



Certificación ISO 9001:2008 ‡

Análisis de sensibilidad para la ubicación de sensores en estructuras

Miguel Ángel Pérez Cardozo Juan Antonio Quintana Rodríguez Francisco Javier Carrión Viramontes Andrés Hernández Guzmán Saúl Enrique Crespo Sánchez José Alfredo López López

> Publicación Técnica No. 349 Sanfandila, Qro. 2012

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Análisis de sensibilidad para la ubicación de sensores en estructuras

> Publicación Técnica No. 349 Sanfandila, Qro. 2012

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por el M. I. Miguel Ángel Pérez Cardozo, el Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez, el Dr. Francisco Javier Carrión Viramontes, el Ing. Andrés Hernández Guzmán, el M. C. Saúl Enrique Crespo Sánchez y el Dr. José Alfredo López López.

Se agradece la colaboración del Dr. Miguel Martínez Madrid, Coordinador de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por la revisión y las facilidades para la realización del presente trabajo.

Índice

Resumen		v
Abstract		vii
Resumen ej	ecutivo	ix
Capítulo 1	Introducción	1
Capítulo 2	Marco de referencia	5
2.1	Primeros puentes atirantados	5
2.2	Puentes atirantados modernos	6
2.3	Antecedentes del Puente Río Papaloapan	10
2.4	Esquema para el monitoreo del Puente Río Papaloapan	13
2.4.1	Alcance del monitoreo del Puente Río Papaloapan	13
2.4.2	Escenarios para el planteamiento del monitoreo	14
2.4.3	Justificación	15
Capítulo 3	Marco teórico	17
3.1	Detección de daño	17
3.2	Valores y vectores característicos	18
3.3	Normalización de vectores	19
3.4	Técnicas globales de detección de daño	20
3.5	Clasificación de las técnicas globales de detección de daño	20
3.5.1	Técnicas globales de nivel l	20
3.5.2	Técnicas globales de nivel II	21
3.5.2.1	Criterio de aseguramiento modal coordenado	21
3.5.2.2	Cambio en la forma de los modos de vibración	22
3.5.2.3	Cambio en la curvatura de los modos de vibración	22
3.5.2.4	Cambio en la pendiente de los modos de vibración	23
3.5.2.5	Cambio en el área de los modos de vibración	23

Capítulo 4	Análisis comparativo de métodos para la localización de daño estructural	25
4.1	Evaluación de criterio de aseguramiento modal coordenado	33
4.2	Evaluación de cambio en la forma de los modos de vibración	35
4.3	Evaluación de cambio en la curvatura de los modos de vibración	37
4.4	Evaluación de cambio en la pendiente de los modos de vibración	39
4.5	Evaluación de cambio en el área de los modos de vibración	41
4.6	Análisis comparativo de resultados del caso de estudio	43
Capítulo 5	Estudio experimental con una viga	45
5.1	Evaluación de criterio de aseguramiento modal coordenado	52
5.2	Evaluación de cambio en la forma de los modos de vibración	53
5.3	Evaluación de cambio en la curvatura de los modos de vibración	53
5.4	Evaluación de cambio en la pendiente de los modos de vibración	54
5.5	Evaluación de cambio en el área de los modos de vibración	54
5.6	Evaluación de resultados experimentales	55
Capítulo 6	Estudio de simulación para la detección de daño en el puente Río Papaloapan	57
6.1	Evaluación de criterio de aseguramiento modal coordenado	68
6.2	Evaluación del cambio en la forma de los modos de vibración	73
6.3	Evaluación del cambio en la curvatura de los modos de vibración	77
6.4	Resultados de las técnicas implementadas en el estudio del puente Río Papaloapan mediante MEF	84
Capítulo 7	Conclusiones	87
Bibliografía		89

Resumen

En este trabajo se analizan y evalúan las técnicas globales más comunes para identificar daño en estructuras, mismas que están basadas en la interpretación de las vibraciones mecánicas y de los cambios que muestran éstas. Con base en esto, se plantearon dos métodos innovadores que resultaron ser más efectivos para la detección de daño y se diseñó un procedimiento que sea aplicable para la evaluación estructural de un puente atirantado con monitoreo remoto.

Para determinar el arreglo experimental y la técnica de mayor sensibilidad se desarrollaron varias pruebas de simulación y experimentales. Para ello, se analizaron distintos tipos de daño y ubicaciones, y luego se evalúo la capacidad para detectar daño utilizando el criterio de aseguramiento modal coordenado, el cambio en la forma de los modos de vibración, el cambio en la curvatura de los modos de vibración, el cambio en la curvatura de los modos de vibración y el cambio en el área de los modos de vibración de cada una de ellas; siendo estas dos últimas las técnicas desarrolladas durante este trabajo de investigación.

Se encontró que la sensibilidad de las técnicas depende de la posición e incertidumbre de los sensores, la ubicación del daño y el ruido electrónico. De estudios de simulación y las pruebas experimentales se pudo concluir que todas las técnicas presentan mayor sensibilidad cuando se utilizan configuraciones de sensores por pares.

Una vez evaluadas las técnicas de detección de daño con los estudios de simulación por elemento finito y las pruebas controladas de laboratorio, se utilizó un modelo de elemento finito calibrado del puente Río Papaloapan para probar los métodos simulando un escenario de daño para un puente real.

Abstract

In this work, the most common global techniques for damage detection in structures, which are based on the interpretation of the mechanical vibrations and their changes, are analyzed and evaluated. Based on this, two innovative methods that are more effective for damage detection were proposed, and also an experimental procedure was designed to be used for the structural evaluation of a cable stayed bridge with remote monitoring.

To determine the experimental arrangement and technique with higher sensitivity, a set of simulation and experimental tests were designed. For that, different damage types and locations were analyzed, and the damage detection capacity was evaluated for the coordinate modal assurance criteria, the shape change of the vibration modes, the curvature change of the vibration modes, the slope change in the vibration modes, and for the area change in the vibration modes. The two latter techniques were developed during this research.

It was found that the sensitivity of the techniques depends on the position and uncertainty of the sensors, the location of the damage, and the electronic noise. From the simulation and experimental studies, it was concluded that all techniques have higher sensitivity when sensors arrays are in pairs.

After evaluating the damage detection techniques from the finite element simulation studies and the laboratory controlled tests, a calibrated finite element model of the Río Papaloapan Bridge was used to test the different methods by simulating a damage scenario in a real bridge.

Resumen ejecutivo

En los últimas décadas, el monitoreo remoto en tiempo real de las estructuras civiles ha cobrado particular importancia por ser una herramienta muy poderosa para garantizar la seguridad de los usuarios y de las estructuras, establecer esquemas más efectivos de mantenimiento preventivo, determinar la capacidad de carga y pronosticar el desempeño futuro de la estructura. Con esto, es posible incrementar la vida útil y los índices de servicio de las estructuras, con costos de operación y mantenimiento menores. Es en este contexto que en México, a través del Instituto Mexicano del Transporte y la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, se ha creado el Centro de Monitoreo de Puentes y Estructuras Inteligentes (CMPEI) para monitorear el comportamiento de las estructuras más importantes del país.

Para cumplir con sus objetivos, una de las capacidades medulares que debe tener el CMPEI, es la capacidad para analizar e interpretar oportunamente la información recabada por los múltiples sensores que estarán colocados en cada uno de los puentes. Esto abre la pauta a dos aspectos fundamentales; el primero, referente a la optimización del número de sensores, tipo y su ubicación para obtener del puente la información suficiente y necesaria para evaluar la integridad presente y futura de la estructura; y el segundo, la implementación de técnicas de inspección global capaces de generar índices de desempeño estructural a través del tiempo e identificar daño estructural de manera confiable.

Actualmente, las llamadas técnicas globales, son las únicas técnicas que pueden ser empleadas como métodos no destructivos para la inspección, detección y evaluación de daño en estructuras grandes, como son los puentes. Estas técnicas, se basan en la medición de las vibraciones mecánicas y su interpretación, para revelar cambios que pudieran estar asociados con alteraciones estructurales vinculadas con algún tipo de daño. Dentro de las técnicas globales, existen dos orientaciones fundamentales de exploración: la primera, basada en la medición de las respuestas dinámicas de alta frecuencia, para medir e interpretar la propagación de ondas flexionantes en las estructuras; mientras que la segunda, apoyada en los registros dinámicos de baja frecuencia, para realizar el análisis de los modos y frecuencias fundamentales de vibrar (Análisis Modal), y de ahí, esclarecer los parámetros dinámicos y estructurales más importantes.

Por ello es que el Instituto Mexicano del Transporte desarrolló esta investigación encaminada a determinar la sensibilidad de los métodos globales de baja frecuencia, considerando diferentes tipos de sensores y arreglos experimentales, para identificar aquellas que pudieran ser más adecuadas para el monitoreo estructural de puentes.

1 Introducción

Las estructuras civiles siempre han estado presentes en cualquier sociedad. Actualmente es difícil imaginar una comunidad humana sin edificios, carreteras, vías férreas, puentes, presas y/o cualquiera de las demás obras de ingeniería que distinguen la sociedad moderna.

También es un hecho que las estructuras actuales son más complejas, tanto en tamaño como en diseño, donde los nuevos conceptos y materiales son usados para construir obras de mayor magnitud, puentes más largos y/o construcciones más resistentes o durables. Más aún, actualmente las estructuras son parte importante de algún sistema integrado, como puede ser de comunicaciones o transporte, salud, educación, etc., y donde preservar la integridad de las estructuras equivale a mantener la integridad de los sistemas. Es por ello que la evaluación continua de las obras civiles se convierte en un tema de primordial importancia (Aktan y Grimmelsman, 1999).

El monitoreo estructural se define como un proceso cuyo objetivo es proporcionar, con precisión y a tiempo, información concerniente a la condición y desempeño de una estructura (Glisic e Inaudi, 2007). Una evaluación estructural se realiza para determinar la presencia de daño o deterioro y/o identificar condiciones anormales de operación en las estructuras civiles, lo que a su vez sirve para determinar la confiabilidad operacional y vida residual de las mismas (Aktan y Grimmelsman, 1999).

En el caso de puentes carreteros, una herramienta que antecede los sistemas de monitoreo estructural, son los sistemas de gestión que permiten organizar y sistematizar la información existente sobre los puentes y planear en forma consecuente las inspecciones y/o programas de conservación de los mismos. Así, en México, el primer sistema de administración de puentes, SIPUMEX, fue diseñado en 1990 con la finalidad de gestionar la información del inventario de puentes en la red federal de carreteras. A mediados de la década de los 90's, el Instituto Mexicano del Transporte diseñó un sistema de administración de puentes (SIAP) que considera la evaluación estructural a partir de pruebas dinámicas y el manejo de una base de datos más completa que incluye datos de diseño, especificaciones, planos, historiales de inspección, historiales de mantenimiento y archivos fotográficos (Carrión at al, 2006).

A pesar de los avances logrados en materia de información y tecnología computacional, a la fecha se reconoce que la utilidad de los sistemas de administración de puentes radica fundamentalmente en el manejo de información actualizada, confiable y completa (Carrión at al, 2006), lo cual se puede lograr con

programas regulares de monitoreo estructural y, en el caso de puentes especiales, monitoreo remoto en tiempo real.

Monitorear todos los puentes en México es prácticamente imposible, por lo cual, los primeros puentes considerados para su monitoreo son los que tienen mayor importancia en el país tomando en cuenta factores económicos, políticos, sociales, etc. Dentro de esta categoría se identifican los puentes Baluarte, Río Papaloapan, Mezcala, Quetzalapa, Dovalí Jaime, Tampico, Chiapas y el San Cristóbal. En especial, el puente Río Papaloapan tiene particular importancia por los problemas estructurales en los elementos de anclaje superior de los tirantes que se manifestaron como consecuencia de una falla ocurrida en el año 2000. Este puente se localiza en el kilómetro 85+980 de la autopista La Tinaja-Acayucan, en el Estado de Veracruz. Fue construido en el año 1994 y se puso en servicio en el año de 1995 bajo la administración de una empresa concesionaria. El puente es de tipo atirantado con una longitud total de 407.2 m y tiene 112 tirantes distribuidos en 4 torres con 8 semi-arpas, con 14 tirantes en cada semi-arpa (Carrión at al, 2006).

El éxito del monitoreo estructural depende en gran medida de la correcta interpretación de la información que se obtiene a través de los sensores. Es por ello que la selección del tipo de sensores, la ubicación de éstos, la configuración del sistema de adquisición de datos (frecuencia de monitoreo) y el postprocesamiento de datos, son fundamentales para obtener información suficiente, pero no excesiva, para poder identificar cambios que pudieran estar asociados con condiciones de daño o falla. Dada la gran cantidad de datos que se pueden obtener, es importante tener estrategias de análisis y reducción de datos para calcular indicadores de desempeño que sirvan, a largo plazo, para identificar variaciones críticas. Lo anterior no obsta la importancia de la información medida directamente, ya que es la que se emplea para calibrar modelos de simulación y en algunos algoritmos para identificación de daño. En todo caso, la configuración del sistema de sensores es fundamental y de éste depende la sensibilidad del sistema para identificar los potenciales problemas que pudieran llegar a presentarse en un determinado puente.

En lo que se refiere a la detección de daño estructural, existen diversas técnicas globales que se aplican para los diferentes niveles de detección. En particular, para este estudio se evalúan algunas técnicas de Nivel II, que corresponden a la detección y localización del daño, sin cuantificarlo ni determinar la capacidad estructural (ver sección 2.4 y 2.6).

Dentro de todo esto, un tema importante es determinar el número adecuado de sensores para un determinado puente, ya que un número elevado incrementa el costo de instrumentación y un número reducido pudiera resultar en un sistema poco efectivo. Según Farrar (2001), la mayoría de estudios reportados en el monitoreo estructural de puentes utilizan entre 15 y 50 sensores. Un caso extremo es el puente Tsing Ma, en Hong Kong; que ha sido instrumentado con 600

sensores a un costo aproximado de 16 millones de dólares (Farrar at al, p. 131-149, 2001).

Los beneficios de un puente monitoreado se deben reflejar en seguridad y vida útil; usando información proveniente del monitoreo, se puede actuar anticipadamente ante condiciones que pudieran poner en peligro la integridad de la estructura y que eviten catástrofes que, incluso, pudieran cobrar vidas humanas. Además puede haber ahorros económicos, debido a que, se puede diseñar un plan de mantenimiento preventivo que evite, en la mayoría de los escenarios, acciones de mantenimiento correctivo mayor, que son en general más costosos.

2 Marco de referencia

2.1 Primeros puentes atirantados

El diseño conceptual y la tecnología de los puentes atirantados se desarrollaron fundamentalmente a finales del siglo XIX para permitir la construcción de puentes con mayores claros y alturas, además de la estética y versatilidad arquitectónica que permiten (Carrión and al, 2005). Los cables atirantados fueron exitosamente adoptados en los Estados Unidos, por John Roebling (Chatterjee, 2003; Whitney, 2003 y Walther and al, 2003), para proporcionar rigidez y estabilidad dinámica en grandes claros; el primero de ellos fue el puente Trunk, que atraviesa el Niágara, abierto en 1885; luego el puente de Ohio en Cincinnati, inaugurado en 1867; y el más impresionante, el puente de Brooklyn (figura 2.1), en Nueva York, puesto en operación en 1883.



Figura 2.1 Puente de Brooklyn

El primer puente exitosamente soportado sólo por cables atirantados fue diseñado por Giscard en Francia, a finales de siglo XIX, quien desarrolló un sistema de triangulación con tirantes con un arreglo radial desde lo alto de las torres. Con esta técnica se eliminó la necesidad de la estructura del anclaje. Un ejemplo de este sistema fue el puente Cassagne (figura 2.2) con un claro central de 156 metros, construido en 1907.



Figura 2.2 Puente Cassagne

Le Cocq modificó el sistema de Giscard, transfiriendo las componentes horizontales de las fuerzas de los cables atirantados, a la rigidez de la viga; y construyó en 1925 el puente Lezardrieux (figura 2.3) sobre el río Trieux



Figura 2.3 Puente Lezardrieux

2.2 Puentes atirantados modernos

El primer puente moderno, soportado solamente por cables atirantados, es el Stromsund (figura 2.4) de Suecia (Whitney, 2003 y Chen y Duan, 1999), diseñado por Dischinger y construido por la compañía alemana Demag en 1955, con un tramo principal de 183 m y dos tramos a sus lados de 75 m.



Figura 2.4 Puente Stromsund

En Alemania, los puentes construidos sobre el río Rhin demandaron extensiones mayores a los 250 m. La confianza en los puentes de tipo atirantado y el desarrollo paralelo del sistema de plataforma de acero ortotrópica, que minimiza el peso de la plataforma, permitió la construcción de una serie de puentes económicos y visualmente estéticos. El puente Theodor Heuss (figura 2.5) abierto en 1957, cruza el río Rhin en Dusseldorf, tiene tres series de cables paralelos en cada torre y fijados en tres puntos a lo alto de la torre. Esto es lo que hoy se denomina la configuración de "arpa".



Figura 2.5 Puente Theodor Heuss

Otro puente atirantado sobre el río Rhin es el Severins (figura 2.6 y 2.7) en la ciudad de Colonia, abierto en 1960. Fue famoso por su torre en forma de A sobre un banco, a través del cual se construyeron dos extensiones desiguales flotantes de 302 m y 151 m, con tres pares de cables conectados en el ápice de la torre en ambos lados y arreglados en forma de abanico a lo largo de dos planos de cables inclinados, soportando dos plataformas rígidas. Una singular torre en forma de "A"

con cables fuera de su ápice para resistir los bordes de dos claros asimétricos. Este puente fue un logro tanto de ingeniería como arquitectónico.



Figura 2.6 Puente Severins



Figura 2.7 Puente Severins

El siguiente adelanto en los puentes atirantados se dio después de los años sesentas, con un sistema de múltiples tirantes por medio del cual un gran número de cables con diámetros pequeños fueron atados a las torres a diferentes alturas, en forma de arpa, de abanico o en forma mixta.

Este desarrollo simplificó tanto la construcción de los cables atirantados, que pudieron ser filamentos delgados, como las conexiones en sus extremos. Se redujo la rigidez de la viga y llegó a ser un miembro a compresión para resistir la componente horizontal de las tensiones en los tirantes.

Los criterios de diseño de la rigidez de la viga, fueron su resistencia a la deflexión en los planos horizontal y vertical, bajo cargas vivas.

El puente Friedrich Ebert (figura 2.8 y 2.9), en Bonn, Alemania y que cruza el río Rhin, fue el primero construido con múltiples cables y cuya construcción se terminó en 1967. El puente tiene tres tramos de 120, 280 y 120 m y está sostenido por 80 cables atirantados en ambos lados de las torres; la rigidez de la viga tiene resistencia a la torsión en toda la extensión del puente.



Figura 2.8 Puente Friedrich Ebert



Figura 2.9 Cables del puente Friedrich Ebert

En 1974, en Hamburgo, se concluyó el puente Kohlbrand (figura 2.10 y 2.11) con un tramo de 325 m, y con dos torres en forma de "A", en cuyas partes superiores se anclaron los respectivos cables en dos planos inclinados, con forma de arpa modificada, conocida también como semi-arpa.



Figura 2.10 Puente Kohlbrand



Figura 2.11 Torres en forma de "A" en puente Kohlbrand

Los puentes atirantados prácticamente han suplantado todas las otras formas de puentes para tramos entre 200 y 500 m. Las ventajas que los puentes atirantados tienen con respecto a los colgantes de la misma longitud son que no requieren anclajes tan sólidos y su construcción es más simple, tienen mayor rigidez que un puente colgante. Los puentes atirantados de múltiples cables no tienen la simplicidad de los que son sostenidos por uno o dos tirantes y carecen de la elegancia clásica de los puentes colgantes, pero su perfil de una plataforma delgada sostenida por delgados cables en un patrón lineal desde una o dos torres altas, resulta una atracción muy llamativa.

2.3 Antecedentes del puente Río Papaloapan

En México existen varios puentes del tipo atirantado, como se muestra en la tabla 2.1, (Samayoa and al, 2006) y el puente Río Papaloapan está dentro de ellos. Su importancia estriba en que cruza el río con el mismo nombre y forma parte de la autopista que comunica el centro del país con el sureste. En este caso, el puente tiene 112 cables distribuidos en 8 semi-arpas, con 14 cables cada, en una la

configuración del tipo semi-arpa. Para fines de identificación, las semi-arpas fueron etiquetadas de la 1 a la 8 según se indica en la figura 2.16 y los cables fueron marcados del 1 al 14, iniciando del más corto al más largo (López and al, p. 69-78, 2009).

Puente	Estado	Longitud (m)	Inicio de operación
Tampico	Tamaulipas	360	1988
Mezcala	Guerrero	311	1993
Dovalí Jaime	Veracruz	288	1984
Quetzalapa	Guerrero	213	1993
Río Papaloapan	Veracruz	203	1995
Barranca El Zapote	Guerrero	176	1993
Barranca El Cañón	Guerrero	166	1993
Grijalva	Tabasco	116	2001

Tabla 2.1 Puentes atirantados en México



Figura 2.16 Vista frontal y superior del puente Río Papaloapan

Una de las particularidades del puente Río Papaloapan es el diseño único del sistema de anclaje superior de los cables, que fue desarrollado por Astiz (Astiz, p. 127-132, 1997) y consiste en una placa de acero que se une a los elementos con los que propiamente se sujetan los cables y que son identificados coloquialmente como botellas (figura 2.17).



Figura 2.17 Sistema de anclaje superior de los cables en el puente Río Papaloapan

Las botellas son elementos estructurales que tienen forma cilíndrica en un extremo y sección plana en el otro extremo. Se unen mediante soldadura a la placa por el extremo plano y, mediante rosca en el extremo cilíndrico, se sujetan al tirante mediante un capuchón de fijación (figura 2.17).

El 5 enero de 2000 ocurrió una falla en el dispositivo de soporte superior del anclaje (botella) del tirante número 11 de la semi-arpa 7 (Quintana, 2009). La fractura en la botella se registró en la zona cercana a la soldadura entre la placa y la parte plana de la botella y ocurrió bajo condiciones de operación normal, ya que no existen registros de sobrecarga o condiciones extraordinarias de operación o ambientales.

Se hicieron estudios para determinar la causa que originó la falla y se concluyó que el material constitutivo estaba estructuralmente deficiente (Aguirre y Carbajal, 2000; López y Poblano, 2000) por tener una gran cantidad de poros y defectos internos y, a su vez, no cumplía con todas las especificaciones mecánicas requeridas para este tipo de aplicación.

Ante esta situación, en el año 2003 se realizó una inspección no destructiva de las 111 botellas restantes en el puente, para identificar aquellas que pudieran tener características similares a la que falló en el año 2000 y que potencialmente podrían tener problemas en un futuro. Como resultado de la inspección, se detectaron 16 botellas estructuralmente deficientes y se propuso su remplazo. En 2008 se concluyeron las obras de sustitución de los 16 elementos de anclaje superior, más otros 4 clasificados como "en buen estado", para obtener datos directos para un estudio de confiabilidad para las 92 botellas restantes en el puente.

Como resultado del estudio de 2008, se concluyó que es necesario mantener un programa regular de inspección y evaluación en el puente, ya que aún existe riesgo de falla en un plazo de 30 años. Así, como consecuencia, se determinó que el puente es un candidato ideal para instalar un sistema de monitoreo remoto permanente.

2.4 Esquema para el monitoreo del Puente Río Papaloapan

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) tiene a su cargo aproximadamente 7700 puentes en la red federal de carreteras y para su conservación, cuenta con un sistema de gestión llamado "Sistema de Puentes en México" (SIPUMEX). La antigüedad promedio de los puentes en México rebasan los treinta y nueve años de vida, y la metodología que implementa SIPUMEX para dar el mantenimiento a los puentes está basada en inspecciones visuales por parte de técnicos especialistas. Estos técnicos otorgan una calificación al puente y dependiendo de esa calificación se toman acciones de mantenimiento correctivo para la estructura, sin embargo, no siempre los daños se pueden apreciar visualmente.

La metodología implementada por SIPUMEX es funcional, pero se puede mejorar y/o complementar con los avances tecnológicos que hoy en día están disponibles. El Centro de Monitoreo de Puentes y Estructuras Inteligentes (CMPEI) es una opción viable que está en proceso de implementarse en México, donde se usará tecnología para ser más eficientes en la administración de puentes, ya que, al recibir, analizar y procesar oportunamente información sobre la condición de los puentes instrumentados, se podrán tener respuestas inmediatas ante problemas relacionados a éstos. Cabe mencionar que, para que el CMPEI pueda cumplir adecuadamente con el objetivo antes mencionado, es necesario contar con metodologías de inspección, detección y evaluación de daño, así como, de una plataforma de investigación en estos temas para mejorar cada vez más los esquemas de evaluación de puentes.

Uno de los primeros puentes considerados por el CMPEI para su instrumentación es el puente Río Papaloapan, fundamentalmente por los antecedentes de la falla ocurrida en el año 2000 y los resultados de las inspecciones e investigaciones que se realizaron en los años 2003 y 2008. Adicionalmente, actualmente cuenta con información suficiente, incluyendo el modelo de elemento finito calibrado, realizar estudios más efectivos con los datos que se obtengan del monitoreo remoto.

Así, una vez planteada la intención de instrumentar el puente, el primer asunto que fue necesario analizar fue la selección del tipo de sensores y su ubicación, de manera tal que se pudiera obtener un balance razonable y económicamente viable entre el costo de instrumentación y la efectividad del sistema para detectar los daños más críticos que se pudieran presentar en el puente, siendo esto la principal motivación para este trabajo.

2.4.1 Alcance del monitoreo del Puente Río Papaloapan

En el monitoreo de estructuras existen muchos sensores que se pueden seleccionar; por ejemplo, mecánicamente puede haber sensores de esfuerzo, deformación, desplazamiento, vibraciones mecánicas, carga, etc., pero también puede haber sensores para otro tipo de variables físicas o químicas, tales como la

humedad, temperatura, pH, potencial de corrosión, permeabilidad del concreto, presencia de cloruros, etc.

Este trabajo se enfoca principalmente a los métodos globales de detección de daño, que operan fundamentalmente cuando el daño resultante afecta algunas de los parámetros estructurales que determinan el comportamiento dinámico de la estructura (masa, amortiguamiento o rigidez), sin importar la causa u origen del daño. Así, el tipo de sensores que se requieren en este caso son aquellos que miden el comportamiento dinámico estructural en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración o esfuerzos. En especial y por ser los más comúnmente empleados, en este estudio se utilizan sensores de aceleración o acelerómetros.

La ubicación de los sensores que se analiza, considera fundamentalmente daño en el tablero o en los tirantes del puente, sin embargo, esto se puede extender fácilmente con un mayor número de sensores, para detectar daño en cualquier parte del puente. Como se verá más adelante, la capacidad de detección de una configuración de sensores, depende mucho de la cercanía de estos con la ubicación del daño.

En cuanto a las distintas técnicas de evaluación para detectar daño, todas ellas se basan en el empleo de modelos de simulación y en la comparación de los resultados numéricos con los datos experimentales. En el caso del puente Río Papaloapan, las comparaciones se realizarán de resultados de simulación, tanto de la condición sin daño, como de la dañada.

2.4.2 Escenarios para el planteamiento del monitoreo

El empleo de técnicas globales de detección de daño sirve para identificar anormalidades que afectan el desempeño de una estructura. El daño, se refleja directa o indirectamente como un cambio de masa, rigidez y/o amortiguamiento de la propia estructura.

Para poder aplicar las técnicas, necesariamente se deben conocer dos estados de la estructura en análisis, un inicial considerando la estructura sin daño y otro posterior con daños estructurales. Al existir daño en la estructura, los sensores captan un cambio en la respuesta dinámica, la cual se puede asociar con la ubicación y magnitud del daño, dependiendo del algoritmo de análisis empelado.

La sensibilidad al cambio en la respuesta dinámica de la estructura está, en gran parte, influenciada por el arreglo de los sensores en la estructura; por lo tanto, una configuración capaz de detectar y ubicar eficazmente cualquier tipo de daño será la mejor para proponer en la práctica.

Para el caso del puente Río Papaloapan, se implementarán las técnicas de detección y localización de daño usando el modelo calibrado en EF. El modelo calibrado será considerado como la "estructura inicial" (sin daño) y después mediante la inducción de algún daño en el propio modelo inicial se podrá considerar como "la estructura con daño". De esta manera, se espera poder

establecer una configuración en la ubicación de los sensores que detecte y ubique eficazmente el daño inducido en el modelo de EF y con lo que se pueda proponer una configuración óptima de instrumentación en el puente real.

2.4.3 Justificación

Actualmente los puentes de la red federal de carreteras se inspeccionan de manera visual, lo cual no garantiza una detección de los problemas estructurales ocultos que pudiese haber. Por otro lado, actualmente se pueden aprovechar los desarrollos tecnológicos que existen para realizar una mejor inspección y evaluación de estas estructuras.

Así, las técnicas globales de detección de daño, dentro del proceso de monitoreo estructural, permitirán atender de una manera eficaz y oportuna los daños que se presenten en la estructura de puentes favoreciendo los siguientes aspectos:

- <u>Seguridad</u>: Proporcionar seguridad a los usuarios de los puentes. Al contar con información en tiempo real de la condición física de la estructura, especialmente en eventos atípicos como son los sismos, las rachas fuertes de viento, los desbordamiento de ríos y los accidentes provocados por los propios usuarios y que puedan llegar a afectar la integridad estructural del puente.
- <u>Conservación de la infraestructura</u>: Tener y administrar un registro histórico del comportamiento estructural del puente mediante índices de desempeño estructural, con los cuales se podrán identificar componentes vulnerables y plantear planes de mantenimiento preventivo eficaz y efectivo.
- <u>Operación</u>: El tránsito de vehículos sobre los puentes se puede vigilar y controlar utilizando el puente como un sistema dinámico de pesaje, mediante el cual se podrán detectar vehículos sobrecargados que violan los reglamentos de transporte. Al controlar las cargas excesivas en los puentes, su vida útil será mayor.

3 Marco teórico

3.1 Detección de daño

En términos generales, el daño puede ser definido como un cambio que se presentan en un sistema y que afecta negativamente su desempeño actual y futuro (Sohn and al, 2004). Implícitamente, en esta definición está el hecho de que, para detectar el daño, es indispensable poder hacer algún tipo de comparación entre dos diferentes estados del sistema, uno de ellos que se supone como la condición sin daño, y la otra, que representa la condición dañada del sistema.

Los daños en una estructura pueden tener su origen en cargas excesivas que sobrepasan los límites de carga para la cual la estructura fue diseñada, por el deterioro de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en la estructura o por el medio ambiente como en sismos, desbordamiento de ríos, huracanes, etc.

Actualmente, una manera no destructiva para detectar daño es mediante métodos experimentales tales como emisiones acústicas, ultrasonido, partículas magnéticas, radiografía, corrientes Eddy y métodos térmicos (Doherty, 1987). Sin embargo, todas estas técnicas experimentales son locales y necesitan del conocimiento *a priori* de la sección donde se está presentando el daño, además esa sección debe ser accesible para inspeccionarla.

Para el caso de detección de daño general, la comunidad aeroespacial empezó a estudiar métodos para la detección de daño basado en vibraciones durante la década de los 70's. Los objetivos fueron detectar deterioro por fatiga en componentes importantes, como son los paneles de fuselaje, por ejemplo.

La ingeniería civil, por su parte, ha estudiado la vibración para evaluar daño en estructuras de puentes desde principios de los 80's, mediante técnicas que examinan los parámetros estructurales como masa, rigidez y amortiguamiento. Estas técnicas se apoyan en la comparación de la respuesta dinámica del sistema, con la respuesta obtenida de un modelo dinámico, que puede ser representado por la ecuación 2.1 (Doyle, 1991).

$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \cdot \underbrace{\{u\}}_{u} + \begin{bmatrix} C \end{bmatrix} \cdot \underbrace{\{u\}}_{u} + \begin{bmatrix} K \end{bmatrix} \cdot \{u\} = \{F(t)\}$$

donde:

 $\{F(t)\}$ Fuerza en función del tiempo

3.1

- [M] Matriz masa estructural
- [C] Matriz amortiguamiento
- [K] Matriz rigidez
- $\{u\}$ Aceleración
- $\{u\}$ Velocidad
- {*u*} Desplazamiento

Debido a que los métodos globales de detección de daño se basan en el análisis modal, en este caso se considera la condición de oscilación libre. Además, por simplicidad demostrativa de los métodos, en este caso se consideran sistemas sin amortiguamiento, aunque en la práctica se debe incluir este parámetro para representar adecuadamente el sistema. Por lo anterior, el sistema queda finalmente expresado –matemáticamente- de la siguiente forma:

 $\begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K \end{bmatrix} \cdot \{u\} = \{0\}$

3.2

3.2 Valores y vectores característicos

Los valores y vectores característicos se conocen también como eigenvalores y eigenvectores. Estos valores y vectores característicos se utilizan en la solución de sistemas lineales de ecuaciones homogéneos que representan a problemas de ingeniería (Cruz, 2012).

Si se analiza el trabajo de las fuerzas elásticas en un sistema (ecuación 3.2), éste es igual a la energía elástica almacenada en el sistema y sólo puede tomar valores positivos o nulos, de aquí se deduce que la rigidez [K] es una matriz positiva y definida. Análogamente, puede estudiarse el trabajo realizado contra las fuerzas de inercia, que será igual a la energía cinética del sistema. Puesto que una energía cinética negativa o nula no tiene sentido cuando las velocidades son distintas de cero, la matriz de inercia [M] será positiva y definida también ^[21].

Estas propiedades de [K] y [M] permiten aplicar álgebra al siguiente problema de valores y vectores característicos generalizado (Pintor, 2012):

$$[K] \cdot \{\vec{\phi^i}\} = \lambda_i \cdot [M] \cdot \{\vec{\phi^i}\}$$
3.3

donde λ_i es el *i-ésimo* valor propio y $\{\phi^i\}$ el correspondiente vector propio asociado.

Si las matrices [*K*] y [*M*] son ambas positivas y definidas, en ningún caso habrá valores propios serán negativos y, por lo tanto, se tiene $\lambda_i = \omega_i^2$, donde $\omega_i^2 \le \omega_{i+1}^2$.

De esta forma, el problema de eigenvalores puede expresarse para todos los eigenvectores a la vez (Grossman, 2011):

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \vec{\phi} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \vec{\phi} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \omega^2 \end{bmatrix}$$
 3.4

donde $\{\vec{\phi}\}\$ es una matriz cuyas columnas son los vectores característicos (las amplitudes de los modos de vibración) y $\{\omega^2\}$ es una matriz diagonal cuyos elementos son los valores propios (las frecuencia naturales del sistema).

3.3 Normalización de vectores

Normalizar un vector consiste en asociarle un vector unitario, de la misma dirección y sentido que el vector dado, dividiendo cada componente del vector por su módulo:

$$\vec{U}_{\nu} = \frac{\vec{V}}{|\vec{V}|}$$
3.5

donde:

 $ec{U}_{ imes}$ representa el vector unitario relacionado al vector $ec{V}$.

Si $\vec{V} \in \mathbf{R}^n$, entonces el módulo del vector \vec{V} , denotada por $|\vec{V}|$ está dada por (Grossman, 2011):[:]

$$|\overrightarrow{V}| = \sqrt{\overrightarrow{V} \cdot \overrightarrow{V}}$$
 3.6

Si $\vec{V} = (x_1, x_2, ..., x_n),$

entonces $\vec{V} \cdot \vec{V} = x_1^2 + x_2^2 + ... x_n^2$

3.4 Técnicas globales de detección de daño

Las técnicas globales de detección de daño proporcionan información sobre la condición general de una estructura, sin que necesariamente determinen o localicen el daño, pero son capaces de proveer una puntuación global del comportamiento de la misma. El hecho de que estos métodos tengan un carácter global, implica que la instrumentación que utilizan para sus mediciones, sea distribuida por toda la estructura y que la información que se obtiene de ésta, únicamente tiene sentido si se analiza en su conjunto. Ejemplos de los métodos globales son las mediciones dinámicas, ya sea utilizando vibraciones mecánicas o propagación de ondas flexionantes (Carrión, 2002).

La idea básica de la evaluación estructural utilizando mediciones dinámicas, se fundamenta en la interpretación de las variaciones en los parámetros modales como son las frecuencias, las formas modales y los factores de amortiguamiento que, a su vez, son manifestación de algún cambio en una variable física de la estructura, como puede ser la masa, la rigidez o el amortiguamiento.

3.5 Clasificación de las técnicas globales de detección de daño

Una clasificación presentada por Rytter (1993), define 4 niveles de identificación de daño:

- Nivel I. Determina que existe daño en la estructura.
- Nivel II. Determina la ubicación geométrica del daño.
- Nivel III. Cuantifica la severidad del daño.
- Nivel IV. Predice la vida remanente de servicio de la estructura.

3.5.1 Técnicas globales de nivel I

Las técnicas Nivel I buscan calcular un índice que de manera inmediata identifique el daño en una estructura sin localizarlo ni evaluarlo. En este tipo se consideran fundamentalmente los índices basados en el cambio en las frecuencias naturales.

Las técnicas más sobresalientes son el criterio de aseguramiento modal (MAC, por sus siglas en inglés) y el factor de escala modal (MSF, por sus siglas en inglés).

En este trabajo, no resulta de mucha utilidad implementar técnicas de detección de daño Nivel I, dado que, lo que se pretende es encontrar coordenadas donde se presente el daño y para eso las técnicas apropiadas son las del Nivel II. La técnica del MAC es una investigación precedente a una técnica Nivel II llamada "Criterio de aseguramiento modal coordenado" (COMAC, por sus siglas en inglés).

3.5.2 Técnicas globales de nivel II

Los métodos de análisis para detectar daño al Nivel II, se basan en un análisis modal más completo, con una mayor instrumentación y utilizando varios valores y vectores característicos en forma simultánea.

El principio básico de estas técnicas, es asociar la ubicación geométrica del daño con las coordenadas del vector característico que presenta una mayor variación.

Las técnicas de daño Nivel II más usadas son el COMAC, el cambio en la forma de los modos de vibración y el cambio en la curvatura de los modos de vibración.

En este trabajo, se evalúan estas tres técnicas; además, se proponen dos maneras diferentes para evaluar y cuantificar el cambio en los modos de vibración. A estas formas se les denominó: Cambio en la pendiente de los modos de vibración y cambio en el área de los modos de vibración.

3.5.2.1 Criterio de aseguramiento modal coordenado

El criterio de aseguramiento modal coordenado (COMAC), es un criterio en el que en cada nodo se correlaciona linealmente la condición con daño y la condición inicial o sin daño (Lieven y Ewins, p. 690-695, 1988).

Similar a la técnica MAC, este criterio tiene valores de 1 cuando existe una correlación total que significa la ausencia de daño. En términos generales, este criterio identifica las variaciones más grandes que se presentan en los vectores característicos y asocia la localización del daño con las coordenadas del punto en el que se presentan dichas variaciones (Lieven y Ewins, p. 690-695, 1988).

$$COMAC(j) = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} \{\phi_0\}_i^j \{\phi_D\}_i^j\right)^2}{\sum_{i=1}^{N} \left[\{\phi_0\}_i^j\right]^2 \sum_{i=1}^{N} \left[\{\phi_D\}_i^j\right]^2}$$
3.7

donde:

 $\{\phi\}_{i}^{j}$ es el desplazamiento en el *j-ésimo* punto del *i-ésimo* modo, para las condiciones inicial $\{\phi_{0}\}_{i}^{j}$ y con daño $\{\phi_{D}\}_{i}^{j}$.

El superíndice "*N*", denota el número de los modos de vibración de la estructura implementados en la técnica.

3.5.2.2 Cambio en la forma de los modos de vibración

Al analizar los cambios en la forma de los modos de vibración (Salawu y Williams, p. 933. 1994; Fox, p. 522-528, 1992), se puede observar, mediante una comparación gráfica de los modos sin daño y con daño, la localización aproximada del elemento dañado.

Para la calificación del nivel de daño existen varios esquemas para definir un índice. Una forma directa es dada por la diferencia relativa de cambio $\{RD\}$, (Fox, p. 522-528, 1992).

$$\{RD\}_{i}^{j} = \frac{\{\phi_{0}\}_{i}^{j} - \{\phi_{D}\}_{i}^{j}}{\{\phi_{0}\}_{i}^{j}}$$
3.8

En donde la $\{\phi_0\}_i^j$ es la forma normalizada del *i-ésimo* modo dinámico en el *j-ésimo* punto de la estructura inicial sin daño, y $\{\phi_D\}_i^j$ es la forma normalizada del *i-ésimo* modo dinámico en *j-ésimo* punto de la estructura dañada.

Este método deduce que las máximas diferencias se presentan en la zona donde los nodos presentan daño, por lo tanto, una gráfica de la diferencia relativa de cambio de los valores medidos en cada posición mostrará la tendencia de variación significativa en estos nodos.

3.5.2.3 Cambio en la curvatura de los modos de vibración

Al ocurrir un cambio en la condición estructural, o al presentarse algún tipo de daño en sus elementos, el valor de rigidez en uno o varios de estos se ve reducido (Lieven y Ewins, p. 690-695, 1988). Esta rigidez es expresada en términos del valor del producto "*EI*", donde "*E*" es el módulo de elasticidad e "*I*" el momento de inercia del área de la sección transversal en el punto donde ocurre el daño. La reducción en el valor de "*EI*" incrementa en magnitud la curvatura en la sección afectada (Pandey and al, p. 321-332, 1991):

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$
 3.9

donde M es el momento de flexión en el mismo punto. Debido a que los cambios en curvatura son locales y dependen del grado de variación del término EI, los cambios en curvatura pueden ser empleados para detectar y localizar el daño.

La curvatura en general, se calcula a partir de los vectores característicos, aplicando un esquema de diferencias finitas de la siguiente manera (ecuación 3.10):
$$\{v_{ji}\}^{r} = \frac{2\left[\{\phi\}_{i}^{j+1} - \{\phi\}_{i}^{j}\right]}{h^{2}}$$
3.10

donde *h* es la distancia entre dos puntos instrumentados, $\{v_{ji}\}^r$ y ϕ_{ji} la curvatura y el desplazamiento en el punto *j* para el *i-ésimo* modo, respectivamente.

La diferencia absoluta en la curvatura de los diferentes modos para la condición con daño con respecto de la inicial, debe mostrar un máximo en la región donde éste se presenta (ecuación 3.11).

$$\Delta_{v''} = \frac{\left\{ v_{ji} \right\}_{0}^{"} - \left\{ v_{ji} \right\}_{D}^{"}}{\left\{ v_{ji} \right\}_{0}^{"}}$$
3.11

3.5.2.4 Cambio en la pendiente de los modos de vibración

Calculando analíticamente las pendientes de los modos de vibración y comparándolas respectivamente para una estructura sin daño y otra que esté dañada, se puede deducir que donde se presente una mayor diferencia es donde se presenta el daño (ecuación 3.12).

$$\{m_{ji}\} = \frac{\{\phi\}_{i}^{j+1} - \{\phi\}_{i}^{j}}{x_{2} - x_{1}}$$
3.12

donde:

 x_1 y x_2 son las distancias que hay entre dos puntos consecutivos e instrumentados de la estructura.

Los ϕ_{ji} son los valores característicos del punto *j* para el *i-ésimo* modo.

La fórmula para comparar las pendientes se expresa en la ecuación 3.13.

$$\Delta_m = \frac{\left\{m_{ji}\right\}_0 - \left\{m_{ji}\right\}_D}{\left\{m_{ji}\right\}_0}$$
3.13

Cambio en el área de los modos de vibración 3.5.2.5

El área bajo la curva de los modos de vibración se puede aproximar mediante el cálculo de áreas delimitadas por las coordenadas de puntos instrumentados en la estructura. Comparando el área bajo la curva de la estructura que presenta daño y el área bajo la curva de la estructura inicial se puede observar que el daño se presenta donde hay un mayor cambio en el área (ecuación 3.14).

0

$$\{\Delta_{AREA}\} = 1 - \left[\frac{\left(\{\phi_{D}\}_{i}^{j+1} - \{\phi_{D}\}_{i}^{j}\right) \times (h_{D})}{\left(\{\phi_{0}\}_{i}^{j+1} - \{\phi_{0}\}_{i}^{j}\right) \times (h_{0})}\right]$$
3.14

donde:

Los ϕ_{ji} son los valores característicos del punto *j* para el *i-ésimo* modo de la estructura inicial (0) y con daño (*D*).

h representa la distancia que hay entre dos puntos instrumentados.

4 Análisis comparativo de métodos para la localización de daño estructural

Con el objetivo de evaluar diferentes técnicas de detección de daño Nivel II, se abordó el caso de estudio de simulación un elemento estructural viga mediante un modelo de elementos finitos (EF). La viga utilizada tiene una longitud de 1.5 m y una sección transversal cuadrada de 0.01295 m (figura 4.1), fabricada de acero con las propiedades del material mostradas en la tabla 4.1.



Figura 4.1 Dimensiones de la viga de estudio por simulación de EF

Propiedades del acero ASTM-A36		
Módulo de elasticidad (E)	200 GPa	
Densidad (ρ)	7860 Kg/m ³	
Módulo de Poisson (ε)	0.3	

Tabla 4.1 Propiedades del material

El modelo de elemento finito de la viga se segmentó a un mallado de 20 renglones y 54 columnas, con 2160 elementos triangulares y 1155 nodos (figura 4.2). Para las condiciones de frontera, se restringieron todos sus grados de libertad en los dos extremos, que representa una condición conocida como de doble empotramiento.



Figura 4.2 Modelo discreto de EF de la viga en QED

La fuerza de excitación que se simuló sobre la viga, para obtener su respuesta dinámica, fue una señal pulso unitario (figura 4.3) que corresponde a un impacto muy rápido sobre el elemento estructural.



Figura 4.3 Pulso unitario

Se sabe que los resultados de las técnicas de detección de daño Nivel II dependen del número y de la ubicación de los acelerómetros en la estructura que se quiere estudiar; así que, es muy importante encontrar la configuración óptima que dé la mayor sensibilidad para identificar un determinado tipo de daño.

Para analizar la sensibilidad de los distintos arreglos experimentales, se realizó un estudio de simulación donde se propusieron distintas configuraciones, identificando algunos nodos de interés como puntos importantes para medir ahí la respuesta dinámica y seleccionando otros como puntos para aplicar la fuerza de excitación. En un experimento, lo anterior es el equivalente a colocar acelerómetros en los primeros puntos para obtener las señales de respuesta ante un pulso de excitación aplicado en los segundos. Por simplicidad, a los puntos en los que se mide la respuesta dinámica se les designará como "sensores".

En este análisis se consideraron tres configuraciones con diferentes posiciones de los sensores en la viga, con los que se evaluó la sensibilidad de las técnicas de detección de daño para encontrar daño en cualquier lugar de la viga.

Es importante mencionar que, cuando los sensores se ubican en los nodos (figura 4.4) de los modos principales de vibrar, estos son poco sensibles a la respuesta dinámica y, por lo tanto, los son también para detectar daño.



Figura 4.4 Nodos y antinodos de una onda

Tomando en consideración lo anterior, para la primer configuración o arreglo, se ubicaron once sensores donde teóricamente se presentan las mayores amplitudes de los primeros cuatro modos de vibrar de una viga empotrada de sus extremos (figura 4.5). Como en muchos casos y por limitaciones del mallado del modelo, los nodos no coincidían exactamente con el punto de medición, por lo que los sensores se ubicaron en los nodos más cercanos a los puntos geométricamente óptimos, de acuerdo con la tabla 4.2 y como se muestra en la figura 4.6.



Figura 4.5 Primeros cuatro modos de vibración para una viga empotrada en sus extremos



Figura 4.6 Ubicación de los sensores de la configuración # 1 sobre la viga de estudio

Nodo	X (m)	Nodo	X (m)
1	0.083	7	0.833
2	0.194	8	0.944
3	0.361	9	1.139
4	0.556	10	1.306
5	0.666	11	1.417
6	0.750		

Tabla 4.2 Posición de los sensores en la configuración #1

Para la configuración # 2 (figura 4.7 y tabla 4.3) se localizaron 10 sensores distribuidos a lo largo de la viga de estudio, de tal forma que se tuviera una misma distancia entre cada sensor, a excepción de dos sensores que se colocaron con

menor distancia y en la parte central de la viga. Nuevamente, las ubicaciones fueron aproximaciones por limitaciones del mallado final del modelo.



Figura 4.7 Ubicación de los sensores de la configuración # 2 sobre la viga de estudio

Nodo	X (m)	Nodo	X (m)
1	0.166	6	0.778
2	0.305	7	0.889
3	0.472	8	1.027
4	0.611	9	1.194
5	0.722	10	1.333

Tabla 4.3 Posición de los sensores en la configuración # 2

En la configuración # 3 (figura 4.8, tabla 4.4) se ubicaron los sensores en pares; la distancia entre cada par fue alrededor de 0.05 m y a lo largo de la viga se colocaron 5 pares, manteniendo una distancia entre par y par de 0.195 m.



Figura 4.8 Ubicación de los sensores de la configuración # 3 sobre la viga de estudio

Tabla 4.4 Posición de los sensores er	n la	a configuración #	3
---------------------------------------	------	-------------------	---

Nodo	X (metros)	Nodo	X (metros)
1	0.222	6	0.777
2	0.277	7	0.972
3	0.472	8	1.027
4	0.527	9	1.222
5	0.722	10	1.277

La configuración # 3 se diseñó para asegurar sensibilidad, puesto que si un sensor se ubica en algún nodo y no percibe cambios, el otro sensor, que está relativamente cerca, sí medirá alguna respuesta dinámica que sea capaz de percibir los cambios que se presenten en ésta por el daño en la viga.

Por otra parte, el punto que se seleccionó para aplicar el pulso de excitación en el modelo de elemento finito fue a una distancia de 0.375 m del extremo izquierdo, como se muestra en la figura 4.9.



Figura 4.9 Punto de aplicación del pulso de excitación

Una vez aplicado el pulso unitario, la respuesta dinámica de la viga se registró durante 1 segundo, por lo que el software de elemento finito QED ^[30] generó y guardó una cantidad de 1000 datos numéricos para cada uno de los sensores, suponiendo una frecuencia de muestreo de 1 kHz.

Los datos numéricos se visualizaron y analizaron utilizando el software DADiSP ^[31]. En la figura 4.10 se puede apreciar la señal de la respuesta dinámica en el dominio del tiempo que registró el sensor # 1 de la configuración # 1. Éste es el tipo de señal que se debe procesar para obtener la información de entrada para realizar el análisis con alguna de las técnicas de detección de daño antes discutidas.



Figura 4.10 Respuesta dinámica de la viga registrada por un sensor

Los datos numéricos que arroja el software QED se deben procesar para la implementación de las técnicas de detección de daño, debido a que, dichas técnicas necesitan del análisis modal para obtener los valores y vectores característicos contenidos en el dominio de la frecuencia.

En la figura 4.11, se muestra un ejemplo de la transformación de la señal en el tiempo al dominio de la frecuencia para obtener la PSD (Power Spectral Density), de la señal que se registró en el sensor # 1, de la configuración # 1.

Al transformar las señales al dominio de la frecuencia, se pueden visualizar picos asociados a las frecuencias naturales de vibrar y son parte de la información que se necesita para la implementación de las técnicas de detección de daño. Examinando cada pico, se puede obtener el valor de las frecuencias naturales o valor característico de la viga, mientras que el valor de la magnitud de estos picos corresponde a la amplitud de la vibración en el punto correspondiente y, por tanto, al modo de vibrar o vector característico de la viga (figura 4.11).



Figura 4.11 Transformación de la respuesta dinámica al dominio de la frecuencia

Los datos de entrada que se necesitan para el análisis de detección de daño utilizando cualquiera de las técnicas antes mencionadas, son los valores y vectores característicos, mismos que se obtienen de la transformada de Fourier de las respuestas dinámicas que se midieron en el dominio del tiempo. Una vez obtenidos estos parámetros característicos, es necesario normalizar los vectores característicos para que puedan ser comparables las condiciones inicial y final y, de ahí, poder identificar cambios que puedan asociarse a posibles condiciones de daño. Por ser un procedimiento muy común y que está suficientemente detallado en la literatura, no se describe el proceso de análisis modal que se siguió para obtener los valores de las frecuencias naturales de la viga y de los valores característicos; sin embargo, es importante destacar que, para cualquier análisis de este tipo, es necesario tener una referencia de la condición inicial, para comparar la actual y determinar si hay algún tipo de cambio y establecer si éste está asociado con el daño. En el caso del estudio de simulación, se simula la condición inicial de la viga y, posteriormente, se simula una condición de daño en la cual se modifica en el modelo alguno de los parámetros estructurales de la viga, que pueden ser la rigidez o la masa. Esta última, mediante cambios de densidad o de volumen de los elementos. En particular, para la viga en estudio se optó por reducir la densidad del material en una sección central con una disminución del 30% del valor de la inicial según se indica en la tabla 4.5 y se muestra en la figura 4.12.



Figura 4.12 Sección con daño en la viga

-	-		
Propiedades del acero			
Módulo de elasticidad (E)	200 GPa		
Densidad (ρ)	5502 Kg/m ³		
Módulo de Poisson (v)	0.3		

Tabla 4.5 Propiedades de la viga con daño

Para representar una condición real, para los estudios de detección de daño se consideraron únicamente las primeras 4 frecuencias naturales y modos de vibración de la viga. En las siguientes secciones se discuten los resultados para cada una de las técnicas de detección de daño.

4.1 Evaluación con el Criterio de Aseguramiento Modal Coordenado

En la figura 4.13 se muestra la gráfica de la técnica COMAC, para la configuración número 1 de los sensores. Los sensores 5, 6 y 7 son los que están ubicados en el centro de la viga donde se simuló el daño. En este caso, es claro que los sensores centrales son los que muestran un índice COMAC más bajo que el resto de los demás, indicando precisamente que en esa zona es la dañada.



Figura 4.13 Índice COMAC para la configuración de los sensores #1

En la figura 4.14 se muestran los resultados de la técnica COMAC para la configuración número 2 de los sensores. En este caso, los sensores 5 y 6 están situados en la parte central de la viga, mostrando un índice COMAC más bajo e indicando el posible daño en esa zona.



Figura 4.14 Índice COMAC para la configuración de los sensores # 2

En la figura 4.15 se muestra la gráfica de los índices COMAC para la configuración número 3 de sensores. Se puede observar que los sensores que detectan daño son el 5 y 6, los cuales son los ubicados en el centro de la viga.



Figura 4.15 Índice COMAC para la configuración de los sensores # 3

Para la técnica COMAC se tiene muy buena localización del daño incluso en las tres configuraciones de los sensores. Debido a que el daño se encuentra en la sección media de la viga, los sensores que se posicionaron en esa sección presentan un índice COMAC más bajo e indican que hay daño justamente en dicha zona de la viga.

4.2 Evaluación de cambio en la forma de los modos de vibración

Esta técnica es evaluada por la diferencia relativa de cambio en los modos de vibrar, definida por el parámetro (RD); en este caso, se determina la existencia del daño en el sensor que presenta mayor índice de RD.

En la figura 4.16 se observa la gráfica de la técnica cambio en la forma de los modos de vibración con la configuración de sensores número 1. Se observa en esta gráfica que los sensores 4 y 8 son los que tienen un indicador mayor, haciendo suponer que ahí se encuentra el daño, cuando sabemos que en realidad son los sensores 5 al 7 los que se ubican en la zona dañada. Con lo anterior, se muestra que este método no es efectivo en este particular caso.



Figura 4.16 Índice RD para la configuración de sensores #1

En la figura 4.17 se observa la gráfica de la técnica cambio en la forma de los modos de vibración con la configuración de sensores número 2. De la gráfica se observa que los valores de RD son muy variados en los sensores, como si el daño fuera generalizado en toda la viga, por lo que no son determinantes y no se identifica daño mediante esta técnica y configuración.



Figura 4.17 Índice RD para la configuración de sensores # 2

En la figura 4.18 se observa la gráfica de la técnica cambio en la forma de los modos de vibración con la configuración de sensores número 3. De la gráfica se puede ver que los sensores 5 y 6, que están justo en la parte central de la viga, tienen un mayor RD, indicando que en esa sección existe el daño, aunque en el resto de los sensores también se tienen valores relativamente altos, indicando un posible daño, aunque de menor magnitud.



Figura 4.18 Índice RD para la configuración de sensores # 3

Para el cambio en la forma de los modos de vibración, se presenta muy variada la localización del daño. De las tres configuraciones, la que mostró los mejores

resultados en cuanto a la sensibilidad al daño, aunque no satisfactorios, es la configuración # 3, donde los sensores se ubicaron en pares.

4.3 Evaluación de cambio en la curvatura de los modos de vibración

El cambio en la curvatura de los modos de vibración puede estar relacionado con alguna zona con daño, misma que es posible ser registrada por medio de los sensores y del análisis de los modos de vibrar de una estructura.

En la figura 4.19 se observa la gráfica del promedio del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el caso de la configuración # 1. Aquí, se encuentra que el mayor cambio se presenta en el sensor 9, el cual se encuentra fuera de la parte central de la viga, que es la dañada. De esta manera, podemos establecer que en este caso y para este método, el daño no se puede localizar, aun cuando sí se detectan cambios por el mismo, pero no es posible establecer una correlación entre estos y la ubicación de la zona afectada.



Figura 4.19 Cambio en la curvatura de los modos de vibración para la configuración de sensores # 1

Por otra parte, en la figura 4.20 se observa la gráfica del promedio del cambio en la curvatura de los modos de vibración de la viga para la configuración # 2. Con esta configuración, el sensor 6 es el que muestra el mayor cambio y sabemos que esta localización corresponde a la zona dañada. Por lo tanto, en este caso se tiene una muy buena correlación entre los cambios medidos y la ubicación del daño.



Figura 4.20 Cambio en la curvatura de los modos de vibración para la configuración de sensores # 2

En la figura 4.21 se observa la gráfica del promedio del cambio en la curvatura de los modos de vibración de la viga, para la configuración # 3 de sensores. La gráfica muestra un mayor porcentaje de cambio en el sensor 5, dicho sensor está muy cercano a la parte central de la viga y donde se indujo daño. Por lo tanto, se tiene buena sensibilidad al daño mediante esta configuración de sensores e implementación de dicha técnica.



Figura 4.21 Cambio en la curvatura de los modos de vibración para la configuración de sensores # 3

4.4 Evaluación de cambio en la pendiente de los modos de vibración

Cuando se presenta un cambio en la pendiente de los modos de vibración, es posible determinar una correlación entre la magnitud de ésta y una zona dañada en una estructura, especialmente donde se registre un mayor porcentaje de cambio en los modos de vibrar.

En la figura 4.22 se observa la gráfica del promedio del cambio en la pendiente de los modos de vibración de la viga en estudio. Para la configuración de sensores #1, se observa un mayor cambio en el sensor 9, el cual no tiene relación alguna con la parte central dañada de la viga, deduciendo que la configuración de sensores no es una buena opción para localizar el daño mediante esta técnica.



Figura 4.22 Cambio en la pendiente de los modos de vibración con la configuración de sensores # 1

En la figura 4.23, se observa la gráfica del promedio del cambio en la pendiente de los modos de vibración de la viga, para la configuración de sensores número 2. Con dicha configuración, el mayor cambio se observa en el sensor 5, que está directamente relacionado con el daño de la zona central. Así, con esta distribución de sensores y para esta técnica se observa que hay una buena sensibilidad para ubicar el daño en la viga por el grado de cambio en la curvatura de los modos de vibración.



Figura 4.23 Cambio en la pendiente de los modos de vibración con la configuración de sensores # 2

Al considerar el arreglo de sensores número 3, los resultados que se muestran en la figura 4.24 indican que el promedio del cambio en la pendiente de los modos de vibración de la viga tienen la sensibilidad suficiente para asociarse con la ubicación del daño en el elemento estructural, ya que el mayor porcentaje de cambio se presenta en el sensor 5, que está muy cercano a la parte central dañada. Por lo tanto, existe una buena sensibilidad para la localización del daño cuando se utiliza esta configuración de sensores y la técnica basada en el análisis de cambio de la pendiente de los modos de vibrar.



Figura 4.24 Cambio en la pendiente de los modos de vibración con la configuración de sensores # 3

4.5 Evaluación de cambio en el área de los modos de vibración

Con el cambio en el área de los modos de vibración, también es posible determinar la ubicación de una zona dañada en una estructura, considerando que los sensores son capaces de registrar cambios en los modos de vibrar.

La gráfica en la figura 4.25 muestra los resultados que, utilizando ésta el análisis en el cambio del área de los modos de vibrar, se asocian con la zona dañada de la estructura. Nuevamente, semejante a casos anteriores, la configuración de sensores # 1 no es capaz de correlacionar correctamente los cambios con el daño, ya que el mayor cambio ocurre en el sensor 9 que se localiza fuera de la zona afectada.



Figura 4.25 Cambio en el área de los modos de vibración con la configuración de sensores # 1

Por otra parte, la gráfica en la figura 4.26 indica que el de cambio en el área de los modos de vibración, con la configuración de sensores # 2, es capaz de localizar el daño en forma adecuada. Con dicha configuración, el mayor cambio se encuentra en el sensor 5, que está muy cercano a la parte central de la viga. Este caso indica que la sensibilidad es suficiente para deducir la ubicación del daño, dada la configuración de sensores y analizando las áreas de los modos de vibrar.



Figura 4.26 Cambio en el área de los modos de vibración con la configuración de sensores # 2

La figura 4.27 muestra los cambios detectados con los distintos sensores para la configuración # 3 utilizando la técnica de cambio en el área de los modos de vibración. Aquí, se encuentra un mayor porcentaje de cambio en el sensor 5, que está muy cercano a la parte central de la viga y que corresponde a la zona donde se indujo daño. Por lo tanto, se puede decir que hay una buena sensibilidad para la ubicación de daño mediante esta configuración de sensores y técnica.



Figura 4.27 Cambio en el área de los modos de vibración con la configuración de sensores # 3

4.6 Análisis comparativo de resultados del caso de estudio mediante MEF

Tabla 4.6 Evaluación de las técnicas implementadas en la viga usandosoftware de elemento finito

		Configuración de los sensores en la viga		
		Configuración # 1	Configuración # 2	Configuración # 3
	COMAC	BUENA	BUENA	BUENA
	Cambio en la forma de los modos de vibración	MALA	MALA	BUENA
NICAS	Cambio en la curvatura de los modos de vibración	MALA	BUENA	BUENA
ΤÉC	Cambio en la pendiente de los modos de vibración	MALA	BUENA	BUENA
	Cambio en el área de los modos de vibración	MALA	BUENA	BUENA

5 Estudio experimental con una viga

En este estudio se realizó un estudio de detección de daño en forma experimental en una viga de 2.004 m de longitud y sección transversal cuadrada de 0.01295 m de lado (ver figura 5.1). El material constitutivo de la viga es aluminio con las propiedades que se indican en la tabla 5.1.

La experimentación tuvo como objetivo analizar dos diferentes escenarios; uno sin daño y otro con un daño inducido. En este caso y basados en los estudios de simulación previos, se utilizó el arreglo experimental de sensores por pares y para provocar la respuesta dinámica se aplicó una fuerza de excitación por con un martillo instrumentado con un transductor de fuerza. Posteriormente, procesando las señales, se implementaron las distintas técnicas de detección de daño propuestas en este estudio.



Figura 5.1 Dimensiones de la viga en el caso de estudio experimental

PROPIEDADES DEL ALUMINIO		
Módulo de elasticidad	E	70 Gpa
Densidad	φ	2710 Kg/m^3
Módulo de Poisson	ε	0.33

Tabla 5.1 Propiedades del material usado en la viga

La viga se aisló de cualquier otro medio que pudiera causar reflexiones de onda e interferir en el proceso de detección del daño, con esta finalidad la viga se suspendió de sus extremos mediante hilos e hipotéticamente se consideró una viga libre-libre (ver figuras 5.2 y 5.3).



Figura 5.2 Dibujo de la viga suspendida en sus extremos



Figura 5.3 Viga suspendida mediante hilos

Para llevar a cabo la experimentación, la viga se instrumentó con acelerómetros pequeños y ligeros (figura 5.4) para que la masa misma de los sensores no afectara al comportamiento dinámico de la propia viga; aunque cabe aclarar que el estudio sin daño se efectuó en las mismas condiciones de instrumentación que la que fue con daño inducido. La ubicación de los acelerómetros en la viga fue mediante la configuración en pares en el plano x-y, con una distancia entre cada acelerómetro de 50 mm y entre cada par de 287 mm (figura 5.5).



Figura 5.4 Acelerómetro "tipo gota" Brüel and Kjaer®



Figura 5.5 Configuración de la ubicación de los acelerómetros en la viga

Para obtener señales de la respuesta dinámica se excitó la viga mediante un pulso (impacto) justamente en la parte central de la viga y en la dirección -z (figura 5.5), usando un péndulo y un transductor de fuerza (figura 5.6 y 5.7).



Figura 5.6 Péndulo



Figura 5.7 Transductor de fuerza Brüel and Kjaer®

Con el apoyo de una tarjeta de adquisición de datos de 16 canales, un multiplexor (figura 5.8) y una computadora, fue posible obtener las señales del transductor de fuerza y los acelerómetros, correspondientes al pulso de excitación y a la respuesta dinámica de la viga, respectivamente. Para obtener las señales de los acelerómetros se usaron acondicionadores y filtros "pasa-bajas" (figura 5.9) obteniendo una señal con menos ruido, descartando señales con frecuencias mayores a los 500 Hz.



Figura 5.8 Multiplexor National Instruments



Figura 5.9 Filtros y acondicionadores de señal

Para este caso experimental, el periodo de medición fue de 10 segundos con una frecuencia de muestreo de 2000 Hertz. Con estos parámetros, se registraron en total 20,000 datos numéricos por cada señal adquirida, tanto para el transductor de fuerza como para los acelerómetros. El experimento se repitió seis veces y se promediaron los datos obtenidos de modo que se obtuviera una sola señal del pulso (figura 5.10 y 5.11) y las correspondientes respuestas dinámicas de la viga, inicialmente sin daño y para las mediciones de cada uno de los diez acelerómetros (figura 5.12).

En este trabajo sólo se muestra en forma representativa las señales del transductor de fuerza y la de uno de los acelerómetros.



Figura 5.10 Señal del pulso de excitación en la viga durante los 10 segundos de adquisición



Figura 5.11 Señal del pulso de excitación en la viga, con acercamiento



Figura 5.12 Respuesta dinámica de la viga, medida por el acelerómetro del extremo izquierdo

Después de obtener las señales de la respuesta dinámica de la viga, se realizó conversión de las señales del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, mediante el PSD, obteniéndose las primeras cuatro frecuencias naturales correspondientes al elemento sin daño, figura 5.13 y tabla 5.2.



Figura 5.13 Transformación de la respuesta dinámica del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia

Tabla 5.2 Primeras cuatro frecuencias naturales de la viga sin daño

. . .

Frec. naturales de viga sin danc		
Primera	16.2 Hz	
Segunda	85.92 Hz	
Tercera	212.3 Hz	
Cuarta	393.2 Hz	

Para provocar un cambio en la viga e inducir un daño, se modificó el parámetro masa. Para este estudio, en lugar de reducir la masa en una porción de la viga, se

le incorporó 30.16 gramos de masa en una sección a 496.5 mm del extremo izquierdo de la viga, hacia la derecha (figura 5.14 y 5.15).

La adición de masa en esta sección corresponde a un 3.45% de la masa total de la viga.



Figura 5.14 Posición del daño inducido en la viga



Figura 5.15 Masa adicionada en la viga

El proceso para obtener las señales de la viga con daño fue idéntico que el proceso llevado anteriormente, un impacto de excitación en el centro de la viga y la respuesta dinámica de dicha viga fue medida por los acelerómetros montados sobre su superficie.

Las frecuencias naturales obtenidas después de procesar las señales de adquisición del elemento dañado se muestran en la tabla 5.3.

Frec. naturales de viga sin daño		
Primera	16.2 hz	
Segunda	83.4 hz	
Tercera	209 hz	
Cuarta	384.7 hz	

Tabla 5.3 Primeras cuatro frecuencias naturales de la viga con daño

A los acelerómetros se les asignó un número del 1 al 10, correspondiendo el número 1 al acelerómetro más cercano al extremo izquierdo de la viga y siguiendo la numeración hacia la derecha hasta llegar al número 10, correspondiente al sensor más cercano al extremo derecho (figura 5.16).



Figura 5.16 Numeración de los acelerómetros

Recordando que la masa adicionada a la viga está a 496.5 mm del extremo izquierdo hacia la derecha, la ubicación del daño inducido se encuentra justamente en medio de los sensores 2 y 3 (figura 5.17).



Figura 5.17 Ubicación del daño inducido en la viga

Con las señales ya procesadas de los estados de la viga, sin daño y con daño, fue posible implementar las técnicas de ubicación de daño.

Como ya se dijo, el cambio inducido en la viga se encuentra localizado entre los sensores 2 y 3, por lo que se espera tener una buena sensibilidad para la ubicación del daño, por lo menos en uno de estos acelerómetros y dependiendo del criterio de cada una de las cinco técnicas que se implementaron y que son: criterio de aseguramiento modal coordenado, cambio en la forma de los modos de vibración, cambio en la curvatura de los modos de vibración, cambio en la vibración y cambio en el área de los modos de vibración.

5.1 Evaluación de criterio de aseguramiento modal coordenado

La figura 5.18 muestra la gráfica obtenida al implementar la técnica del COMAC en el caso de estudio experimental.

Se puede observar que los sensores 3 y 4 tienen los valores menores para el índice COMAC, lo cual implica que el lugar donde están estos ubicados corresponde la zona donde existe un daño. Aunque en realidad el daño se sitúa entre los sensores 2 y 3, se puede decir que existe una buena sensibilidad a la

detección de daño, ya que la configuración de los sensores es en pares y el sensor 4 está muy cercano al sensor 3 y, a su vez, este último está muy cercano a la zona dañada.



Figura 4.18 Gráfica del criterio de aseguramiento modal coordenado

5.2 Evaluación de cambio en la forma de los modos de vibración

La figura 5.19 muestra la gráfica obtenida al implementar la técnica del cambio en la forma de los modos de vibración, en el caso de estudio experimental. Se observa mediante el RD, que el sensor que detecta daño es el sensor 4, el cual está relativamente cercano al daño debido a la configuración implementada de sensores en pares.



Figura 4.19 Gráfica del cambio en los modos de vibración

5.3 Evaluación de cambio en la curvatura de los modos de vibración

La figura 5.20, muestra la gráfica obtenida al implementar la técnica cambio en la curvatura de los modos de vibración, en el caso de estudio experimental. El sensor 2 muestra un mayor porcentaje de cambio en la curvatura de los modos de vibración, indicando que en esa zona se presenta el daño. El sensor 2 es uno de los sensores cercanos al daño, por lo tanto muestra una buena sensibilidad para localizar el daño.



Figura 5.20 Gráfica del cambio en la curvatura en los modos de vibración

5.4 Evaluación de cambio en la pendiente de los modos de vibración

La figura 5.21 muestra la gráfica obtenida al implementar la técnica cambio en la pendiente de los modos de vibración, en el caso de estudio experimental. De similar manera a la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración, el sensor que detecta mayor porcentaje de cambio es el 2 y corresponde a uno de los sensores más cercanos a la zona con daño.





5.5 Evaluación de cambio en el área de los modos de vibración

La figura 5.22, muestra la gráfica obtenida al implementar la técnica cambio en el área de los modos de vibración, en el caso de estudio experimental. De similar manera a la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración, el sensor que detecta mayor porcentaje de cambio es el 2 y corresponde a uno de los sensores más cercanos a la zona con daño.





5.6 Evaluación de los resultados del experimento

En el caso de estudio experimental de una viga, el daño inducido se localizó entre el sensor 2 y 3 con un incremento de masa en dicha zona de 30.16 gramos.

En las técnicas COMAC y cambio en la forma de los modos de vibración, el cambio es mayor para el sensor 4, donde sería la ubicación del daño. Sin embargo, debido a que la configuración de acelerómetros por pares hay una distancia relativamente pequeña entre el sensor 3 y 4, se puede considerar, todavía, como una técnica sensible al daño.

Las técnicas de cambio en la curvatura, cambio en pendiente y cambio en el área de los modos de vibración, que dieron resultados similares, ubicaron el daño en el sensor 2, lo cual es muy aceptable por su distancia a la zona dañada.

En la tabla 5.4, se muestran la evaluación de las técnicas implementadas en el caso de estudio de una viga mediante experimentación.

Tabla 5.4 Evaluación de las técnicas implementadas en la viga usando
experimentación

Técnica	Sensibilidad
COMAC	Buena
Cambio en la forma de los modos de vibración	Buena
Cambio en la curvatura de los modos de vibración	Muy buena
Cambio en la pendiente de los modos de vibración	Muy buena
Cambio en el área de los modos de vibración	Muy buena

6 Estudio de simulación para detección de daño en el puente Río Papaloapan

Los estudios de ubicación de daño realizados en las vigas fueron un precedente para abordar un estudio de mayor complejidad, un puente atirantado. Para estudiar el puente Río Papaloapan se utilizó como herramienta complementaria el método de elemento finito.

Una parte muy importante para cualquier estudio de una estructura real usando un modelo de elemento finito, es la calibración dinámica del modelo. Sin la calibración adecuada del modelo es imposible que cualquier método de detección de daño resulte satisfactorio (Quintana, 2009). El modelo de elemento finito calibrado, deberá representar el comportamiento de la estructura real bajo las condiciones de operación consideradas; lo que implica conocer con aceptable exactitud todas las propiedades estructurales del sistema (Bathe, 1995; Carrión and al, p. 776-784, 2003), de manera detallada es necesario que todos los parámetros estructurales tengan valores apropiados, similares o casi iguales a los del modelo físico, de tal forma que el comportamiento dinámico y estático del modelo EF sea igual o con poca variación respecto a la respuesta dinámica o estática experimental del modelo físico (Quintana, 2009).

La calibración del modelo de elemento finito del puente atirantado quedó fuera de los alcances de este trabajo de tesis, debido a que una calibración satisfactoria consume excesivo tiempo e implica realizar pruebas experimentales en la estructura real, tener equipo de medición dinámica y recursos humanos y económicos. Sin embargo, la razón principal por la que la calibración quedó fuera del alcance de este trabajo fue porque el Instituto Mexicano del Transporte cuenta con un modelo calibrado del puente Río Papaloapan, resultado de la investigación que desarrolló Quintana (Quintana, 2009) en su trabajo de tesis doctoral.

Tomando dicho modelo calibrado de elemento finito del puente Río Papaloapan se cuenta con 8224 elementos y 4693 nodos, en promedio se utilizaron 12 elementos a lo ancho del puente en una longitud de 23.1 m y 580 elementos a lo largo del puente en una longitud de 407.2 m, adicionalmente se utilizaron alrededor de 1200 elementos para representar los 112 tirantes y las cuatro torres (figura 6.1). Se utilizaron elementos tipo placa para el tablero y las trabes laterales, elementos tipo viga para las costillas y torres, y elementos tipo barra para los tirantes de sujeción. Respecto a las condiciones de frontera, las cuatro torres se consideraron empotradas, se restringió el movimiento en la dirección z en los estribos que se encuentran cercanos al tirante 10 de las de las semi-arpas 1, 4, 5 y 8, semi-arpas lado tierra (figura 6.2). El apoyo con dirección a Cosamaloapan se consideró

simplemente apoyado, mientras que el apoyo con dirección a Cosoloacaque se consideró un apoyo móvil ^[14].



Figura 6.1 Modelo de elemento finito del puente Río Papaloapan



Figura 6.2 Vistas del puente Río Papaloapan

De los estudios realizados a las vigas para detectar y ubicar daño, los mejores resultados se obtuvieron mediante una configuración de sensores en pares. Para el puente Río Papaloapan se propuso dicha configuración y se empezó con la localización de sensores en el elemento del puente llamado tablero (figura 6.3).


Figura 6.3 Elementos principales de un puente tipo atirantado

A diferencia de la investigación que se hizo en las vigas, donde la localización de puntos sensores se hizo en una sola dirección (axial), en el estudio para el tablero del puente atirantado se consideró una placa donde los sensores^(*) se asignaron a lo largo de dos direcciones, una dirección longitudinal "x" y una dirección transversal "y" (figura 6.4).

	 and a state	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
	 	##+

Y

Figura 6.4 Dirección longitudinal "x" y transversal "y" del tablero del puente Río Papaloapan

El espaciamiento entre los sensores localizados en la dirección "x" y "y" se determinó escalando las distancias de los sensores en los estudios de las vigas a las respectivas dimensiones del tablero, ocupándose en total 30 sensores en el tablero (figura 6.5, tabla 6.1).

(*) Sensores en este caso se refiere a los puntos o nodos seleccionados sobre el tablero, para sensar la respuesta dinámica del modelo de elemento finito del puente.



Figura 6.5 Localización de sensores en el tablero del puente Río Papaloapan

Sensor	X (m)	Y (m)	Sensor	X (m)	Y (m)
1	67.85	5.25	16	204.13	17.85
2	67.85	8.40	17	209.70	5.25
3	67.85	14.70	18	209.70	17.85
4	67.85	17.85	19	272.70	5.25
5	74.85	5.25	20	272.70	8.40
6	74.85	17.85	21	272.70	14.70
7	136.60	5.25	22	272.70	17.85
8	136.60	8.40	23	279.70	5.25
9	136.60	14.70	24	279.70	17.85
10	136.60	17.85	25	339.70	5.25
11	143.60	5.25	26	339.70	8.40
12	143.60	17.85	27	339.70	14.70
13	204.13	5.25	28	339.70	17.85
14	204.13	8.40	29	346.70	5.25
15	204.13	14.70	30	346.70	17.85

Tabla 6.1 Posición en coordenadas rectangulares de los sensores sobre eltablero del puente Río Papaloapan

Para obtener la respuesta dinámica de la estructura, se excitó el modelo del puente mediante un pulso que alcanzó 21132 Newton en un Δt de 0.25 segundos (figura 6.6). Los valores de la fuerza de excitación en función del tiempo, se tomaron de la tesis doctoral de Quintana ^[14] y corresponden a los valores de una prueba experimental hecha en el puente real mediante un equipo de impacto Dynatest®.



Figura 6.6 Fuerza de excitación en función del tiempo, utilizada en el modelo del puente

Las frecuencias más altas que se pueden excitar, mediante el pulso utilizado, es aproximadamente hasta los 31 Hertz. Mediante una transformación del pulso del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, se puede saber rápidamente las frecuencias que se pueden excitar (Figura 6.7)



Figura 6.7 Transformación del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia del pulso utilizado para excitar la estructura del puente Río Papaloapan

El pulso que sirve para excitar las frecuencias naturales del modelo del puente Río Papaloapan se ubicó en un punto sobre el propio tablero del puente a 311.3 m en la dirección "x" y 5.25 m en la dirección "y" (figura 6.8).



Figura 6.8 Ubicación del punto sobre el tablero del puente donde se aplicó el pulso de excitación

La respuesta dinámica del modelo del puente atirantado (figura 6.9) fue registrada por cada uno de los 30 puntos localizados en el tablero por 10 segundos, a una frecuencia de muestreo de 2000 Hz obteniendo un total de 20000 datos por cada señal adquirida.



Figura 6.9 Señal típica de la respuesta dinámica del modelo del puente Río Papaloapan (sensor #1)

Posteriormente, se obtuvieron las frecuencias naturales de la estructura (de 0 a 30 Hz), transformando la respuesta dinámica del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, mediante el PSD (figura 6.10, tabla 6.2).



Figura 6.10 Gráfica de la transformación de la respuesta dinámica al dominio de la frecuencia (sensor #1)

Tabla 6.2 Primeras frecuencias naturales obtenidas del modelo del puente
Río Papaloapan

Frecuencias naturales (hz)
1.9
2.5
5.2
8.7
10.7
11.4
13.8
14.4
16.6
17.1

Algunas frecuencias naturales obtenidas del modelo del puente tuvieron muy poca magnitud en los picos del espectro (figura 6.10), la magnitud de dichos picos en

términos prácticos son los vectores característicos, fueron tan bajos que no se pudieron utilizar para implementar técnicas de detección daño.

Cuatro frecuencias naturales mostraron consistencia en los picos y fueron las seleccionadas para implementar las técnicas de ubicación de daño (tabla 6.3).

Tabla 6.3 Frecuencias naturales del modelo del puente con mayor magnitud
en los picos

Frecuencias naturales (hz)					
2.5					
5.2					
8.7					
10.7					

Después de obtener la respuesta dinámica del modelo del puente, las frecuencias naturales y los vectores característicos, se almacenó la información y fue considerada como la estructura inicial o sin daño.

Posteriormente se indujo un daño en la estructura, siendo para este estudio la remoción de un tirante del puente. Un tirante es un elemento fundamental para el desempeño estructural de un puente atirantado, no obstante, el puente Río Papaloapan tiene un total de 112 tirantes que dificultan, en cierta medida, la ubicación del daño implementando técnicas globales nivel II.

El tirante removido fue el tirante # 1 (el de menor longitud) de la semi-arpa # 2 (figura 6.11). La remoción afecta directamente a la rigidez de la estructura de manera global, sin embargo, es un cambio o daño complejo de ubicar por la longitud y el número de elementos que conforman el puente.

El tirante removido de la estructura del puente tiene un efecto sobre una determinada área del tablero (figura 6.12, tabla 6.4). Implementando las técnicas de detección y ubicación de daño, se debe identificar esa zona que sufrió cambios y que dé pauta a encontrar la existencia de un daño estructural.



Figura 6.11 Tirante # 1 de la semi-arpa # 2, removido del modelo inicial del puente Río Papaloapan.



acotación: mm



Tabla 6.4 Coordenadas donde se presenta el daño en el tablero del puente atirantado

X (m)	Y (m)		
297.2	23.1		

Para la implementación de las técnicas globales de detección de daño nivel II en la estructura del puente Río Papaloapan, los sensores se clasificaron por grupos.

Se consideraron cinco grupos en la dirección transversal del tablero (dirección "y") catalogados como se muestra en la figura 6.13 y tabla 6.5.

Grupo A	Grupo B	Grupo C	Grupo D	Grupo E	
			1	1	
\wedge	<u>()</u> .	0.	Ó.	Ó.	
	(;).	(;).	(;).	;).	

Figura 6.13 Grupos de sensores transversales situados en el tablero del puente Río Papaloapan

Tabla 6.5 Sensores que conforman los grupos transversales del tablero de
puente

Grupo	Sensores
А	1,2,3,4
В	7,8,9,10
С	13,14,15,16
D	19,20,21,22
Е	25,26,27,28

En la dirección axial del tablero del puente (dirección "x") se formaron dos grupos (figura 6.14, tabla 6.6)



Figura 6.14 Grupos de sensores axiales situados en el tablero del puente Río Papaloapan

Tabla 6.6 Sensores que conforman los grupos axiales del tablero del puente

Grupo	Sensores
F	4,6,10,12,16,18,22,24,28,30
G	1,5,7,11,13,17,19,23,25,29

Con los grupos de sensores clasificados en las direcciones axiales y transversales del tablero se implementaron las técnicas para ubicar el daño inducido. Sin embargo, en este estudio, no se consideraron las técnicas del cambio en la pendiente de los modos de vibración y cambio en el área de los modos de vibración, debido a que dichas técnicas arrojan resultados muy parecidos a los de

la técnica de cambio en la curvatura de los modos de vibración, según los estudios que se realizaron previamente.

Las técnicas implementadas al modelo de elemento finito del puente Río Papaloapan fueron tres: El COMAC, cambio en la forma de los modos de vibración y cambio en la curvatura en los modos de vibración. Los resultados se graficaron para poder visualizar y ubicar el daño en el puente atirantado.

6.1 Evaluación de criterio de aseguramiento modal coordenado

Las gráficas del COMAC son útiles para visualizar con mayor rapidez y claridad la posible ubicación del daño en la estructura, para los valores COMAC en los sensores mientras menor sea su magnitud representan mayor daño. Las figuras 6.15 a 6.19 son gráficas COMAC para los grupos transversales (dirección "y") situados en el tablero del puente Río Papaloapan.



Figura 6.15 Gráfica del COMAC grupo A



Figura 6.16 Gráfica del COMAC grupo B



Figura 6.17 Gráfica del COMAC grupo C



Figura 6.19 Gráfica del COMAC grupo E

Las gráficas del COMAC para los grupos transversales no muestran claramente una tendencia para descubrir la ubicación del daño. El daño inducido al puente se debería haber manifestado entre los grupos de sensores D y E con índices COMAC muy bajos, sin embargo, el índice COMAC más bajo registrado en los grupos transversales, fue el grupo B con el sensor # 10 (figura 6.20).

5		sensor # 10	Aguas Abajo			
	: '	•	: *	: '	: •	
	:.	:.	:.	:.	:.	
Vista superior			Aguas Arriba			

Figura 6.20 Sensor con índice COMAC más bajo de los grupos de sensores transversales

Los grupos de sensores transversales tampoco mostraron una tendencia hacia donde se ubica el daño. Los valores COMAC más bajos en cada grupo transversal se sitúan de manera no uniforme sobre el tablero del puente atirantado (figura 6.21).



Figura 6.21 Los valores COMAC más bajos de cada grupo

Las gráficas COMAC para los grupos F y G de sensores axiales (dirección "x"), se muestran en las figuras 6.22 y 6.23, respectivamente.



Figura 6.22 Gráfica COMAC del grupo de sensores axiales F



Figura 6.23 Gráfica COMAC del grupo de sensores axiales G

De la gráfica COMAC de los grupos axiales se puede visualizar para el grupo F una disminución drástica del índice COMAC para el sensor # 24, lo cual indica que en esa zona o cerca de ella es donde se está manifestando un daño estructural. El sensor # 24 se encuentra a una distancia axial ("x") de 17.5 m de donde se encuentra el daño inducido al puente y corresponde al sensor más cercano a dicho deterioro (figura 6.24). Para el grupo G se muestra un menor índice COMAC en el sensor # 23 (figura 6.25), sin embargo, no es un cambio abrupto en comparación al cambio registrado en el sensor # 24 del grupo G.



Figura 6.24 Distancia axial entre el sensor # 24 del grupo F y el daño en el tablero del puente

	*	••	: · ·	: ·
1.	:.	:.	:•	1.

Figura 6.25 Sensor # 23 del grupo G (círculo rojo) y daño en el tablero del puente

El daño en el tablero del puente Río Papaloapan fue ubicado por el sensor # 24 del grupo F de los sensores axiales, cabe mencionar que ningún otro sensor de los analizados tuvo un índice COMAC tan bajo, de apenas 0.245. Es claro que en dicha zona hay cambios en los parámetros estructurales del puente atirantado.

6.2 Evaluación del cambio en la forma de los modos de vibración

La técnica del cambio en la forma de los modos de vibración evalúa y determina la ubicación del daño mediante el índice llamado diferencia relativa de cambio "RD". Mientras mayor sea el índice RD en los sensores, mayor será el cambio en los parámetros estructurales, lo que indica un daño en la estructura.

Las figuras 6.26 a 6.30, son gráficas donde se visualiza la técnica del cambio en los modos de vibración para los sensores transversales situados en el tablero del puente atirantado.



Figura 6.26 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo A



Figura 6.27 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo B



Figura 6.28 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo C



Figura 6.29 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo D



Figura 6.30 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo E

Las gráficas del cambio en la forma de los modos de vibración para los grupos de sensores transversales muestran un índice RD mayor en el sensor # 10 del grupo B (figura 6.31), sin embargo, la diferencia no es muy significativa respecto a la magnitud del RD de los demás sensores de los grupos transversales.



Figura 6.31 Sensor con índice RD más alto de los grupos de sensores transversales.

Los sensores de los grupos transversales tampoco mostraron una tendencia clara para poder determinar la ubicación del daño.

Las gráficas del cambio en los modos de vibración para los grupos axiales F y G, se muestran en las figuras 6.32 y 6.33, respectivamente.



Figura 6.32 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo F



Figura 6.33 Gráfica del promedio de la diferencia relativa de cambio (RD) para el grupo G

Las gráficas del cambio en la forma de los modos de vibración, para los grupos axiales F y G, muestran un gran cambio del índice RD en los sensores # 24 y # 23 de los grupos F y G, respectivamente (figura 6.34).



Figura 6.34 Sensores de los grupos axiales con mayor magnitud en la diferencia relativa de cambio (RD)

El promedio en la diferencia relativa de cambio para el sensor # 24 es de 2.442 y para el sensor # 23 de 2.173. Estos sensores son los que reflejan el daño inducido al puente Río Papaloapan y corresponden a ser los sensores más cercanos al daño.

6.3 Evaluación del cambio en la curvatura de los modos de vibración

La técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para determinar la ubicación de un daño estructural, se evalúa mediante el promedio del porcentaje de cambio que experimenta la curvatura en los modos de vibración, cuando se presenta un daño en una estructura inicial (que en principio es considerada sin daño).

Las gráficas (figura 6.35 a la figura 6.39) muestran los resultados de la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para los grupos de sensores transversales situados en el tablero del modelo del puente Río Papaloapan. Las gráficas se escalaron otorgándole el valor del 100% al sensor que muestre el mayor porcentaje de cambio, independientemente para cada grupo transversal.



Figura 6.35 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo A



Figura 6.36 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo B



Figura 6.37 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo C



Figura 6.38 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo D



Figura 6.39 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo E

Los sensores de los grupos transversales con mayor porcentaje de cambio se muestran en la figura 6.40. Haciendo un análisis del cambio en la curvatura de todos los sensores transversales (figura 6.41), se observa que el mayor cambio lo tiene el sensor # 16. Sin embargo, el sensor # 8 y el # 2 también muestran un gran porcentaje de cambio aunque están muy alejados del daño inducido al puente. Con la información obtenida de los sensores transversales no se puede determinar la ubicación del daño. Con la información de la figura 3.90, la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración está indicando tres daños, en los sensores que registraron mayor cambio, lo cual es incorrecto. El arreglo de sensores transversales en esta técnica no ayuda en la identificación ni ubicación de daño.



Figura 6.40 Sensores transversales con mayor porcentaje de cambio en la curvatura de los modos de vibración



Figura 6.41 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para todos los sensores transversales situados en el tablero del puente

La figura 6.42 corresponde a la gráfica de la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo de sensores axiales F.



Figura 6.42 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo F

Se observa que el sensor # 22 es el que tiene un mayor porcentaje de cambio, del grupo de sensores axiales F, dicho sensor no corresponde a ser el más cercano a la zona donde se indujo daño en el puente, pero debido al arreglo en pares se puede considerar aún muy cercano a la zona de daño (figura 6.43)

	<u># 22daño</u>				
			•	: .	
÷.	1.7	:.	1.7	:.	-

Figura 6.43 Sensor # 22 cercano a la zona de daño en el tablero del puente Río Papaloapan

La figura 6.44 corresponde a la gráfica de la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo de sensores axiales G.



Figura 6.44 Gráfica del cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo G

En el grupo de sensores axiales G, se observa que el sensor # 25 es el que registró mayor porcentaje de cambio, dicho sensor se encuentra relativamente cercano a la zona de daño, sin embargo; los sensores # 5 y # 7 también registraron un gran porcentaje de cambio y se encuentran muy alejados del daño inducido al puente (figura 6.45).



Figura 6.45 Sensores que registraron mayor porcentaje de cambio en la curvatura de los modos de vibración para el grupo axial G

Haciendo una gráfica de los dos grupos axiales F y G como si fueran un mismo grupo (figura 6.46), se observa que de todos los sensores el que registra mayor porcentaje de cambio es el sensor # 22, del grupo F.

Del grupo G se observa que los sensores con mayor porcentaje de cambio están en el orden del 60% aproximadamente, situándose en un nivel relativamente bajo comparativamente con el sensor # 22.



Figura 6.46 Gráfica del porcentaje de cambio en la curvatura de los modos de vibración, considerando al grupo F y G como un solo grupo de sensores

Los resultados obtenidos en la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración, no fueron muy evidentes en cuanto a la identificación y ubicación del daño. Sin embargo, de acuerdo a la figura 6.46, sigue observándose la contundencia de que el sensor # 22 es el que detecta daño y corresponde a un sensor cercano a la zona de daño.

6.4 Resultados de las técnicas implementadas en el estudio del puente Río Papaloapan mediante MEF

En la tabla 6.7 se muestran los resultados de las técnicas COMAC, cambio en la forma de los modos de vibración y cambio en la curvatura de los modos de vibración, implementadas en el estudio mediante MEF del puente Río Papaloapan, bajo una configuración de sensores en pares y a lo largo de dos direcciones, transversal y axial, sobre el tablero del puente.

Tabla 6.7 Evaluación de las técnicas implementadas en el estudio del puenteatirantado

		Sensibilidad al daño inducido en el puente Río Papaloapan.		
		Sensores situados en dirección transversal	Sensores situados en dirección axial	
TÉCNICAS	COMAC	MALA	MUY BUENA	
	Cambio en la forma de los modos de vibración	MALA	MUY BUENA	
	Cambio en la curvatura de los modos de vibración	MALA	BUENA	

7 Conclusiones

Las técnicas globales de detección de daño nivel II que se implementaron y evaluaron en este trabajo, mediante MEF y experimentación, demostraron ser una herramienta eficiente para diseñar una configuración de la ubicación de sensores en el monitoreo estructural del puente Río Papaloapan.

En los estudios realizados a los elementos estructurales vigas, se pudo constatar que, la sensibilidad al daño depende en gran medida de la ubicación y configuración de los sensores. Tres arreglos diferentes en cuanto a la ubicación de sensores fueron implementados a las técnicas: COMAC, cambio en la forma de los modos de vibración, cambio en la curvatura de los modos de vibración, cambio en la pendiente de los modos de vibración y cambio en el área de los modos de vibración. La configuración de sensores en pares mostró mejor sensibilidad, en comparación con las otras dos configuraciones.

Cabe mencionar que, no hay referencias que revelen estudios realizados usando una configuración de sensores en pares para el monitoreo estructural, por lo tanto, es una propuesta que invita a seguir estudiando su capacidad, no solamente para puentes atirantados, sino para cualquier otro tipo de estructura.

Otro aspecto importante en los estudios de las vigas mediante MEF y experimentación, fue la similitud de resultados arrojados por la técnica del cambio en la curvatura de los modos de vibración con las técnicas del cambio en la pendiente de los modos de vibración y cambio en el área de los modos de vibración. Se concluye que dichas técnicas tienen muy buena correspondencia, tanto que, se puede llegar a resultados análogos utilizando formulaciones matemáticas diferentes.

Para el estudio en el modelo de puente Río Papaloapan se implementaron solamente las técnicas: COMAC, cambio en la forma de los modos de vibración y cambio en la curvatura de los modos de vibración, bajo una configuración de sensores en pares.

La configuración de los sensores en pares se hizo a lo largo de dos direcciones en el tablero del puente, una dirección transversal y otra axial. Los sensores transversales no mostraron una buena sensibilidad al daño que se indujo en el puente, sin embargo; no se descarta la posibilidad de que al presentarse otro tipo de daño en el puente, la configuración transversal, lo detecte y ubique satisfactoriamente. Por otro lado, la configuración axial permitió detectar y ubicar, con excelente aproximación, la zona donde se indujo daño. Corroborando que la configuración en pares ofrece una buena sensibilidad a los cambios que puede sufrir el puente Río Papaloapan.

El objetivo primordial de este trabajo fue encontrar una configuración de sensores que ubique daño en la estructura del puente Río Papaloapan. Con la configuración de sensores en pares es posible ubicar daños complejos, debido a la longitud y el número de elementos que conforman el puente, como la pérdida de rigidez de un tirante de los 112 que constituyen el puente.

Por otra parte, se determinó el número de sensores para detectar daño estructural en el puente Río Papaloapan. Se requieren 30 sensores, una cantidad muy aceptable debido a la complejidad de dicha estructura.

Bibliografía

[1] A E Aktan, and K A Grimmelsman, *The Role of NDE in Bridge Health Monitoring, Proceedings of the SPIE: Conference on Nondestructive Evaluation of Bridges and Highways II*, SPIE 3587, 1999.

[2] B Glisic and D Inaudi, *Fibre optic methods for structural health monitoring*, Ed. John Wiley & Sons, 2007.

[3] F Carrión, J Quintana, J López, A Balankin, D Samayoa, *Metodologías de inspección no destructivas aplicables a sistemas de gestión de puentes*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 302, 2006.

[4] Ch Farrar, S Doebling and D Nix, *Vibration-based structural damage identification*, Phil. Trans. R. Soc. Lond., A 359, pp. 131-149, 2001.

[5] F Carrión, J Hernández, J Terán, *Estudio experimental de un puente atirantado, evaluación de cables*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 265, 2005.

[6] S Chatterjee, *The Design of Modern Steel Bridges*, Ed. John Wiley & Sons, 2nd Ed., 2003.

[7] Ch S Whitney, *Bridges of the World their Design and Construction*, Dover Publications, 2003.

[8] R Walther, B Houriet, W Isler, and P Moia, *Cable Stayed Bridges*, Ed. Thomas Telford, 2nd Ed., 2003.

[9] W Chen and L Duan, Bridge Engineering Handbook, CRC Press LLC, 1999.

[10] IMT, Especificación y supervisión de la rehabilitación y estudio de integridad de los elementos de anclaje superior del Puente Río Papaloapan, Instituto Mexicano del Transporte, Reporte del Proyecto EE01/04, 2004.

[11] D Samayoa, A Balankin, F Carrión, J López, *Análisis de confiabilidad y riesgo en puentes atirantados*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 301, 2006.

[12] A López, F Carrión, J Quintana, D Samayoa, M Lomelí, P Orozco, Verification of the Ultrasonic Qualification for Structural Integrity of partially Embedded Steel Elements, Advances Materials Research, 65, pp. 69-78, 2009.

[13] M Astiz, *Composite Construction in Cable-Stayed Bridge Towers*, International Conference on Composite Construction–Conventional and Innovative, 16-18 September, Innsbruck, Austria, pp. 127-132. 1997.

[14] J Quintana, Análisis del método de búsqueda global para la detección de daño y monitoreo estructural de puentes, Escuela Superior de Ingeniería Mecánica y Eléctrica del IPN, Tesis doctoral, 2009.

[15] A Aguirre, J Carbajal, *"Análisis en el Tirante 11 del Puente Papaloapan"*, Corporación Mexicana de Investigación de Materiales S. A. de C. V., Reporte Interno AF-IFT/00087, Saltillo, Coahuila, México, 2000.

[16] A López, C Poblano, "Análisis de falla y Pruebas de Fatiga del Anclaje Desprendido del Tirante 11, Lado Agua, Torre 3, del Puente Río Papaloapan", Instituto Mexicano del Transporte, Reporte Interno EQ001/00, 2000.

[17] H Sohn, C Farrar, F Hemez, and J Czarnecki, *A review of structural health monitoring literature 1996-2001*, Los Alamos National Laboratory, Report LA-UR-02-2095, 2004.

[18] J Doherty, *Nondestructive evaluation*, Handbook on Experimental Mechanics, Chapter 12, A S Kobayashi Ed., Society for Experimental Mechanics, 1987.

[19] J Doyle, *Static and dynamic analysis of structures with an emphasis on mechanic computer matrix methods*, Kluwer Academic Publishers, 1991.

[20] M. Cruz, *Valores y vectores propios*, Notas del Curso de Métodos Numéricos, Licenciatura en Electrónica y Computación, Universidad Autónoma del Estado de México, <u>www.uaem.mx/posgrado/mcruz/cursos/mn/eigen.pdf</u>, 2012.

[21] J Pintor, *Elementos de máquinas y vibraciones*, Notas del Curso, Departamento de ingeniería mecánica, eléctrica y de materiales, Universidad de Navarra, España, 2012.

http://www.imac.unavarra.es/web_imac/pages/docencia/asignaturas/emyv_docum entacion.html

[22] S. Grossman, Álgebra Lineal, McGraw Hill, 6^a edición, 2011.

[23] F. Carrión, *Aplicación de las funciones intermedias en tiempo frecuencia al análisis de sistemas sujetos a vibración*, Universidad Autónoma de Querétaro, Tesis Doctoral, 2002.

[24] A Rytter, *Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures*, Aalborg University, Department of Building Technology and Structural Engineering, Ph D Dissertation, Denmark, 1993.

[25] R Allemang, D Brown, *Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis, Proceedings*, International Modal Analysis Conference, pp. 110-116, 1982.

[26] N Lieven, D Ewins, *Spatial Correlation of Mode Shape, the Coordinate Assurance Criterion (COMAC),* 6th International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics, 690-695, 1988.

[27] O Salawu, C Williams, *Damage location using vibration mode shapes*, Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference, Proc. SPIE Vol. 2251, p. 933. 1994.

[28] C Fox, *The location of defects in structures: a comparison of the use of natural frequencies and mode shape data*, Proceedings of the 10th IMAC, San Diego, California, pp. 522-528, 1992.

[29] A Pandey, M Biswas, M Samman, *Damage detection from changes in curvature mode shapes*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 145, pp. 321-332, 1991.

[30] J Doyle, *Guided explorations on the mechanics of solids and structures*, Purdue University, Cambridge University Press, USA, 2007.

[31] http://www.dadisp.com/studntdl.htm

[32] K. Bathe, Finite element procedures in engineering analysis, Prentice-Hall, 2nd Ed., 1995.

[33] F. Carrion, J. Doyle, A. Lozano, *Structural health monitoring using a subdomain inverse method,* Smart materials and structures, 12, pp 776-784, 2003.

CIUDAD DE MÉXICO

Av. Nuevo León 210 Col. Hipódromo Condesa CP 06100, México, D F Tel +52 (55) 52 653600 Fax +52 (55) 52 653600

SANFANDILA

Carretera Querétaro-Galindo km 12+000 CP 76700, Sanfandila Pedro Escobedo, Querétaro, México Tel +52 (442) 216 9777 Fax +52 (442) 216 9671



publicaciones@imt.mx

