % de los ocho casos de daño utilizando el criterio ECoMAC

#### 4.2.4 Modelo de un puente

Una vez validado el modelo analítico, descrito en la primera parte de este capítulo, se procedió a emplearlo para detectar daño simulado y controlado en él. Se utilizaron los tres primeros modos de vibrar para llevar a cabo el procedimiento. En la figura 4.2.4.1 se presenta el modelo analítico empleado y los puntos de referencia (grados de libertad que se tomaron en cuenta para la correlación); El daño se simuló cerca del punto 4.

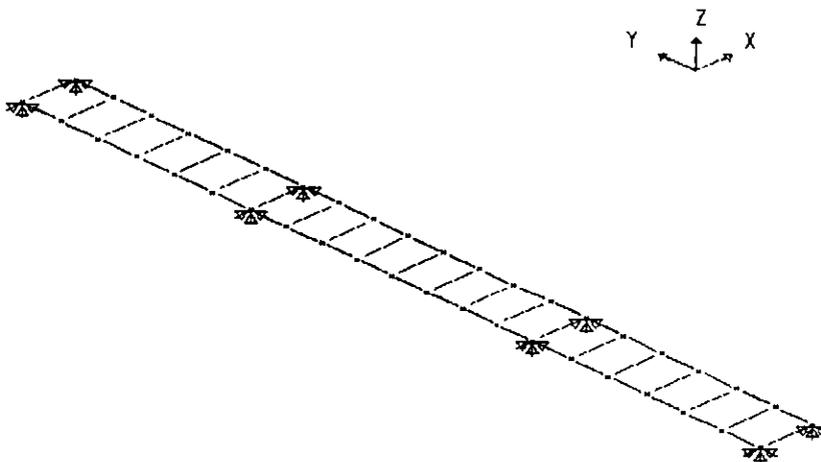


Fig. 4.2.4.1 Modelo de elementos finitos estudiado.

En las figuras 4.2.4.3 a la 4.2.4.5 se presentan los resultados obtenidos con los métodos MAC, IMAC y POC, respectivamente. En las que se observa que para los tres métodos el daño más severo es el D4 en los tres modos de vibrar.

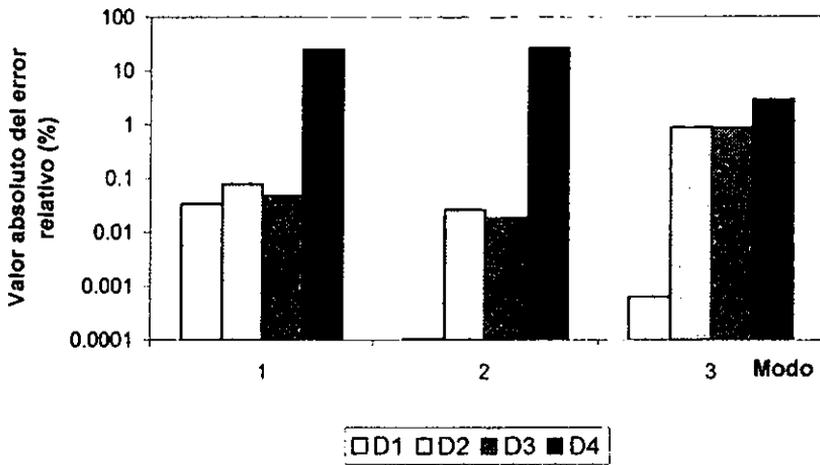


Fig. 4.2.4.3 Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio MAC

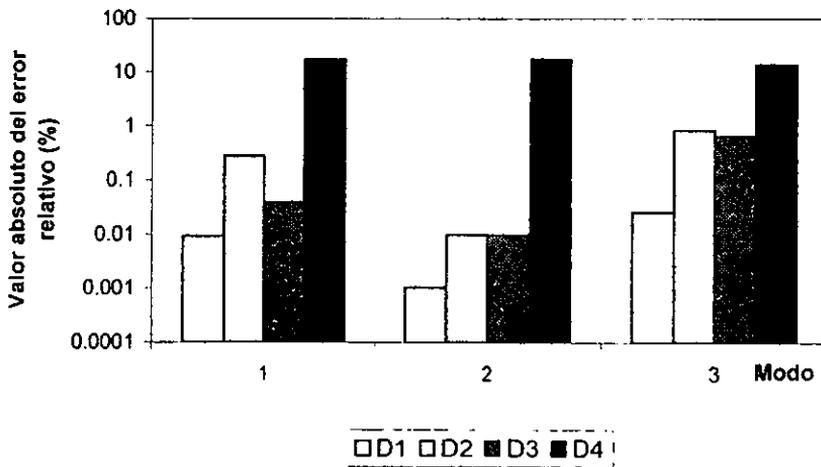


Fig. 4.2.4.4 Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio IMAC

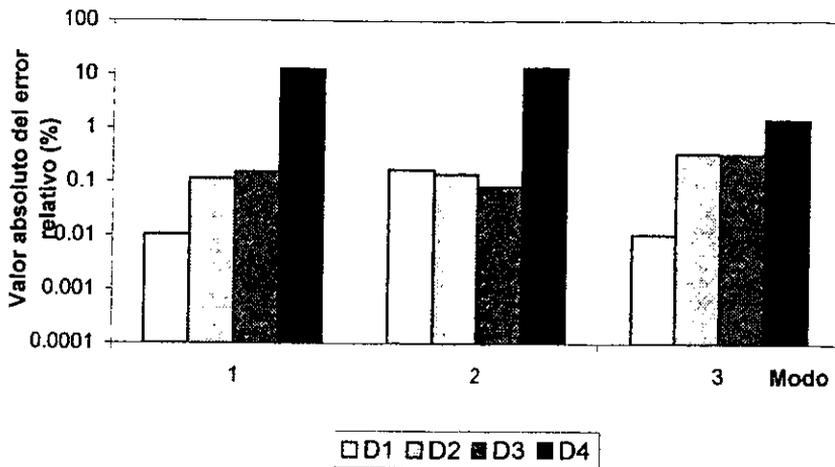


Fig. 4.2.4.5 Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio POC

Para los métodos CoMAC y ECoMAC, se presentan gráficas para cada estado de daño en las figuras 4.2.4.5 y 4.2.4.6. Para el CoMAC se puede observar que para el caso D1, detecta el daño cerca del punto 5, para el D2 detecta el punto 1 y el punto 5, para el D3 detecta el daño en el punto 5 y para el caso D4 detecta el daño en el punto 4. Cabe recordar que el daño se localiza cerca del punto 4. Para el caso del ECoMAC, detecta el punto 5 como el dañado para el caso D1, pero para los demás casos detecta el daño en el punto 4. A manera de comparación se presentan todos los casos, para los dos métodos en las figuras 4.2.4.7 y 4.2.4.8

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

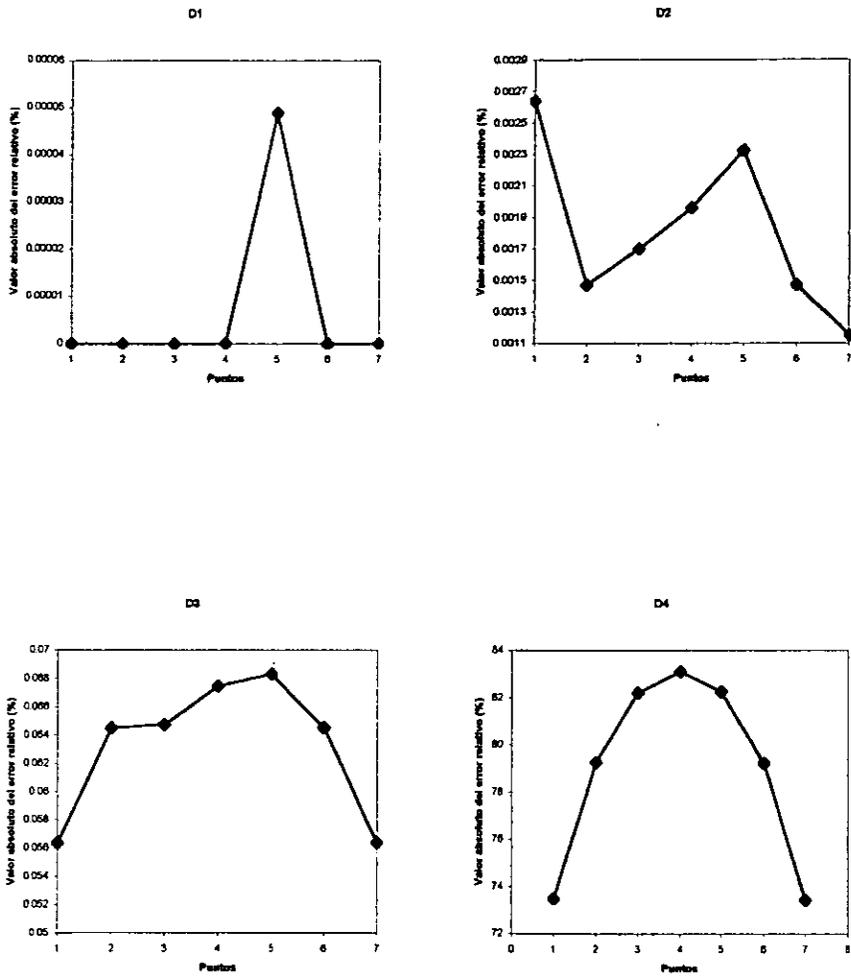


Fig. 4.2.4.5 Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio CoMAC

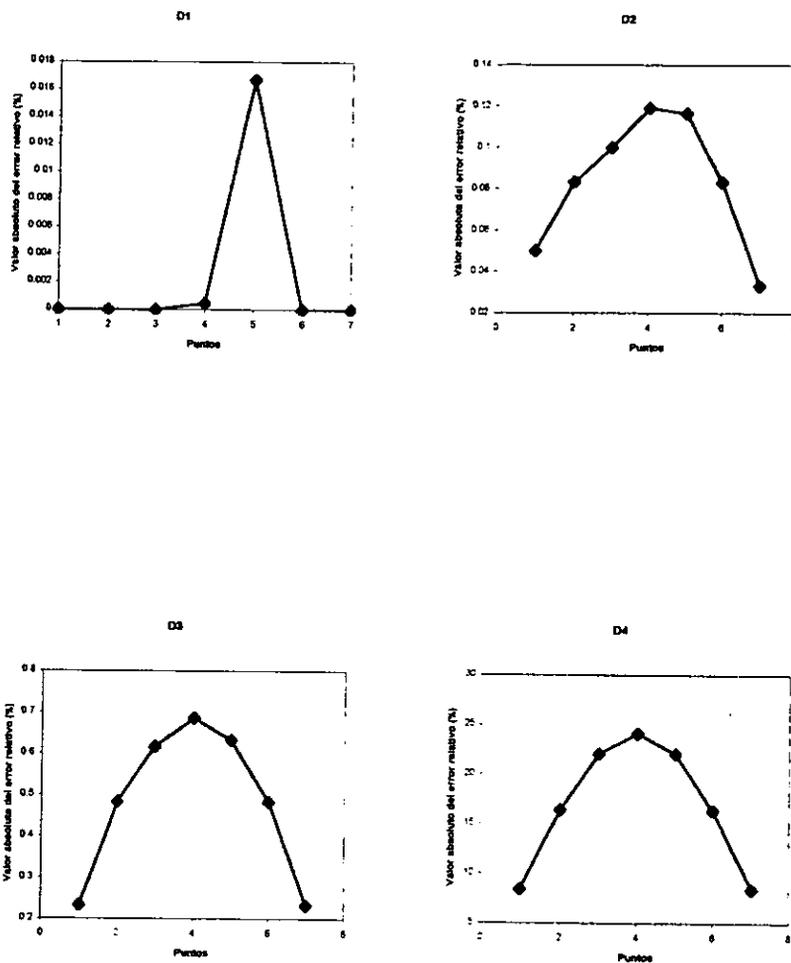


Fig. 4.2.4.6. Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio ECoMAC

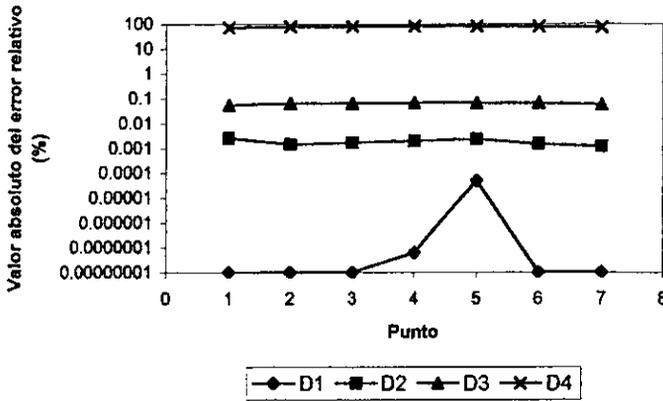


Fig. 4.2.4.7 Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio CoMAC a la misma escala

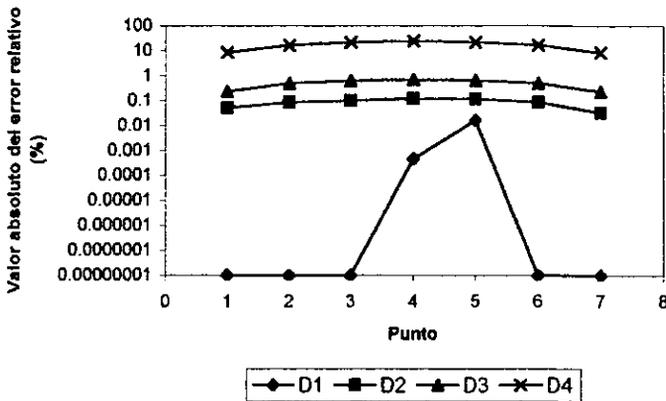


Fig. 4.2.4.8 Error relativo en % de los cuatro casos de daño utilizando el criterio ECoMAC a la misma escala

## Conclusiones y Recomendaciones

En este trabajo se emplearon distintos métodos de correlación modal para detectar daño estructural en marcos planos y en la estructura de un puente; el daño fue representado como pérdida de rigidez en los elementos. La metodología aquí presentada, dependiente de la información de parámetros modales (modos de vibrar de la estructura), presenta como limitación que no dan una medida cuantitativa de la magnitud del daño.

En aplicaciones reales, debido a que los parámetros son obtenidos a través de mediciones limitadas, y pocos modos son estimados, en este trabajo se emplearon solo los primeros modos de las estructuras estudiadas, a fin de intentar representar una visión más real del problema. Además, en la presencia de errores de modelación, casi inevitables, así como ruido en la información experimental, algunos modelos de la estructura erróneos podrían tener parámetros modales más cercanos a los estimados que el modelo real sujeto al estado de daño.

Este trabajo ha mostrado la aplicabilidad de éstos métodos, resumiéndose los resultados de esta forma. Para el caso del marco de Biggs, modelado como estructura de cortante, se aprecia que aunque los periodos de vibración cambian significativamente entre un estado de daño y el modelo sin daño, esto no es un parámetro para identificar la severidad del daño representado.

Los métodos MAC, IMAC y POC no son capaces de identificar a los casos de daño más severos (que son los que presentan daño en el primer entrepiso), los tres detectan al tercer modo como el más afectado. En el caso del CoMAC y del ECoMAC, en algunos casos son capaces de identificar al entrepiso más dañado, pero no son capaces de representar la magnitud del daño.

Lo anterior puede atribuirse a las características de una estructura de cortante, la formulación de la matriz de rigideces presenta una contribución para un grado de libertad en específico, por ejemplo para el primer piso, contribuye la rigidez del piso inferior y del superior; así que en este caso el daño que se detecta es indistinto para una columna por debajo o por arriba de ese nivel.

En el caso del mismo marco, pero modelado como estructura de flexión, los métodos MAC, IMAC y POC siguen sin ser capaces de detectar a los casos más severos; mientras que el CoMAC y el ECoMAC no se vuelven más sensibles, no detectan más casos correctamente. En este caso, también existe contribución de rigideces entre los entrepisos.

Para el caso del marco STC los resultados muestran que aunque los periodos de vibración no cambian tan abruptamente entre un estado sin daño y los estados con daño, lo cual no daría un parámetro para pensar en la existencia de daño (y en algunos casos severo) existe. Los métodos MAC, IMAC y POC son capaces de detectar a los casos más severos (los que presentan daño en los primeros niveles). Entre el CoMAC y el ECoMAC, el segundo es más sensible ya que detecta más casos de daño correctamente.

En este modelo se presenta la peculiaridad (a diferencia del marco de Biggs) de que el daño es simulado no solo en columnas, sino también en trabes. Y por la formulación en la contribución de rigideces, es un tanto difícil para los métodos (sobre todo aquellos que hacen la correlación por grado de libertad) identificar al entrepiso dañado; esto debido a que las masas se modelaron concentradas, los métodos consideran igual una trabe dañada en el piso o una columna dañada en el entrepiso inferior. Tendría que discretizarse la masa, tener información de más grados de libertad para ver si los métodos son capaces de identificar correctamente la localización del daño.

En cuanto a la estructura del puente, se validó un modelo empleando los métodos de correlación; ya que ésta parte revestía una importancia preponderante en el proceso completo de la detección de daño. El MAC y el IMAC muestran una buena correlación, con errores del orden del 2%, esto nos da una visión global de la exactitud de los modelos; mientras que el CoMAC y el ECoMAC presentan una visión punto por punto (grados de libertad). Para ningún método se presentaba una discrepancia mayor al 5%, por lo que se consideró adecuado el tercer modelo para representar a la estructura. Cabe hacer notar, que aunque, pudo haberse escogido un modelo más sencillo o más complicado que representara la respuesta del puente, se buscó uno que fuera sencillo, pero que a su vez, permitiera el modelaje del daño.

Para la detección de daño en este modelo, los métodos MAC, IMAC y POC son capaces de detectar daño desde el primer estado (D1), pero se hace completamente evidente hasta el cuarto estado (D4), sobre todo si revisan las magnitudes de los errores calculados. Los tres métodos detectan al segundo modo como el más afectado.

Esto es atribuible a que estos métodos efectúan la correlación de manera global (entre modos) y a que los modos dañados son muy parecidos a los modos sin daño. Estos métodos dependen directamente de la forma modal que se evalúe; para obtener resultados adecuados con estos métodos, es necesario que el daño afecte al modo medido.

En el caso del método CoMAC, este es capaz de detectar el daño correctamente hasta el último estado (D4); no así el ECoMAC que es capaz de detectarlo desde el segundo estado (D2). Además, este último método representa, cualitativamente, la diferencia en la severidad del daño (manifestándose en la magnitud del error calculado para cada estado de daño).

Los resultados de este trabajo están basados en pocos modos de vibración, los tres primeros para el marco de Biggs, cuatro para el marco STC y tres para el puente. En parte, para que sean más representativos los resultados de lo que se puede obtener en una estructura real, y además; porque en el proceso se emplearon más modos (10 para el marco STC y 6 para el puente), encontrándose que los resultados no se afectaban de manera significativa.

## REFERENCIAS

- Avitabile P. y Pechinsky F. (1996), ' Coordinate ortogonality check (CoRTHOG) ' Memorias, 12<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, pp 110-116, Hawai, EUA.
- Bendat J.S. y Piersol A.G. (1971), ' Random data: Variables and random processing ' Wiley Intercience, Nueva York, EUA.
- Bendat J.S. y Piersol A.G. (1980) ' Engineering aplications of correlation and spectral analysis ' Wiley Intercience , Nueva York, EUA.
- Biggs J. M., (1964) ' Introduction to Structural Dynamics ' Mc Graw Hill, Nueva York, EUA.
- Chopra, Anil K. (1995) ' Dynamics of Structures ' Prentice Hall, EUA.
- Clough, Ray W., Penzien J. (1993) ' Dynamics of structures ' McGraw Hill, Inc., EUA.
- Ewins D.J. (1984) ' Modal testing: Theory and Practice ' Research Studies Press, Ltd, Letchworth, Herfordshire, Inglaterra.
- Farrar C.R., Baker W.E., Bell T.M., Cone K.M., Darling T.W., Duffey T.A. (1994), ' Dynamic characterization and damage detection in the I-40 Bridge over the Rio Grande ' Los Alamos National Laboratory, Nuevo Mexico, EUA.

- 
- Hemez, F. M. and C. Farhat (1995) "Structural Damage Detection via a Finite Element Model Updating Methodology," *Modal Analysis: The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis* 10 (3), 152-166.
- Hunt D.L. (1992) ' Application of enhanced coordinate modal assurance criteria ' 10<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, California, EUA.
- Katafygiotis, L. S., and J.L., Beck, 1997. "Updating Structural Dynamic Models and their uncertainties – model identifiability." *J. Engineering Mechanics, ASCE*, in print.
- Lieven N.A.J. y Ewins D.J. (1988) ' Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (CoMAC) ' Memorias, 6<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics, Conecticut
- Mitchell L.D. (1998) ' Increasing the sensitivity of the modal assurance criteria (MAC) to small mode shape changes: the IMAC ' 16<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, California, EUA.
- Mottershead, J. E., and M.I. Friswell, 1993. 'Model Updating in Structural Dynamics: A Survey.' *Journal of Sound and Vibration*, 167(2) :347-375.
- Papadimitriou, C., 1997. "Structural damage detection using modal testa data" Proc. Int. Workshop on structural health monitoring. Samford CA.
- Stubbs, N., J. T. Kim, and C. R. Farrar (1995) "Field Verification of a Nondestructive Damage Localization and Severity Estimation Algorithm," *Proc. 13th International Modal Analysis Conference*, Nashville, TN (Bethel, Conn., USA: Society for Experimental Mechanics), pp. 210-218.
- Toksoy, T. and A. E. Aktan (1994) "Bridge-condition Assessment by Modal Flexibility," *Experimental Mechanics* 34, 271-278.

Vanik, M .W, 1997. "A Bayesian Probabilistic Approach to Structural Health Monitoring', ) EERL. Report, California Institute of Technology, Pasadena, California.