ISSN 0188-7297





MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS ESTRUCTURALES DEL PUENTE MEZCALA

Miguel Anaya Díaz Juan Antonio Quintana Rodríguez Francisco Javier Carrión Viramontes Luis Álvaro Martínez Trujano Jorge Alberto Hernández Figueroa Héctor Miguel Gasca Zamora German Michel Guzmán Acevedo Andrés Hernández Guzmán

> Publicación Técnica No. 597 Sanfandila, Qro, 2020

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Monitoreo y evaluación de los parámetros estructurales del puente Mezcala

Publicación Técnica No. 597 Sanfandila, Qro, 2020

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por el M. en C. Miguel Anaya Díaz, el Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez, el Dr. Francisco Javier Carrión Viramontes, el M. en C. Luis Álvaro Martinez Trujano, el Ing. Jorge Alberto Hernández Figueroa, el Lic. Héctor Miguel Gasca Zamora, el M. en C. German Michel Guzmán Acevedo y el Ing. Andrés Hernández Guzmán. Se agradece la participación y colaboración del Ing. César de Jesús Ramírez Lara y el Ing. Diego Armando Peña Serrano en la realización de la investigación.

Esta investigación es el producto final del proyecto de investigación interna El 16/19 Monitoreo y evaluación de los parámetros estructurales del puente Mezcala.

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.

Contenido

l

Índice de figurasix
Índice de tablas xv
Sinopsis xiii
Abstractxv
Resumen Ejecutivo xvii
Introducción1
1 Antecedentes 3
2 Marco Teórico 13
3 Análisis Modal Operacional del puente Mezcala19
4 Seguimiento de parámetros estructurales
Conclusiones
Bibliografía 121

Índice de figuras

Figura 1.1 Puente Mezcala	3
Figura 1.2 Ubicación geográfica del puente Mezcala	4
Figura 1.3 Sistema de adquisición de datos instalado en el puente Mezcala	6
Figura 1.4 Instrumentación de la torre 4 (aguas abajo)	6
Figura 1.5 Instrumentación de la torre 4 (aguas arriba)	7
Figura 1.6 Instrumentación de la torre 3 (aguas abajo)	7
Figura 1.7 Instrumentación de la torre 3 (aguas arriba)	7
Figura 1.8 Instrumentación de la torre 2 (aguas abajo)	8
Figura 1.9 Instrumentación de la torre 2 (aguas arriba)	8
Figura 1.10 Simbología de los planos de instrumentación	8
Figura 1.11 Espectro MUSIC	9
Figura 1.12 Forma modal del modo 1	10
Figura 3.1 Metodología para identificar los parámetros modales	19
Figura 3.2 Esquema de la instrumentación para análisis modal	20
Figura 3.3 Señal típica de un extensómetro ante excitaciones ambientales	20
Figura 3.4 Señal filtrada de un extensómetro ante excitaciones ambientales	20
Figura 3.5 Espectro de valores singulares	21
Figura 3.6 Parte del espectro utilizado para calcular la función SDOF	22
Figura 3.7 Parte de la función SDOF utilizada para estimar los parámetros modal	les
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	22
Figura 3.8 Matriz MAC	23
Figura 3.9 Monitoreo de la frecuencia natural	24
Figura 3.10 Monitoreo del factor de amortiguamiento	24
Figura 3.11 Correlación entre la frecuencia natural y el factor de amortiguamier	nto
	25
Figura 3.12 Forma modal de deformación del modo 1	25
Figura 3.13 Forma modal de deformación del modo 2	26
Figura 3.14 Forma modal de deformación del modo 3	26
Figura 3.15 Forma modal de deformación del modo 4	27
Figura 3.16 Forma modal de deformación del modo 5	27
Figura 3.17 Forma modal de deformación del modo 6	28
Figura 3.18 Forma modal de deformación del modo 7	28
Figura 3.19 Forma modal de deformación del modo 8	29
Figura 3.20 Forma modal de deformación del modo 9	29
Figura 3.21 Forma modal de deformación del modo 10	30
Figura 3 22 Forma modal de deformación del modo 11	30
Figura 3.23 Forma modal de deformación del modo 12	31
Figura 3.24 Forma modal de deformación del modo 12	31
Figura 3.25 Forma modal de deformación del modo 14	32
Figura 3.26 Modelo de elemento finito del puente Mezcala	32
י ואמים סיבס אוטעפוס עם פופווופרונס וווונט עפו אעבוונס אופבטמומ	52

Figura 3.27 Convergencia de los valores de los parámetros del modelo	. 34
Figura 3.28 Comparación de tensiones Semiarpa 1 y 2	. 35
Figura 3.29 Comparación de tensiones Semiarpa 3 y 4	. 36
Figura 3.30 Comparación de tensiones Semiarpa 5 y 6	. 36
Figura 4.1 Variación de la frecuencia natural del modo 1	. 37
Figura 4.2 Variación de la frecuencia natural del modo 2	. 38
Figura 4.3 Variación de la frecuencia natural del modo 3	. 38
Figura 4.4 Variación de la frecuencia natural del modo 4	. 39
Figura 4.5 Variación de la frecuencia natural del modo 5	. 39
Figura 4.6 Variación de la frecuencia natural del modo 6	. 40
Figura 4.7 Variación de la frecuencia natural del modo 7	. 40
Figura 4.8 Variación de la frecuencia natural del modo 8	. 41
Figura 4.9 Valores de deformación del extensómetro A-EA-5	. 42
Figura 4.10 Valores de deformación del extensómetro A-EA-6	. 42
Figura 4.11 Valores de deformación del extensómetro A-EA-7	. 43
Figura 4.12 Valores de deformación del extensómetro A-EA-8	. 43
Figura 4.13 Valores de deformación del extensómetro A-EA-9	. 44
Figura 4.14 Valores de deformación del extensómetro A-EA-10	. 44
Figura 4.15 Valores de deformación del extensómetro A-EA-11	. 45
Figura 4.16 Valores de deformación del extensómetro A-EA-12	. 45
Figura 4.17 Valores de deformación del extensómetro A-EA-13	. 46
Figura 4.18 Valores de deformación del extensómetro A-EA-14	. 46
Figura 4.19 Valores de deformación del extensómetro A-EA-15	. 47
Figura 4.20 Valores de deformación del extensómetro A-EA-16	. 47
Figura 4.21 Valores de deformación del extensómetro A-EA-17	. 48
Figura 4.22 Valores de deformación del extensómetro A-EA-18	. 48
Figura 4.23 Valores de deformación del extensómetro A-EA-19	. 49
Figura 4.24 Valores de deformación del extensómetro A-EA-20	. 49
Figura 4.25 Valores de deformación del extensómetro A-EA-21	. 50
Figura 4.26 Valores de deformación del extensómetro A-EA-22	. 50
Figura 4.27 Valores de deformación del extensómetro A-EA-23	. 51
Figura 4.28 Valores de deformación del extensómetro A-EA-24	. 51
Figura 4.29 Valores de deformación del extensómetro B-EA-5	. 52
Figura 4.30 Valores de deformación del extensómetro B-EA-6	52
Figura 4.31 Valores de deformación del extensómetro B-EA-7	53
Figura 4.32 Valores de deformación del extensómetro B-EA-8	53
Figura 4.33 Valores de deformación del extensómetro B-EA-9	. 54
Figura 4.34 Valores de deformación del extensómetro B-EA-10	.54
Figura 4.35 Valores de deformación del extensómetro B-EA-11	55
Figura 4.36 Valores de deformación del extensómetro B-EA-12	55
Figura 4.37 Valores de deformación del extensómetro B-EA-13	56
Figura 4.38 Valores de deformación del extensómetro B-EA-14	56
Figura 4.39 Valores de deformación del extensómetro B-EA-15	57
Figura 4.40 Valores de deformación del extensómetro B-EA-16	57
Figura 4.41 Valores de deformación del extensómetro B-EA-17	58
Figura 4.42 Valores de deformación del extensómetro B-EA-18	58
Figura 4.43 Valores de deformación del extensómetro B-EA-19	59

Figura 4.44 Valores de deformación del extensómetro B-EA-20	59
Figura 4.45 Valores de deformación del extensómetro B-EA-21	60
Figura 4.46 Valores de deformación del extensómetro B-EA-22	60
Figura 4.47 Valores de deformación del extensómetro B-EA-23	61
Figura 4.48 Valores de deformación del extensómetro B-EA-24	61
Figura 4.49 Valores de deformación del extensómetro A-T3-EC-2	62
Figura 4.50 Valores de deformación del extensómetro T3-EC-1	62
Figura 4.51 Valores de inclinación para el sensor A-T1-I-L	63
Figura 4.52 Valores de inclinación para el sensor A-T1-I-T	64
Figura 4.53 Valores de inclinación para el sensor A-T2-I-L	64
Figura 4.54 Valores de inclinación para el sensor A-T2-I-T	65
Figura 4.55 Valores de inclinación para el sensor B-T2-I-L	65
Figura 4.56 Valores de inclinación para el sensor B-T2-I-T	66
Figura 4.57 Valores de inclinación para el sensor B-T3-I-L	66
Figura 4.58 Valores de inclinación para el sensor B-T3-I-T	67
Figura 4.59 Media estadística de tensión del tirante SA1-T7	68
Figura 4.60 Media estadística de tensión del tirante SA1-T3	68
Figura 4.61 Media estadística de tensión del tirante SA2-T3	69
Figura 4.62 Media estadística de tensión del tirante SA2-T7	69
Figura 4.63 Media estadística de tensión del tirante SA3-T4	70
Figura 4.64 Media estadística de tensión del tirante SA5-T8	70
Figura 4.65 Media estadística de tensión del tirante SA5-T3	71
Figura 4.66 Media estadística de tensión del tirante SA6-18	71
Figura 4.67 Media estadística de tension del tirante SA7-18	72
Figura 4.68 Media estadística de tension del tirante SA7-13	72
Figura 4.69 Media estadística de tension del tirante SA8-13	73
Figura 4.70 Media estadística de tension del tirante SA8-18	73
Figura 4.71 Media estadística de tension del tirante SA9-111	74
Figura 4.72 Media estadística de tensión del tirante SA9-14	74
Figure 4.73 Media estadística de tensión del tirante SATT-17	75 75
Figura 4.74 Media e stadistica de tension del titalite SATZ-15	70
Figura 4.75 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-6	70
Figure 4.70 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-0	77
Figura 4.77 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-8	78
Figura 4.79 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-9	78
Figura 4.80 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-10	79
Figura 4.81 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-11	79
Figura 4.82 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-12	80
Figura 4.83 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-13	80
Figura 4.84 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-14	81
Figura 4.85 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-15	81
Figura 4.86 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-16	82
Figura 4.87 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-17	82
Figura 4.88 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-18	83
Figura 4.89 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-19	83
Figura 4.90 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-20	84

Figura 4.91 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-21	84
Figura 4.92 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-22	85
Figura 4.93 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-23	85
Figura 4.94 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-24	86
Figura 4.95 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-1	86
Figura 4.96 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-2	87
Figura 4.97 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-3	87
Figura 4.98 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-4	88
Figura 4.99 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-5	88
Figura 4.100 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-6	89
Figura 4.101 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-7	89
Figura 4.102 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-8	90
Figura 4.103 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-9	90
Figura 4.104 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-10	91
Figura 4.105 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-11	91
Figura 4.106 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-12	92
Figura 4.107 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-13	92
Figura 4.108 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-14	93
Figura 4.109 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-15	93
Figura 4.110 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-16	94
Figura 4.111 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-1	94
Figura 4.112 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-18	95
Figura 4.113 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-19	95
Figura 4.114 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-20	96
Figura 4.115 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-21	96
Figura 4.116 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-22	97
Figura 4.117 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-23	97
Figura 4.118 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-24	98
Figura 4.119 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-5	98
Figura 4.120 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-6	99
Figura 4.121 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-7	99
Figura 4.122 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-8	100
Figura 4.123 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-9	100
Figura 4.124 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-10	101
Figura 4.125 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-11	101
Figura 4.126 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-12	102
Figura 4.127 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-13	102
Figura 4.128 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-14	103
Figura 4.129 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-15	103
Figura 4.130 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-16	104
Figura 4.131 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-17	104
Figura 4.132 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-18	105
Figura 4.133 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-19	105
Figura 4.134 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-20	106
Figura 4.135 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-21	106
Figura 4.136 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-22	107
Figura 4.137 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-23	107

Figura 4.138 Media a tensión por cargas vivas sensor A	A-EA-24
Figura 4.139 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-5 108
Figura 4.140 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-61
Figura 4.141 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-7 109
Figura 4.142 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-8 110
Figura 4.143 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-9 110
Figura 4.144 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-10 111
Figura 4.145 Media a tensión por cargas vivas sensor E	3-EA-11 111
Figura 4.146 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-12 112
Figura 4.147 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-13 112
Figura 4.148 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-14 113
Figura 4.149 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-15 113
Figura 4.150 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-16 114
Figura 4.151 Media a tensión por cargas vivas sensor E	3-EA-17 114
Figura 4.152 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-18 115
Figura 4.153 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-19 115
Figura 4.154 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-20 116
Figura 4.155 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-21 116
Figura 4.156 Media a tensión por cargas vivas sensor E	3-EA-22 117
Figura 4.157 Media a tensión por cargas vivas sensor E	B-EA-23 117
Figura 4.158 Media a tensión por cargas vivas sensor E	3-EA-24 118

Índice de tablas

Tabla 1.1 Sistema de monitoreo instalado en el puente Mezcala	5
Tabla 1.2 Parámetros modales identificados	10
Tabla 4.1 Comparación de las frecuencias naturales (Monitoreo vs modelo)	33
Tabla 4.2 Comparación de las frecuencias naturales (Monitoreo vs mo	delo
calibrado)	35

Sinopsis

El monitoreo estructural del puente Mezcala comenzó desde el año 2016 y, a partir de la información obtenida del sistema de monitoreo, se han podido identificar y monitorear las frecuencias naturales, formas modales y la razón de amortiguamiento de algunos modos naturales de vibración. Así también, se han calibrado modelos de elemento finito para analizar y evaluar el comportamiento ante los distintos escenarios de carga que podrían presentarse durante la vida útil del puente.

Este trabajo describe la metodología que se implementó para el análisis sistemático de las señales de los extensómetros del sistema de monitoreo, la cual se basa en el análisis de correlación entre las respuestas medidas por todos los sensores para, posteriormente, utilizar la técnica EFDD (Descomposición Mejorada en el dominio de la frecuencia). De esta manera, se identificaron las frecuencias naturales, factores de amortiguamiento y formas modales de los 14 primeros modos del puente, los cuales son utilizados para monitorear y dar seguimiento del comportamiento del puente, junto con las medias de deformación por carga viva, las inclinaciones de las torres y las tensiones de los tirantes.

(**Palabras clave**: Monitoreo Estructural, Puente Mezcala, Descomposición en el dominio de la frecuencia)

Abstract

The structural health monitoring of the Mezcala Bridge began in 2016 and, from the information obtained from the monitoring system, it has been possible to identify and monitor natural frequencies, mode shapes shapes and damping ratios the most important vibration modes of the bridge. Likewise, finite element models have been calibrated to analyze and evaluate the bridge behavior in different load scenarios that could arise during the useful life of the bridge.

This work describes the methodology that was implemented for the systematic analysis of the strain gages signals' of the monitoring system, which is based on the analysis of the correlation between the responses measured by all the sensors to subsequently use the Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) technique. In this way, the natural frequencies, damping ratios and modal shapes of the first fourteen bridge's modes were identified, which are used to monitor and track its behavior, along with the live load deformations, tilt of the towers and the tension on the cables.

(**Key Words**: Structural Health Monitoring, Mezcala Bridge, Frequency Domain Decomposition)

Resumen ejecutivo

El puente Mezcala es uno de los puentes atirantados que el Centro de Monitoreo de Puentes y Estructuras Inteligentes (CeMPEI) del Instituto Mexicano del Transporte monitorea y para el cual realiza un seguimiento de su desempeño estructural a través de sus parámetros estructurales y modales.

La información obtenida del sistema de monitoreo es analizada y jerarquizada en tres niveles: el primero corresponde al análisis individual de los sensores para determinar su comportamiento estructural mediante un criterio de alarmas; el segundo corresponde al análisis de varios sensores para determinar índices de desempeño; y el tercero corresponde al análisis de la información para aplicar algoritmos de detección de daño y análisis modal.

El análisis modal del puente Mezcala se realizó a partir de información obtenida bajo condiciones de excitación ambiental, principalmente por el tránsito de vehículos sobre el puente. Para el análisis se aplicó la técnica Mejorada de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (EFDD) para identificar y dar seguimiento a las frecuencias naturales, formas modales y factores de amortiguamiento.

Este trabajo presenta resultados de la actualización y seguimiento de los índices de desempeño estructural del puente Mezcala durante el año 2019.

Introducción

Las estructuras civiles son de vital importancia en el desarrollo económico, social y cultural de un país. La vulnerabilidad de edificios y puentes, hacen necesario que estos sean inspeccionados regularmente para salvaguardar su integridad estructural. En el caso de los puentes en México, hoy por hoy, se realizan inspecciones visuales periódicas a través de las cuales se determinan los indicies de la condición estructural de cada uno de ellos. El periodo típico para las inspecciones visuales de un puente fluctúa entre uno a dos años y están limitadas a la capacidad de observación, experiencia y conocimientos de los inspectores. Así también, las inspecciones visuales son incapaces de detectar daños o deterioros internos en las estructuras, los cuales normalmente se hacen notorios ya cuando son críticos.

Para superar las limitantes de las inspecciones visuales se han implementado técnicas modernas de análisis que permiten conocer y evaluar el estado actual de la estructura, como es el caso del monitoreo estructural. El proceso de monitorear una estructura involucra la observación de su comportamiento en el tiempo, identificando las características que son sensibles al daño y a través de un análisis estadístico determinar su integridad (Farrar y Worden, 2007).

Como lo describe la norma ISO 18649 (2004), los objetivos del monitoreo de puentes son:

- Evaluación de las cargas vivas
- Evaluación del desempeño estructural
- Evaluación de los efectos del viento e hidrológicos
- Evaluación de la seguridad estructural
- Evaluación en condiciones de servicio
- Evaluación de la compatibilidad ambiental

Para lograr estos objetivos no solamente es necesaria la implementación de un sistema de monitoreo, sino también el desarrollo de modelos matemáticos de elemento finito, los cuales son calibrados con la información del sistema de monitoreo (Anaya et. al., 2018). Estos modelos permitirán simular las condiciones de carga, que se dispongan en la normativa a implementar, para evaluar la seguridad estructural.

Dentro de las características o parámetros estructurales que son utilizados para detectar daño en estructuras civiles están las frecuencias naturales (Salawu, 1997), formas modales (Maia, 2003) y factores de amortiguamiento (Frizzarin et.al, 2010), así como las amplitudes de deformación permanentes y ante cargas vivas (Quintana et. al., 2018).

Dentro del monitoreo estructural, es de vital importancia una adecuada estimación de los parámetros modales (frecuencia natural, forma modal y amortiguamiento), no obstante, las señales obtenidas del sistema de monitoreo usualmente contienen un alto nivel de ruido y no se tiene un control sobre las fuerzas de excitación, las cuales son de carácter ambiental como pueden ser el viento, un sismo, o las cargas vivas por tránsito vehicular sobre el puente. Por lo anterior, se han desarrollado técnicas que permiten estimar los parámetros modales utilizando solamente las señales producto de excitaciones ambientales, como son la NExT (James y Carne, 1995), la ERA (Juang y Pappa, 1985), la combinación NExT-ERA (Caicedo, 2004), la SSI (Peeters y de Roeck, 1999), la FDD (Brincker, 2001a) y la EFDD (Brincker, 2001b). El objetivo de las técnicas mencionadas, es la de estimar las funciones de vibración libre del sistema, con las cuales pueden ser identificados los parámetros modales de la estructura.

1 Antecedentes

El puente Mezcala costa de una superestructura de 6 claros, con un tablero formado por 2 trabes de acero longitudinales metálicas de sección I y una losa de concreto reforzado, 4 de los claros del puente son de tipo atirantado con semi-arpas, está formado por 3 pilones de concreto, cuenta con una longitud total de 911 m con una longitud del claro principal de 311 m y un ancho de 18.50 m, la altura de la pila principal es de 213 m y la distancia máxima del tablero al lecho del río es de 140 m (figura 1.1).



Figura 1.1 Puente Mezcala

El puente se ubica en el municipio de Mártir de Cuilapan Guerrero cruza el río Balsas, está situado en las coordenadas geográficas: 17°56'8.24"N, 99°22'13.05"O, en el kilómetro 221 de la Autopista del Sol (95D) que comunica a la ciudad de Cuernavaca en el estado de Morelos con Acapulco, en la costa del estado de Guerrero.

Debido a la importancia del puente Mezcala en la actividad económica del País, el costo de la estructura, el tipo de la estructura, la longitud total del puente, la longitud del claro principal y que el puente se ubica en una zona de alta actividad sísmica (figura 1.2) se seleccionó como uno de los puentes para instrumentar y monitorear en tiempo real en el Centro de Monitoreo de Puentes y Estructuras Inteligentes (CeMPEI) del Instituto Mexicano del Transporte.



Figura 1.2 Ubicación geográfica del puente Mezcala

1.1 Sistema de monitoreo del puente Mezcala

El sistema de adquisición de datos y monitoreo permanente del puente Mezcala tiene tres módulos principales para su funcionamiento; el primero, el módulo de sensores y equipos de adquisición y pre procesamiento de datos; el segundo es el módulo de energización; y el tercero, el de comunicaciones remotas.

El módulo de sensores, equipos de adquisición y pre procesamiento de datos del puente Mezcala consta de 36 acelerómetros, 16 inclinómetros, 10 extensómetros de concreto, 48 extensómetros de acero, 11 sensores de temperatura, un medidor de desplazamiento, 2 cámaras de video, una estación climatológica, un interrogador, un multiplexor y una unidad de control. Cada uno de los sensores y equipos instalados persigue objetivos particulares para el monitoreo de la integridad estructural del puente Mezcala. En la tabla 1.1 se enlistan el número, marca y modelos de los equipos y sensores instalados.

Los acelerómetros fueron seleccionados para medir las respuestas dinámicas de las pilas y de algunos de los tirantes. La información proporcionada por ellos permitirá conocer el desempeño estructural de las torres bajo condiciones de operación normal, evaluar la integridad estructural de las mismas posterior a sismos, ráfagas de viento o accidentes. Por otro lado, los acelerómetros instalados en algunos de los tirantes serán utilizados para determinar la tensión de los cables.

Cant	Nombre	Descripción	Marca	Modelo
1	Interrogador	Equipo de adquisición de datos de fibra óptica de 4 canales con frecuencia de adquisición máxima de 1000 Hz	Micron Optics	sm-130
1	Multiplexor	Equipo que divide el haz de luz de los canales del interrogador para tener 16 canales	Micron Optics	sm-041
1	Sensor de desplazamiento	Sensor empleado para medir desplazamientos	Micron Optics	os5100
11	Sensores de temperatura	Sensor empleado para medir cambios de temperatura	Micron Optics	os4350
16	Inclinómetros	Sensor empleado para medir inclinaciones	FBG TECH	T1-310
36	Acelerómetros	Sensor empleado para medir respuestas dinámicas	Micron Optics	os7100
10	Extensómetros	Sensor empleado para medir deformaciones unitarias en concreto	Micron Optics	os3600
48	Extensómetros	Sensor empleado para medir deformaciones unitarias en acero	Micron Optics	os3000

|--|

Los inclinómetros tienen la finalidad de dar seguimiento del nivel de inclinación de las pilas en el tiempo e identificar cuando hay un cambio significativo después de un evento importante, como puede ser un sismo.

La función de los extensómetros de acero y de concreto es la de medir el comportamiento dinámico del puente y asociar las deformaciones con la carga de vehículos y aquellas asociadas con los cambios de temperatura durante el día o estación del año. La información proporcionada por estos sensores es fundamental para la calibración de modelos de elemento finito y para la implementación de técnicas de detección de daño.

Los sensores de temperatura persiguen el objetivo de proporcionar información de los cambios de temperatura en diferentes secciones del puente y correlacionar la información con las deformaciones para poder asociar el nivel de deformación por incremento de temperatura.

El medidor de deslazamiento es utilizado para conocer la deformación de la junta de expansión por cambios de temperaturas globales y condiciones normales de operación.

Para adquirir la información de cada uno de los sensores es necesaria una computadora que controla la adquisición de datos del sistema, almacena la información, pre-procesa los datos y emite las alarmas, y cuenta con los programas

de visualización y consulta remota. La información llega a la computadora a través de un equipo interrogador para sensores de fibra óptica, que traduce las medidas de cambio de longitud de onda en los sensores en medidas físicas (deformación, inclinación, temperatura, desplazamiento o aceleración). A su vez, el interrogador tiene un multiplexor que expande los 4 canales que tiene a 16 canales (ver figura 1.3).



Figura 1.3 Sistema de adquisición de datos instalado en el puente Mezcala

En total, el puente Mezcala tiene instalados 122 sensores de fibra óptica, los cuales están distribuidos en 14 canales de adquisición. Para tener una mayor sensibilidad los sensores fueron agrupados por tipos de sensores, de tal manera que 4 canales fueron utilizados para conectar acelerómetros, 2 canales para inclinómetros y 8 canales para los sensores de deformación. A su vez, los sensores de deformación fueron divididos en 6 canales para sensores instalados en acero y 2 canales para sensores instalados en concreto. En las figuras 1.4 a 1.10 se muestran los diagramas de instrumentación del puente Mezcala.







Figura 1.5 Instrumentación de la torre 4 (aguas arriba)



Figura 1.6 Instrumentación de la torre 3 (aguas abajo)



Figura 1.7 Instrumentación de la torre 3 (aguas arriba)



Figura 1.8 Instrumentación de la torre 2 (aguas abajo)



Figura 1.9 Instrumentación de la torre 2 (aguas arriba)



Figura 1.10 Simbología de los planos de instrumentación

1.2 Monitoreo del puente Mezcala

En el año 2016, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) instrumentó y comenzó el monitoreo en tiempo real del puente Mezcala con el objetivo de monitorear y evaluar su integridad estructural. Las actividades que se han llevado a cabo desde entonces han sido principalmente para la identificación de los parámetros modales del puente, lo que ha permitido generar y calibrar modelos de elemento finito en las plataformas de STADYN® y ANSYS®, que sirven para simular escenarios críticos para establecer niveles de alarma (Anaya et. al., 2018), así como la identificación de los rangos de operación normal de los sensores bajo condiciones de operación normal.

1.2.1 Identificación de los parámetros modales

Del análisis que se realizó en 2016, se identificaron 7 modos naturales de vibración en un rango de 0 a 1 Hz. Las técnicas implementadas para identificar los modos fue la NExT en conjunto con MUSIC (Amezquita et al, 2013), esta última para estimar con más precisión el valor de las frecuencias naturales. La frecuencia de muestreo del sistema de monitoreo es de 125 Hz y la computadora guarda los datos a manera de bloques de 2 minutos de duración, con lo cual, los bloques contienen un total de 15,000 datos por sensor.

El espectro MUSIC obtenido de los bloques de datos del sistema de monitoreo se muestra en la figura 1.11. Las formas modales fueron obtenidas de los espectros correlacionados (Figura 1.12). El proceso de identificación de los modos naturales de vibración consistió en que los picos del espectro MUSIC tuvieran una forma modal que pudiera ser correlacionada con su contraparte del modelo de elemento finito a través del valor del MAC (Allemang, 1982).



Figura 1.11 Espectro MUSIC



Figura 1.12 Forma modal del modo 1

Los valores de los 7 modos identificados se muestran en la tabla 1.2. Si bien, los parámetros obtenidos han permitido calibrar un modelo de elemento finito y sirven como una referencia en el monitoreo, aun es necesario identificar modos superiores a 1 Hz, con el fin de mejorar la calibración del modelo y mejorar el monitoreo del puente, además aun es necesario estimar los valores de los factores de amortiguamiento de cada modo. Por lo anterior, en esta investigación se propuso la implementación de la técnica EFDD (Descomposición Mejorada en el Dominio de la Frecuencia) para mejorar la estimación de las frecuencias naturales, formas modales y el factor de amortiguamiento.

Modo	Frecuencia (Hz)	MAC (%)	Descripción del Modo
1	0.2080	71	Flexión del tablero
2	0.3805	68	Torsión del tablero
3	0.4425	67	Flexión del tablero
4	0.5080	80	Flexión del tablero
5	0.6313	63	Flexión del tablero
6	0.7831	75	Flexión del tablero
7	0.8510	74	Flexión del tablero

Tabla 1.2 Parámetros modales identificados

1.2.2 Seguimiento de los parámetros estructurales

Se ha dado seguimiento a los parámetros estructurales (deformación, inclinación, tensión, etc.), del puente Mezcala a través de los valores de referencia iniciales, a través del análisis de cada parámetro bajo condiciones de operación normal (cargas

vivas), y mediante el análisis estadístico de cada variable y la evaluación de los cambios en los parámetros de acuerdo al mantenimiento preventivo realizado o algún tipo de daño encontrado.

Las variables seguidas en los últimos cuatro años permitirán establecer estrategias de mantenimiento, protocolos de actuación ante daño, la evaluación de la efectividad del mantenimiento realizado, evaluar la condición estructural posterior a sismos, garantizar la seguridad de los usuarios y la integridad del puente.

2 Marco Teórico

2.1 Análisis Modal Operacional

En el análisis modal tradicional, se requiere la medición de la respuesta estructural, así como de la fuerza de excitación con el objetivo de obtener las funciones de respuesta en frecuencia (FRF), de las que se pueden obtener los parámetros modales de la estructura (Marwala, 2010). No obstante, para estructuras civiles de gran tamaño, es difícil conseguir los medios de excitación contralada con la magnitud suficiente para excitar la estructura, esto aunado a la necesidad de cerrar la estructura al tráfico. Una alternativa cada vez más popular, es utilizar los medios naturales de excitación, como lo son el flujo vehicular, el viento, el oleaje o los sismos, lo que se conoce como pruebas de vibración ambiental. La gran ventaja de este tipo de pruebas, es su relativo bajo costo, debido a que no es necesario cerrar la estructura al tráfico, ni de conseguir medios controlados de excitación.

La idea fundamental dentro del análisis modal operacional, es que las excitaciones de naturales de la estructura se aproximen a las características de un ruido blanco, es decir, que tengan una energía sobre las frecuencias naturales de la estructura, o al menos, que excite el rango de frecuencias de los modos de interés (Brincker y Ventura, 2015).

2.1.1 Técnica de Excitación Natural (NExT)

La justificación teórica de la técnica NExT (James y Carne, 1995), consiste en que las respuestas de un sistema excitado por ruido blanco, producirán funciones de correlación cruzada y auto correlación que son las funciones de impulso libre amortiguado del sistema. Por lo que los parámetros modales pueden ser estimados a partir de estas funciones de correlación.

Las ecuaciones matriciales que describen el comportamiento de un sistema bajo excitaciones aleatorias es:

$$[M]{\ddot{x}(t)} + [C]{\dot{x}(t)} + [K]{x(t)} = {f(t)}$$
(2.1)

Donde [M], [C] y [K] son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, x(t) es el desplazamiento aleatorio en el tiempo, con sus respectivas derivadas, velocidad y aceleración, y f(t) es la función de fuerzas aleatorias. Con estas características, se deriva la siguiente función de correlación de dos respuestas ($x_{i,k}$ y $x_{j,k}$) producto de una excitación de ruido blanco en un punto particular *k*.

$$R_{ijk}(t) = \sum_{r=1}^{n} \left[A_{ijk}^r \exp(-\zeta^r \omega_n^r t) \cos(\omega_d^r t) + B_{ijk}^r \exp(-\zeta^r \omega_n^r t) \sin(\omega_d^r t) \right] \quad (2.2)$$

Donde A y B dependen solamente de los parámetros modales. Al examinar la Ec. 2.2 puede verse que es la suma de funciones libres amortiguadas, las cuales son las mismas del sistema original.

La forma de obtener la correlación de una señal (x(t)) con respecto a una de referencia (y(t)) en el dominio de la frecuencia es a través de la siguiente ecuación:

$$\hat{G}_{xy}(i\omega) = \mathcal{F}(x) * \bar{\mathcal{F}}(y)$$
(2.3)

Donde \mathcal{F} es la Transformada de Fourier (FFT) de la señal. Para obtener la función de correlación en el dominio del tiempo, se utiliza la Transformada Inversa de Fourier (IFFT) en el vector $\hat{G}_{xy}(i\omega)$.

2.1.2 Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD)

En la técnica FDD (Frequency Domain Decomposition) (Brincker, 2001a), el primer paso es estimar la matriz de Densidad Espectral de Potencia (PSD), la cual se define como la relación que existe entre las fuerzas desconocidas f(t) y las respuestas x(t), y puede expresarse como:

$$\left[\hat{G}_{xx}(i\omega)\right] = \left[\bar{H}(i\omega)\right] \left[\hat{G}_{ff}(i\omega)\right] \left[H(i\omega)\right]^T$$
(2.4)

Donde la matriz $\hat{G}_{xx}(i\omega)$ es de tamaño $m \ge m$, siendo m el número de sensores, la matriz $\hat{G}_{ff}(i\omega)$ es de tamaño r x r, siendo r el número de entradas y $H(i\omega)$ es la matriz FRF.

En el caso en el que las funciones de excitación sean ruido blanco y que el amortiguamiento del sistema sea ligero, la matriz PSD puede descomponerse en un conjunto de funciones auto densidad espectral, cada una correspondiente a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) mediante:

$$\left[\hat{G}_{xx}(i\omega)\right] = \left[U_i\right] \left[S_i\right] \left[U_i\right]^H \tag{2.5}$$

Donde la matriz $[U_i] = [u_{i1,}u_{i2,} \dots u_{im}]$ es una matriz unitaria de vectores singulares, y $[S_i]$ es una matriz diagonal de valores singulares. En el caso de que solo un modo sea dominante en determinada frecuencia *i*, el vector singular será una estimación cercana a la forma modal:

$$\hat{\varphi} = u_{i1} \tag{2.6}$$

Se puede decir que en este paso termina la técnica FDD, un segundo nivel en la implementación de este algoritmo consiste en estimar la función de auto densidad
espectral correspondiente a un sistema SDOF, esta técnica es conocida como EFDD (Enhaced Frequency Domain Decomposition).

Para obtener la función SDOF, se comparan los valores de los vectores singulares cercanos al pico con respecto a la forma modal $\hat{\varphi}$. Mientras se encuentren vectores singulares con un valor MAC elevado, entonces los correspondientes valores singulares forman parte de la función SDOF. Una vez obtenidos los valores singulares Si1, que forman parte de la SDOF, estos son llevados de nuevo al dominio del tiempo a través de la transformada inversa de Fourier (IFFT), donde la frecuencia natural y el amortiguamiento pueden ser estimados mediante la transformada Hilbert (Sumali y Kellog, 2011).

2.1.3 Estimación de la frecuencia natural y amortiguamiento mediante la transformada Hilbert

La ecuación que describe el comportamiento libre de una función SDOF es:

$$v(t) = A_0 \exp(-\zeta \omega_n t) \cos(\omega_d t + \theta_0)$$
(2.7)

Donde A_0 es la amplitud inicial, ζ es el factor de amortiguamiento, ω_n es la frecuencia natural, ω_d es la frecuencia natural amortiguada, dada por $\omega_d = \omega_n \sqrt{1-\zeta^2}$ y θ_0 es el ángulo de fase. Para obtener el envolvente de la Ec. 2.7, la transformada Hilbert convierte la señal real v(t) a una forma compleja, llamada representación analítica, definida por:

$$V(t) = v(t) + i\tilde{v}(t)$$
(2.8)

La magnitud de la representación analítica es el envolvente de la señal real:

$$|V(t)| = A_0 \exp(-\zeta \omega_n t) \tag{2.9}$$

Al ajustar mediante mínimos cuadrados el envolvente de Hilbert se obtiene:

$$\zeta \omega_n = -C \tag{2.10}$$

Donde C es la constante de ajuste determinada por regresión lineal. Por otra parte, el ángulo de fase puede ser obtenido de la representación analítica mediante:

$$\theta(t) = tan^{-1} \big(\tilde{v}(t) / v(t) \big) \tag{2.11}$$

Donde, en principio, la frecuencia natural amortiguada ω_d puede ser obtenida numéricamente al derivar en ángulo de fase mediante:

$$\omega_d = \frac{d\theta(t)}{dt} \tag{2.12}$$

Por lo que, al conocer la frecuencia natural amortiguada y la constante C, se obtiene:

$$\omega_n = \sqrt{\omega_d^2 + C^2} \tag{2.13}$$

Y con la frecuencia natural conocida, se obtiene el valor del factor de amortiguamiento mediante:

$$\zeta = -C/\omega_n \tag{2.14}$$

El procedimiento descrito es aplicado a cada pico espectral identificado mediante la técnica EFDD, a través de una rutina implementada en el programa MATLab.

2.2 Método de elemento finito

El Método de Elemento Finitos (MEF), originalmente introducido por Turner en 1956, es una poderosa técnica computacional para aproximar soluciones de una gran variedad de problemas del mundo real con dominios complejos sujetos a condiciones de frontera generales (Madenci, 2006). Al usar propiedades esfuerzo/deformación del material del que está compuesta la estructura, se puede determinar el comportamiento (respuesta estructural) de un nodo en función de los términos de las propiedades de los elementos de la estructura.

El conjunto total de ecuaciones que describen el comportamiento de cada nodo deriva en una serie de ecuaciones que se expresan usualmente en la siguiente forma matricial (Doyle, 1991).

$$[M]{\ddot{x}} + [C]{\dot{x}} + [K]{x} = \{P\}$$
(2.15)

Donde [M], [C] y [K] son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente. Estas matrices contienen la información de las propiedades del material de la estructura (parámetros estructurales). El vector {*x*} es el vector de desplazamiento, cuyas derivadas { \dot{x} } y { \ddot{x} } son los vectores de velocidad y aceleración respectivamente, y {*P*} es el vector de fuerzas. Por otra parte, la ecuación que describe el comportamiento dinámico de un sistema no amortiguado es:

$$[M]{\ddot{x}} + [K]{x} = {P}$$
(2.16)

Al considerar la Ec. 2.16 como homogénea (vibración libre) y al adoptar una solución para $u(t) = {\hat{u}}e^{i\omega t}$ dado que el movimiento es armónico, se obtiene el siguiente problema de valores y vectores característicos:

$$[[K] - \omega^2[M]]{\hat{x}} = 0$$
(2.17)

Donde los valores propios ω son las frecuencias naturales circulares del sistema y $\{\hat{x}\}$ son los vectores propios asociados a cada frecuencia natural, que son conocidos como *formas modales*.

2.2.1 Relación Desplazamiento-Deformación

Las formas modales obtenidas del análisis modal de los sensores del puente obedecen a la deformación asociada a las vibraciones, y debido a que la mayoría de los programas de elemento finito solamente reportan el vector de desplazamientos al resolver la Ec. 2.17, es necesario establecer la relación que existe entre desplazamientos y deformaciones, que puede expresarse como (Doyle, 1991):

$$\epsilon = -y \cdot \frac{d^2 v}{dx^2} \tag{2.18}$$

Esta relación es válida para pequeños desplazamientos, situación que se cumple en el análisis modal, por lo cual podemos expresar las formas modales de deformación como (Marques, 2015):

$$\varphi = -y \cdot \hat{x}^{\prime\prime} \tag{2.19}$$

Donde φ es el vector propio relacionado con la forma modal de deformación, \hat{x} es el vector de forma modal de desplazamiento y es la distancia del centroide del elemento al punto donde se desea conocer la deformación unitaria. Al utilizar la Ec. 2.19 pueden calcularse las formas modales de deformación del modelo de elemento finito y compararlas con las obtenidas del monitoreo.

2.2.2 Calibración del modelo de elemento finito

El objetivo de los métodos de optimización en la calibración de modelos de EF es actualizar los parámetros geométricos y/o físicos y/o las condiciones de frontera basado en las respuestas estructurales como las frecuencias, formas modales, desplazamientos, esfuerzos, etc., con el fin de reproducir el comportamiento dinámico y/o estático de una estructura con una adecuada precisión (Brownjohn, 2001). Existen diversas técnicas en la literatura para calibrar un modelo de elemento finito que van desde ajustar manualmente cada parámetro (Benedettini, 2011) hasta la implementación de sofisticados algoritmos (Marwala, 2011). En esta investigación fue utilizado el algoritmo de Gauss-Newton (Friswell y Mottershead, 1995) para calibrar el modelo de elemento finito debido a su amigable implementación y que ha brindado resultados satisfactorios anteriormente (Anaya et. al., 2018). El método Gauss-Newton consiste primeramente en evaluar el cambio que produce un pequeño incremento h en los parámetros del modelo a en las respuestas estructurales u, lo que se conoce como sensibilidad, la cual se obtiene mediante:

$$S_{i,j} = \frac{u_i(a_j^0 + h) - u_i(a_j^0)}{h}$$
(2.20)

Donde el incremento h se fija usualmente del 5% del valor inicial del parámetro estructural. Debido a que las unidades de la sensibilidad de la Ec. 2.20 pueden derivar en cantidades poco manejables, usualmente se procede a normalizar el

valor de la sensibilidad con respecto a los parámetros y a las respuestas estructurales como sigue:

$$\psi_{i,j} = S_{i,j} a_j \tag{2.21}$$

$$\Psi_{i,j} = \frac{\psi_{i,j}}{u_i} \tag{2.22}$$

Comparando la sensibilidad normalizada de la Ec. 2.22 de cada uno de los parámetros del modelo, se identifican aquellos que tienen una influencia importante en las respuestas estructurales y serán los que se modificarán utilizando el algoritmo. La ecuación matricial del método Gauss-Newton para ajustar los parámetros del modelo de elemento finito se muestra a continuación:

$$\left[[\psi]^T [W_z] [\psi] + \lambda [W_p] \right] \{ \tilde{P}_{k+1} \} = \left[[\psi]^T [W_z] \right] \{ d - u_k + \psi \tilde{P}_n \} + \lambda [W_p] \{ \tilde{P}_k \} \quad (2.23)$$

Donde \tilde{P} es el valor de las escalas de los parámetros estructurales en la k-ésima iteración, d y u son los vectores de respuestas estructurales de medición y del modelo respectivamente, W_z es la matriz diagonal de pesos de las mediciones experimentales, la cual se definió como el reciproco de la varianza de cada una de las mediciones experimentales (Friswell y Mottershead, 1995) como sigue:

$$W_z = diag\left(\frac{1}{(V_i d_i)^2}, \dots, \frac{1}{(V_n d_n)^2}\right)$$
 (2.24)

Donde V_i es el coeficiente de variación de la i-ésima medición. Por último, W_p es la matriz diagonal de pesos de los parámetros estructurales, la cual se definió como el reciproco de la varianza del valor de los parámetros estructurales del modelo (Schlune y Plos, 2008) tal que:

$$W_p = diag\left(\frac{1}{{V_j}^2}, ..., \frac{1}{{V_n}^2}\right)$$
 (2.25)

Donde V_j es el coeficiente de variación del j-ésimo parámetro estructural. Debido a la normalización de acuerdo al valor inicial de los parámetros estructurales (Ec. 2.21) utilizada en la Ec. 2.23, la matriz de pesos W_p es solamente el reciproco del cuadrado del coeficiente de variación de los parámetros estructurales. La adición de la matriz de pesos W_p tiene el objetivo de reducir el mal condicionamiento de las ecuaciones de mínimos cuadrados a través del parámetro λ , el cual es determinado en función del grado de suavidad que produce en los resultados.

3 Análisis Modal Operacional del Puente Mezcala

Se presenta la metodología implementada para identificar los parámetros modales del puente Mezcala, utilizando la técnica EFDD con la información del sistema de monitoreo durante el año 2019. En la figura 3.1 se muestra el esquema de la metodología.





3.1.1 Instrumentación

La identificación de los parámetros modales del puente Mezcala fue realizada utilizando la información de los extensómetros colocados en las vigas principales entre la torre 2 y torre 4, por lo que solamente pudieron identificarse modos de verticales de flexión y torsión del tablero. Desafortunadamente, se han presentado problemas con el sistema de energización del monitoreo del puente y solo se ha podido registrar la información de los meses de enero, febrero y octubre. Por otra parte, debido al daño de los lazos de fibra óptica de las semiarpas 1 y 12 (figuras 1.4 y 1.5) por trabajos de mantenimiento del puente, se ha perdido totalmente la información de los sensores B-EA-1 al B-EA-5, B-EA-10 y del A-EA-1 al A-EA-4. El esquema de la instrumentación se muestra en la figura 3.2.

3.1.2 Proceso de análisis

Con la finalidad de establecer una referencia, primeramente, se analizaron los datos del monitoreo de junio de 2016, - año de su puesta en operación-, utilizando la técnica EFDD. El rango de análisis fue de 0 a 5 Hz con el objetivo de identificar la mayor cantidad de modos. Las señales analizadas corresponden a bloques de datos de 2 minutos de duración, adquiriendo a una frecuencia de 125 Hz.

La respuesta típica debida excitaciones ambientales se muestra en la figura 3.3.



Figura 3.2 Esquema de la instrumentación para análisis modal



Figura 3.3 Señal típica de un extensómetro ante excitaciones ambientales

Con el objetivo de disminuir los efectos (frecuencias bajas) producidos por el paso de los vehículos, se aplicó un filtro tipo Butterworth pasa altas de orden 2, con una frecuencia de corte de 0.10 Hz. Al aplicar el filtro con las características mencionadas a la señal mostrada en la figura 3.3 se obtiene la siguiente señal (Figura 3.4):



Figura 3.4 Señal filtrada de un extensómetro ante excitaciones ambientales

Tras el filtrado de las señales, se procedió a calcular la matriz PSD $[\hat{G}_{xx}(i\omega)]$, a través de correlación de cada señal en el dominio de la frecuencia. Para calcular la FFT de cada señal fueron utilizados 32,768 puntos, los cuales equivalen a la potencia de 2 más cercana al doble de datos del sensor (15,000 datos) con el objetivo de evitar efectos de convolución circular. En total, la matriz PSD de cada bloque de datos tiene un tamaño de 34 x 34 en cada punto de frecuencia. La

diagonal principal de la matriz PSD consta de las auto-correlaciones de todos los sensores, mientras que los elementos fuera de la diagonal representan todas las correlaciones cruzadas de los sensores. Al descomponer la matriz PSD en cada punto de frecuencia mediante la técnica SVD, fueron obtenidos los valores y vectores singulares. El espectro obtenido de valores singulares se muestra en la Fig. 3.5.



Figura 3.5 Espectro de valores singulares

Al inspeccionar el espectro de la Fig. 3.5, se pueden apreciar los picos que corresponden a los modos naturales de vibración del puente, donde la mayor densidad de estos, se concentra en un rango de frecuencias de 0 a 3.5 Hz. En total fueron identificados 26 picos en un rango de 0 a 5 Hz.

Para estimar el valor de la frecuencia natural y amortiguamiento de cada modo, una vez identificados los picos del espectro, se procedió a calcular las funciones SDOF del sistema, al transformar al dominio del tiempo la parte de los picos del espectro asociados a la función SDOF, mediante la transformada inversa de Fourier (IFFT).

Para identificar la parte del pico asociada a la función SDOF fue utilizado el criterio MAC, donde se comparó el vector singular correspondiente al pico, con los vectores correspondientes a las frecuencias aledañas. Si el valor MAC de un vector aledaño superó el 70% de correlación, este se consideró parte de la función SDOF. Al identificar estos valores, se procedió a poner en ceros todos los demás valores que no fueran parte de la función SDOF y aplicar la IFFT. En la Figura 3.6 se muestra en rojo la parte del espectro utilizada para calcular la función SDOF correspondiente al primer pico. Tras utilizar la IFFT se obtuvo la función SDOF del sistema (Figura 3.7), la cual exhibe un solo componente de frecuencia y un decaimiento asociado al factor de amortiguamiento. Para el valor de los parámetros modales, se utilizó la

transformada Hilbert en una zona donde se puede apreciar un decaimiento logarítmico, es decir, se dejó fuera de la identificación la parte inicial y final de la función SDOF, con el fin de evitar los efectos de ruido de la señal.



Figura 3.6 Parte del espectro utilizado para calcular la función SDOF



Figura 3.7 Parte de la función SDOF utilizada para estimar los parámetros modales

Con los parámetros obtenidos de la transformada Hilbert, fueron empleadas las Ec. 2.10 a 2.14 para obtener los valores de la frecuencia natural y del amortiguamiento de cada modo. Este procedimiento fue aplicado a cada uno de los 26 picos del

espectro de valores singulares a través de un proceso automatizado programado en Matlab.

Por otra parte, las formas modales de los picos identificados fueron comparadas con 90 formas modales del modelo de elemento finito, a través del criterio MAC. Para calcular las formas modales de deformación del modelo de elemento finito, fue utilizada la Ec. 2.11.

Al comparar todas las formas modales, se obtuvo la matriz MAC (Figura 3.8), con la cual se pudo identificar 14 de los 26 modos obtenidos de la técnica EFDD, de los 12 modos restantes se obtuvieron valores MAC muy bajos y esparcidos, por lo que no fue posible identificar su contraparte del modelo de elemento finito.

Los 14 modos identificados se encontraron en un rango de frecuencias de 0 a 1.80 Hz, de los cuales, 7 corresponden a los identificados anteriormente con la técnica NExT (Anaya et.al, 2018). Los parámetros modales obtenidos mediante la técnica EFDD fueron comparados con los del modelo de elemento finito.



Figura 3.8 Matriz MAC

3.2 Monitoreo de los parámetros modales

De los datos analizados de 2016, se identificaron 14 modos naturales de vibración al comparar las formas modales de vibración asociadas a cada modo con las del modelo de elemento finito a través del MAC. Los parámetros modales asociados a cada modo fueron monitoreados durante el 2019, en las figuras 4.1 y 4.2 se

muestran los valores de frecuencia natural y factor de amortiguamiento respectivamente de los 14 modos durante los meses monitoreados.



Figura 3.9 Monitoreo de la frecuencia natural



Figura 3.10 Monitoreo del factor de amortiguamiento

De la frecuencia natural y el factor de amortiguamiento obtenidos de la técnica EFDD, se encontró la relación mostrada en la figura 4.3, donde la ecuación ajustada a los valores experimentales es la ecuación de amortiguamiento de Rayleigh (Cruz y Miranda, 2017); y α es una constante de proporcionalidad entre la masa y el amortiguamiento de la estructura. Determinando por medio de regresión lineal el valor de la constante α , se obtuvo un modelo para representar el valor del factor de

amortiguamiento en función de la frecuencia natural, el valor de correlación R² del modelo tiene un valor máximo de 0.92.



Figura 3.11 Correlación entre la frecuencia natural y el factor de amortiguamiento

Por otro lado, las formas modales de deformación de los 14 modos se muestran en las figs. 4.4 a 4.17, donde cada punto representa la amplitud de un sensor de deformación instalado en las vigas principales del puente, tanto aguas arriba como aguas abajo. Las líneas punteadas representan la posición de las torres principales del puente.



Figura 3.12 Forma modal de deformación del modo 1



Figura 3.13 Forma modal de deformación del modo 2



Figura 3.14 Forma modal de deformación del modo 3



Figura 3.15 Forma modal de deformación del modo 4



Figura 3.16 Forma modal de deformación del modo 5



Figura 3.17 Forma modal de deformación del modo 6



Figura 3.18 Forma modal de deformación del modo 7



Figura 3.19 Forma modal de deformación del modo 8



Figura 3.20 Forma modal de deformación del modo 9



Figura 3.21 Forma modal de deformación del modo 10



Figura 3.22 Forma modal de deformación del modo 11



Figura 3.23 Forma modal de deformación del modo 12



Figura 3.24 Forma modal de deformación del modo 13



Figura 3.25 Forma modal de deformación del modo 14

3.3 Modelo de elemento finito del puente Mezcala

Con el propósito de evaluar el comportamiento estructural a partir de la simulación de los eventos de carga viva, así como identificar los elementos que influyen en la respuesta estructural obtenida del monitoreo, fue desarrollado un modelo de elemento finito (EF) del puente Mezcala (figura 3.9) en el software StaDyn (Doyle, 1991) versión 5.1. El modelo consta de 7,646 elementos y 2,940 nodos.



Figura 3.26 Modelo de elemento finito del puente Mezcala

Para representar la losa del puente y las pilas principales, fueron utilizados elementos tipo placa, mientras que, para las vigas principales, vigas transversales, pilones y travesaños, fueron utilizados elementos tipo *beam*. Con el propósito de unir el tablero con el punto de apoyo que proveen las torres, se utilizó un elemento tipo *beam*, con las propiedades mecánicas de un elemento de acero, sin masa. El área efectiva de estos elementos de "unión", se determinó en función de las tensiones por carga muerta producidas en los tirantes más próximos a las torres.

Por último, para representar los 140 tirantes del puente Mezcala, se utilizaron elementos tipo *truss*, donde un único elemento, con un módulo de elasticidad equivalente, se emplea para modelar el tirante (Ernst, 1984). En total, se emplearon 166 materiales para asignar a cada uno de los elementos del modelo las propiedades mecánicas de los elementos estructurales que representan.

En cuanto a las condiciones de frontera, el estribo del puente, lado Acapulco, se consideró empotrado. Esta situación conllevó a que no fuera necesario modelar la zona del tablero existente antes del estribo, debido a que se encuentra sobre el terreno; por lo tanto, los tirantes 7-11 de las semi-arpas 6 y 7, se consideraron empotrados en sus anclajes inferiores, además de que todas las torres del puente se consideraron con la misma condición de empotramiento en su base. Por último, el estribo lado Cuernavaca, se consideró como un apoyo móvil restringido únicamente en el sentido vertical y transversal.

3.4 Calibración del modelo de EF

Tras el monitoreo de los parámetros modales del puente Mezcala, se procedió a comparar el valor más reciente de las frecuencias naturales (octubre de 2019) con las del modelo de EF obteniéndose la Tabla 4.1. La diferencia es obtenida mediante:

$$Diferencia = \frac{frec. mef - frec. monitoreo}{frec. monitoreo}$$

Modo	Frec. Monitoreo (Hz)	Frec. Mef (Hz)	Diferencia (%)
1	0.212	0.206	-2.64
2	0.426	0.381	-10.40
3	0.444	0.447	0.74
4	0.516	0.508	-1.70
5	0.629	0.628	-0.13
6	0.744	0.731	-1.75
7	0.790	0.777	-1.67
8	0.855	0.856	0.11
9	1.047	1.040	-0.68
10	1.104	1.096	-0.73
11	1.152	1.228	6.54
12	1.307	1.293	-1.06
13	1.388	1.411	1.67
14	1.732	1.620	-6.44

Tabla 3.1 Comparación de las frecuencias naturales (Monitoreo vs modelo)

Como se puede apreciar en la Tabla 4.1 existen diferencias aceptables para la mayoría de las frecuencias naturales excepto para la del modo 2, la cual es del

10.40%. Con el objetivo de disminuir esta diferencia se ajustó el modelo utilizando el algoritmo Gauss-Newton considerando las primeras 8 frecuencias. Los parámetros del modelo de EF considerados para la calibración fueron:

- 1) Módulo de elasticidad de la losa del tablero (31.31 GPa).
- 2) Densidad efectiva de la losa del tablero (3741.40 kg/m³).
- 3) Módulo de elasticidad de las vigas principales (223.56 GPa).
- 4) Módulo de elasticidad de las torres (34.81 GPa).
- 5) Densidad de las torres (2477.96 kg/m³).

Tras 12 iteraciones se consiguió la convergencia de los valores de los parámetros del modelo (figura 4.18). En la Tabla 4.2 se muestran las diferencias obtenidas tras la calibración del modelo donde se puede apreciar que existen diferencias aceptables tanto para las 8 primeras frecuencias naturales utilizadas en el proceso de calibración como en las 6 frecuencias restantes. Los valores finales de los parámetros del modelo se muestran a continuación:

- 1) Módulo de elasticidad de la losa del tablero (38.98 GPa).
- 2) Densidad efectiva de la losa del tablero (3796.60 kg/m³).
- 3) Módulo de elasticidad de las vigas principales (214.60 GPa).
- 4) Módulo de elasticidad de las torres (54.97 GPa).



5) Densidad de las torres (2182.10 kg/m³).

Figura 3.27 Convergencia de los valores de los parámetros del modelo

Modo	Frec. Monitoreo (Hz)	Frec. Mef (Hz)	Diferencia
1	0.212	0.213	0.66
2	0.426	0.418	-1.74
3	0.444	0.453	1.91
4	0.516	0.514	-0.53
5	0.629	0.628	-0.16
6	0.744	0.729	-1.98
7	0.790	0.787	-0.40
8	0.855	0.871	1.88
9	1.047	1.038	-0.86
10	1.104	1.092	-1.15
11	1.152	1.229	6.66
12	1.307	1.302	-0.39
13	1.388	1.390	0.15
14	1.732	1.638	-5.41

Tabla 3.2 Comparación de las frecuencias naturales (Monitoreo vs modelocalibrado)

Adicionalmente a las frecuencias naturales, se ajustarón los valores de las tensiones de los tirantes del puente. La calibración de las fuerzas de tensión en los tirantes terminó hasta que se obtuvieron valores aceptables, los cuales consisten de una diferencia promedio de tensión de 3 toneladas y una diferencia maxima de 19 toneladas.



Figura 3.28 Comparación de tensiones Semiarpa 1 y 2



Figura 3.29 Comparación de tensiones Semiarpa 3 y 4



Figura 3.30 Comparación de tensiones Semiarpa 5 y 6

La comparación de las tensiones de los tirantes aguas abajo del puente se muestran en las figuras 4.19 a 4.21. Las tensiones aguas arriba presentan un escenario similar al mostrado para aguas abajo.

4 Seguimiento de parámetros estructurales

A partir del año 2016 se ha dado seguimiento a los parámetros estructurales del puente Mezcala a través del seguimiento de los valores de referencia iniciales de cada parámetro (deformación, inclinación, tensión, frecuencia natural, etc.), el análisis de cada parámetro bajo condiciones de operación normal, mediante el análisis estadístico de cada variable y la evaluación de los cambios en los parámetros de acuerdo al mantenimiento preventivo realizado o algún tipo de daño encontrado. Las variables seguidas en los últimos seis años han permitido establecer estrategias de mantenimiento, protocolos de actuación ante daño, la evaluación de la efectividad del mantenimiento realizado, evaluar la condición estructural posterior a sismos, garantizar la seguridad de los usuarios y la integridad del puente.

En las figuras 4.1 a 4.8 se muestran las variaciones de las frecuencias naturales del puente Mezcala desde la implementación del sistema de monitoreo, el valor mostrado por mes corresponde al promedio de todas las mediciones realizadas en dicho lapso de tiempo.



Figura 4.1 Variación de la frecuencia natural del modo 1



Figura 4.2 Variación de la frecuencia natural del modo 2







Figura 4.4 Variación de la frecuencia natural del modo 4







Figura 4.6 Variación de la frecuencia natural del modo 6







Figura 4.8 Variación de la frecuencia natural del modo 8

A continuación, en las figuras 4.9 a 4.50 se puede observar el valor de referencia de deformación desde que fueron instalados los extensómetros de fibra óptica en el 2016. En cada uno de los gráficos se muestra la fecha del reencarpetado de la carpeta asfáltica mediante una línea. Desafortunadamente debido a problemas de comunicación y energización del sistema de monitoreo no fue posible obtener datos del monitoreo en un considerable periodo de tiempo.

De la información del comportamiento de los sensores de deformación durante el año 2019, no se observan cambios significativos en su línea de referencia excepto por los sensores B-EA-9 y B-EA-19 que se ubican al centro del claro que comprenden las semi-arpas 10-11 y 8-9 respectivamente, por lo que es necesario inspeccionar la zona del puente y/o los sensores para determinar la razón de este cambio de deformación. En cuanto a la información del resto de sensores se puede concluir que el comportamiento estructural el puente es el esperado bajo condiciones de operación normal,



Figura 4.9 Valores de deformación del extensómetro A-EA-5







Figura 4.11 Valores de deformación del extensómetro A-EA-7



Figura 4.12 Valores de deformación del extensómetro A-EA-8



Figura 4.13 Valores de deformación del extensómetro A-EA-9



Figura 4.14 Valores de deformación del extensómetro A-EA-10



Figura 4.15 Valores de deformación del extensómetro A-EA-11



Figura 4.16 Valores de deformación del extensómetro A-EA-12



Figura 4.17 Valores de deformación del extensómetro A-EA-13



Figura 4.18 Valores de deformación del extensómetro A-EA-14



Figura 4.19 Valores de deformación del extensómetro A-EA-15



Figura 4.20 Valores de deformación del extensómetro A-EA-16



Figura 4.21 Valores de deformación del extensómetro A-EA-17



Figura 4.22 Valores de deformación del extensómetro A-EA-18



Figura 4.23 Valores de deformación del extensómetro A-EA-19



Figura 4.24 Valores de deformación del extensómetro A-EA-20



Figura 4.25 Valores de deformación del extensómetro A-EA-21






Figura 4.27 Valores de deformación del extensómetro A-EA-23



Figura 4.28 Valores de deformación del extensómetro A-EA-24



Figura 4.29 Valores de deformación del extensómetro B-EA-5



Figura 4.30 Valores de deformación del extensómetro B-EA-6



Figura 4.31 Valores de deformación del extensómetro B-EA-7



Figura 4.32 Valores de deformación del extensómetro B-EA-8



Figura 4.33 Valores de deformación del extensómetro B-EA-9



Figura 4.34 Valores de deformación del extensómetro B-EA-10



Figura 4.35 Valores de deformación del extensómetro B-EA-11



Figura 4.36 Valores de deformación del extensómetro B-EA-12



Figura 4.37 Valores de deformación del extensómetro B-EA-13



Figura 4.38 Valores de deformación del extensómetro B-EA-14



Figura 4.39 Valores de deformación del extensómetro B-EA-15



Figura 4.40 Valores de deformación del extensómetro B-EA-16



Figura 4.41 Valores de deformación del extensómetro B-EA-17



Figura 4.42 Valores de deformación del extensómetro B-EA-18



Figura 4.43 Valores de deformación del extensómetro B-EA-19



Figura 4.44 Valores de deformación del extensómetro B-EA-20



Figura 4.45 Valores de deformación del extensómetro B-EA-21



Figura 4.46 Valores de deformación del extensómetro B-EA-22



Figura 4.47 Valores de deformación del extensómetro B-EA-23



Figura 4.48 Valores de deformación del extensómetro B-EA-24



Figura 4.49 Valores de deformación del extensómetro A-T3-EC-2



Figura 4.50 Valores de deformación del extensómetro T3-EC-1



Las figuras 4.51 a 4.58 muestran la información de los inclinómetros instalados en el puente Mezcala.

Figura 4.51 Valores de inclinación para el sensor A-T1-I-L







Figura 4.53 Valores de inclinación para el sensor A-T2-I-L



Figura 4.54 Valores de inclinación para el sensor A-T2-I-T



Figura 4.55 Valores de inclinación para el sensor B-T2-I-L



Figura 4.56 Valores de inclinación para el sensor B-T2-I-T



Figura 4.57 Valores de inclinación para el sensor B-T3-I-L



Figura 4.58 Valores de inclinación para el sensor B-T3-I-T

En las figuras 4.59 a 4.74 se muestran las gráficas de los valores de la media estadística de las tensiones calculadas en periodos de 15 días, con mediciones de 3 minutos cada una. Cabe aclarar que, para cada tirante, el análisis se hace según el tipo de distribución que mejor ajusta en cada caso; por lo tanto, las distribuciones estadísticas pueden ser distintas para cada tirante, pero el valor reportado corresponde a la media de esas distribuciones.

Las tensiones de los tirantes son obtenidas mediante el método lineal indirecto, al monitorear las frecuencias naturales del tirante y conociendo sus parámetros constantes como longitud y masa total es posible monitorear su tensión en tiempo real.

Se puede concluir que los valores de las tensiones de los tirantes monitoreados se encuentran en el rango de variación aceptable tomando como referencia las tensiones obtenidas mediante pesajes directos con gatos hidráulicos realizados en 2007.



Figura 4.59 Media estadística de tensión del tirante SA1-T7







Figura 4.61 Media estadística de tensión del tirante SA2-T3







Figura 4.63 Media estadística de tensión del tirante SA3-T4







Figura 4.65 Media estadística de tensión del tirante SA5-T3







Figura 4.67 Media estadística de tensión del tirante SA7-T8







Figura 4.69 Media estadística de tensión del tirante SA8-T3







Figura 4.71 Media estadística de tensión del tirante SA9-T11







Figura 4.73 Media estadística de tensión del tirante SA11-T7





Otra de las variables a considerar durante el monitoreo estructural del puente Mezcala, es el valor de la media estadística de deformación unitaria provocada por las cargas vivas (vehículos que circulan por el puente Mezcala), el cual es un parámetro bastante sensible a los mantenimientos realizados y a los cierres parciales de cuerpos o carriles. Siempre que un vehículo circula sobre el puente se genera un esfuerzo sobre las vigas principales a tensión y después a compresión, el valor absoluto de estos registros, a tensión y compresión, es utilizado para construir una distribución estadística para cada sensor.

Las gráficas de las figuras de la 4.75 a la 3.139 muestran el valor de la media de cada sensor a tensión y compresión desde el año de 2016.



Figura 4.75 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-5



Figura 4.76 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-6



Figura 4.77 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-7



Figura 4.78 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-8







Figura 4.80 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-10







Figura 4.82 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-12







Figura 4.84 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-14



Figura 4.85 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-15



Figura 4.86 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-16







Figura 4.88 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-18



Figura 4.89 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-19



Figura 4.90 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-20







Figura 4.92 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-22



Figura 4.93 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-23



Figura 4.94 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-24






Figura 4.96 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-2



Figura 4.97 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-3



Figura 4.98 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-4







Figura 4.100 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-6



Figura 4.101 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-7



Figura 4.102 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-8







Figura 4.104 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-10



Figura 4.105 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-11



Figura 4.106 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-12



Figura 4.107 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-13



Figura 4.108 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-14



Figura 4.109 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-15



Figura 4.110 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-16







Figura 4.112 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-18



Figura 4.113 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-19



Figura 4.114 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-20







Figura 4.116 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-22



Figura 4.117 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-23



Figura 4.118 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-24



Figura 4.119 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-5



Figura 4.120 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-6



Figura 4.121 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-7



Figura 4.122 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-8



Figura 4.123 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-9



Figura 4.124 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-10



Figura 4.125 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-11



Figura 4.126 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-12



Figura 4.127 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-13



Figura 4.128 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-14



Figura 4.129 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-15



Figura 4.130 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-16







Figura 4.132 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-18



Figura 4.133 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-19



Figura 4.134 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-20



Figura 4.135 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-21



Figura 4.136 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-22



Figura 4.137 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-23



Figura 4.138 Media a tensión por cargas vivas sensor A-EA-24







Figura 4.140 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-61



Figura 4.141 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-7



Figura 4.142 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-8







Figura 4.144 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-10



Figura 4.145 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-11



Figura 4.146 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-12







Figura 4.148 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-14



Figura 4.149 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-15



Figura 4.150 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-16







Figura 4.152 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-18



Figura 4.153 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-19



Figura 4.154 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-20



Figura 4.155 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-21



Figura 4.156 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-22



Figura 4.157 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-23



Figura 4.158 Media a tensión por cargas vivas sensor B-EA-24

Conclusiones

En este estudio, se utilizó la técnica EFDD para identificar y monitorear los parámetros modales del puente Mezcala durante el año 2019. Con los datos obtenidos del sistema de monitoreo del puente Mezcala (deformaciones) se han identificado algunos modos de vibrar de la estructura, todas las respuestas dinámicas corresponden a excitación bajo condiciones de operación normal (viento y vehículos), por lo que no han sido requeridas pruebas dinámicas controladas en el puente para obtener sus parámetros modales.

En total, se monitorearon los parámetros de 14 modos naturales de vibración del puente, de los cuales, 7 corresponden a los identificados en investigaciones anteriores. Tras el monitoreo, se concluye que no existen variaciones significativas en los valores de las frecuencias naturales, formas modales, ni tampoco en los factores de amortiguamiento. Si bien, la variación de las frecuencias naturales no ha sido mayor al 3.5%, aún es necesario correlacionar la variación mensual de las frecuencias con los ciclos de temperatura del puente o con los eventos telúricos de la zona.

Con la información obtenida, se identificó una correlación entre las frecuencias naturales y el factor de amortiguamiento, la cual será utilizada para modelar el amortiguamiento del puente y simular eventos dinámicos con el modelo de elemento finito. En cuanto a este último, se realizó la calibración de sus parámetros estructurales utilizando los valores más recientes de frecuencias naturales y las tensiones medidas directamente en los tirantes, obteniéndose una adecuada correlación entre las mediciones y la simulación.

Bibliografía

Allemang, R J and Brown, D L (1982) A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis. Proceeding of the 1st International Modal Analysis Conference, SEM Orlando, Fla, pp. 110-116, 1982.

Amezquita-Sanchez J P, Garcia-Perez A, Romero-Troncoso R, Osornio-Rios R and y Herrera-Ruiz G. (2013) High-resolution spectral analysis for identifying the natural modes of a truss-type structure by means of vibrations. J. Vib. Control, 19(16):2347-2356.

Anaya M, Quintana J A, Carrión F J, Trujano L Á, Hernández J A, Gasca H M, Valenzuela J I, Montes M y Hernández A (2018) Calibración y ajuste de los parámetros estructurales del modelo matemático del puente Mezcala para evaluación estructural. Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 530.

Benedettini F, Gentile C (2011) Operational modal testing and FE model tuning of a cable-stayed bridge. Eng Struct, 33(6):2063–73.

Brincker R, Zhang L, Andersen P (2001) Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition". Smart Mater. Struct. 10:441–445.

Brincker R, Ventura C E, and Andersen P (2001) Damping estimation by frequency domain decomposition. Proceedings of the 19th International Modal Analysis Conference: (IMAC), Vol 1: 698-703.

Brincker R, Ventura C E (2015) Introduction to operational modal analysis". John Wiley & Sons, Ltd.

Brownjohn J M W, Xia P Q, Hao H and Xia Y (2001) Civil structure condition assessment by FE model updating: methodology and case studies. Finite Elem. Anal. Des. 37(10):761-775.

Doyle J F (1991) Static and Dynamic Analysis of Structures". Kluwer Academic Publishers.

Ernst J H (1965) Der E-Modul von Seilen unter Berucksichtigung des Durchhanges". Bauingenieur, 40(2):52-55.

Farrar C R, Worden K (2007) An introduction to structural health monitoring. Phil. Trans. R. Soc. A Mathematical Physial and Eng Sciences, 365:, 303–315

Friswell M I and Mottershead, J E (1995) Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Springer Sciencie. 1995.

Frizzarin M, Feng M Q, Franchetti P, Soyoz S and Modena C (2010) Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data". Struct. Control Health Monit, 17:368–385.

ISO 18649 (2004) Mechanical vibration — Evaluation of measurement results from dynamic tests and investigations on bridges.

James G H, Carne T G and Lauffer J P (1993) The Natural Excitation Technique (NExT) for modal parameter extraction from operating wind turbines. Sandia National Laboratory. STIN 93, 28603.

Juang J N, and Pappa R S (1985) An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction. Journal of Guidance 8:620–627

Madenci E (2006) The Finite Element and Applications in Engineering using ANSYS®. Springer

Maia N M M, Silva J M M, Almas E A M, Sampaio R P C (2003) Damage detection in structures: from mode shape to frequency response function methods. Mechanical Systems and Signal Processing 17(3):489-498.

Marques dos Santos FL, Peeters B, Van Der Auweraer H, Desmet W and Sandoval Goes LC (2015) Strain-Based Experimental Modal Analysis: Use of Mode Curvature and Strain-to-Displacement Relations. In International Conference on Structural Engineering Dynamics ICEDyn

Marwala T (2010) Finite element model Updating Using Computional Intelligence Techniques", Applications to Structural Dynamics. Springer.

Peeters B and De Roeck G (1999) Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis." Mech. Syst. Signal Process., 13(6): 855–878.

Quintana J A, Carrión F J, Trujano, L Á, Anaya M, Hernández J A, Gasca H M, Valenzuela, J I, Hernández A (2018) Actualización y seguimiento de los índices de desempeño del puente Río Papaloapan. Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 524.

Salawu O S (1997) Detection of structural damage through changes in frequency: a review. Engineering Structures 19(9):718–723.

Schlune H and M Plos (2008) Bridge Assessment and Maintenance based on Finite Element Structural Models and Field Measurements. Report 2008-5, Chalmers University of Technology.
Sumali H, and Kellogg R A (2011) Calculating Damping from Ring-Down Using Hilbert Transform and Curve Fitting. Sandia National Laboratory, SAND2011-1960C, Albuquerque, NM, USA.



Km 12+000 Carretera Estatal 431 "El Colorado-Galindo" Parque Tecnológico San Fandila Mpio. Pedro Escobedo, Querétaro, México CP 76703 Tel +52 (442) 216 9777 ext. 2610 Fax +52 (442) 216 9671

publicaciones@imt.mx

http://www.imt.mx/