



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

“SALUD ESTRUCTURAL DE PUENTES
MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN
AMBIENTAL”

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS

PRESENTA:

Ing. LEONARDO AGUILAR ROBLERO

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN, MAYO DEL 2023



Resumen

En este proyecto de investigación se evaluó las propiedades dinámicas y la salud estructural de tres puentes de concreto armado en la ciudad de Morelia, Michoacán, México, mediante mediciones de vibración ambiental (MVA) o Análisis Modal Operacional (OMA, por sus siglas en inglés). Se hizo uso de técnicas como la descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) y la descomposición mejorada (EFDD) en el software comercial ARTeMIS para identificar frecuencias modales, amortiguamiento y formas de vibrar. En los resultados obtenidos se puede apreciar una disminución progresiva en las frecuencias modales (entre 4.6% y 14.6% en un lapso de 9 años), asociado a la adición de una carpeta asfáltica, el tránsito vehicular y la pérdida de rigidez en elementos como trabes AASHTO y los apoyos de neopreno. La inspección visual y los modelos de elemento finitos (MEF) validaron grietas superficiales localizadas, aunque sin comprometer la integridad estructural. Se concluye que las MVA demostraron ser una herramienta efectiva para evaluar la salud estructural de puentes, proporcionó resultados válidos.

Palabras clave: Vibración ambiental, análisis modal operacional, salud estructural, puentes de concreto, frecuencias modales, amortiguamiento, modelos de elementos finitos.

Abstract

This research project evaluated the dynamic properties and structural health of three reinforced concrete bridges in Morelia, Michoacán, Mexico, using ambient vibration measurements (AVM) or Operational Modal Analysis (OMA). Techniques such as frequency domain decomposition (FDD) and enhanced frequency domain decomposition (EFDD) were applied using the commercial software ARTeMIS to identify modal frequencies, damping ratios, and mode shapes. The results revealed a progressive decrease in modal frequencies (ranging from 4.6% to 14.6% over a 9-year period), attributed to the addition of asphalt layers, vehicular traffic, and stiffness loss in structural elements such as AASHTO girders and neoprene supports. Visual inspections and finite element models (FEM) confirmed localized superficial cracks, though without compromising structural integrity. It is concluded that AVM proved to be an effective tool for assessing bridge structural health, providing reliable results.

Keywords: Ambient vibration, operational modal analysis, structural health, concrete bridges, modal frequencies, damping, finite element models.

Agradecimientos

A Dios, a mi madre y a Marisol S.W.

A mi asesor, el Dr. José Manuel Jara Guerrero por la paciencia, la comprensión y todo el apoyo técnico que me brindó para culminar este proyecto. Mas allá de lo académico, por ser una excelente persona y por todo el apoyo emocional.

A los que me ayudaron a realizar las mediciones en campo; mis compañeros del posgrado, Felipe, Manuel, Estrella, Juan y Diana, los estudiantes del doctorado, Juan Ignacio y Eduardo, los doctores del posgrado, Bertha Alejandra, Guillermo, al maestro Rodolfo, por su tiempo y apoyo en la campaña de mediciones y al personal de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP), por la seguridad que nos brindaron al realizar estas mediciones.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías (CONAHCyT), por la beca que me brindó para realizar este posgrado.

Introducción

Objetivo general

Evaluar la salud estructural de puentes existentes con base en mediciones de vibración ambiental actuales y las obtenidas en las estructuras recién construidas.

Objetivos particulares

Analizar la literatura científica y técnica existente sobre el uso de mediciones de vibración ambiental en la evaluación de la salud estructural de puentes.

Establecer una metodología adecuada para la adquisición de mediciones de vibración ambiental en los puentes de estudio, considerando aspectos como la ubicación de los sensores, los parámetros de medición y las frecuencias de muestreo.

Recopilar y analizar datos de vibración ambiental de puentes en estudio, utilizando técnicas de procesamiento de señales y análisis estadístico para identificar patrones y cambios significativos en el comportamiento vibratorio de los puentes.

Justificación

Evaluar de forma periódica la salud estructural de puentes es necesario para poder garantizar su seguridad y funcionalidad a lo largo del tiempo. Las técnicas más comunes como las inspecciones visuales, pueden ser insuficientes para detectar daños en la estructura. En este sentido, las mediciones de vibración ambiental (MVA) son una alternativa económica, no destructiva y eficaz para identificar cambios en las propiedades dinámicas de las estructuras, como la frecuencia y el amortiguamiento.

Índice

Resumen.....	2
Abstract.....	3
Agradecimientos.....	4
Introducción.....	5
I. Estado del conocimiento de mediciones de vibración ambiental en estructuras...	11
1.1. Introducción a las vibraciones en estructuras.....	11
1.2. Ventajas y limitaciones de las MVA.....	12
II. Instrumentación para realizar mediciones de vibración ambiental.....	14
2.1 Sensores de vibración.....	14
2.1.1 EpiSensor ES-T.....	16
2.2 Grabadoras digitales.....	17
2.2.1 Grabadora digital K2.....	18
III. Determinación experimental de propiedades dinámicas de estructuras.....	19
3.1 Propiedades dinámicas en estructuras.....	19
3.1.1 Formas modales.....	19
3.1.2 Frecuencia Modal.....	19
3.1.3 Amortiguamiento.....	20
3.2. MVA en estructuras para determinar propiedades dinámicas.....	21
3.3. Técnicas para determinar parámetros modales de las MVA.....	23
3.3.1 Técnicas paramétricas.....	23
3.3.2 Técnicas no paramétricas.....	24
IV. Descripción de los puentes y configuración de la instrumentación.....	28
4.1 Descripción geométrica y estructural de los puentes.....	28
4.1.1 Puente La Central.....	30
4.1.2 Puente Pedregal.....	39
4.1.3 Puente El Lago.....	48
4.2 Configuración de la instrumentación.....	56
4.2.1 Puente La Central.....	57
4.2.2 Puente Pedregal.....	61
4.2.3 Puente El Lago.....	65
V. Procesamiento de mediciones de vibración ambiental.....	69
5.1 Software ARTeMIS OMA.....	69

5.1.1 Propósito de ARTeMIS.....	70
5.1.2 Usos del software ARTeMIS	71
5.1.3 Estimadores de análisis modal operacional disponibles	72
5.2 Procesamiento de datos	73
5.2.1 Puente La Central.....	73
5.2.2 Puente Pedregal	78
5.2.3 Puente El Lago.....	83
VI. Propiedades dinámicas y evaluación de la salud estructural.....	89
6.1 Propiedades dinámicas (AMO).....	89
6.1.1 Puente La Central.....	90
6.1.2 Puente Pedregal	93
6.1.3 Puente El Lago.....	96
6.2 Modelos de elementos finitos (MEF)	99
6.2.1 Tipos de elementos finitos usados en el modelado	100
6.2.2 Materiales	101
6.3 Modelos de elementos finitos de los puentes	104
6.3.1 Puente La Central.....	104
6.3.2 Puente Pedregal	105
6.3.3 Puente El Lago.....	105
6.4 Evaluación de la salud estructural	106
6.4.1 Metodología del análisis de cambios en frecuencias modales (FCM).....	107
6.4.2 Puente La Central.....	108
6.4.3 Puente Pedregal	118
6.4.4 Puente El Lago.....	123
Conclusiones finales	130
Bibliografía.....	132

Lista de figuras

Figura II.1: Acelerómetro triaxial, Henao et al. (2014).....	15
Figura II.2: Acelerómetro triaxial marca Kinematics, Hernández et al. 2021.....	15
Figura II.3: Acelerómetro triaxial EpiSensor ES-T.....	16
Figura II.4: Registrador digital CUSP-ME, Henao et al. (2014).....	17
Figura II.5: Digitalizadores Makalu marca Kinematics, Hernández et al. (2021).....	17
Figura II.6: Grabadora digital marca Kinematics modelo K2.....	18
Figura III.1: Flujograma del funcionamiento del algoritmo FDD.....	26
Figura III.2: Flujograma del funcionamiento del algoritmo EFDD.....	27
Figura IV.1: Macrolocalización de puentes en estudio.....	29
Figura IV.2: Microlocalización de puentes en estudio.....	29
Figura IV.3: Puente La Central (inicio del tramo con dirección Quiroga-Salamanca)	30
Figura IV.4: Ubicación Puente La Central.....	30
Figura IV.5: Claros en estudio del puente La Central.....	31
Figura IV.6: Perfil del cuerpo derecho del puente La Central.....	33
Figura IV.7: Apoyos de neopreno puente La Central.....	33
Figura IV.8: Pila No. 2 puente La Central.....	34
Figura IV.9: Caballete No.1 puente La Central.....	35
Figura IV.10: Espesor de Reencarpetamiento en puente La Central.....	37
Figura IV.11: Sección transversal puente La Central.....	37
Figura IV.12: Planta del puente La Central.....	38
Figura IV.13: Puente Pedregal (inicio del tramo con dirección Quiroga-Salamanca)	39
Figura IV.14: Ubicación Puente Pedregal.....	39
Figura IV.15: Claros en estudio del puente Pedregal.....	40
Figura IV.16: Planta del puente Pedregal.....	42
Figura IV.17: Perfil del cuerpo derecho del puente Pedregal.....	43
Figura IV.18: Apoyos de neopreno puente Pedregal.....	43
Figura IV.19: Pila No. 5 puente Pedregal.....	44
Figura IV.20: Caballete No.1 puente Pedregal.....	45
Figura IV.21: Espesor de Reencarpetamiento en puente Pedregal.....	47
Figura IV.22: Sección transversal puente Pedregal.....	47
Figura IV.23: Puente El Lago (inicio del tramo con dirección Quiroga-Salamanca)	48
Figura IV.24: Ubicación Puente El Lago.....	48
Figura IV.25: Claros en estudio del puente El Lago.....	49
Figura IV.26: Planta del puente El Lago.....	51
Figura IV.27: Perfil del cuerpo izquierdo del puente El Lago.....	52
Figura IV.28: Apoyos de neopreno puente El Lago.....	52
Figura IV.29: Pila No. 2 puente El Lago.....	53
Figura IV.30: Espesor de Reencarpetamiento en puente El Lago.....	55
Figura IV.31: Sección transversal puente El Lago.....	55
Figura IV.32: Distribución de los sensores puente La Central: a) primera configuración de sensores, b) segunda configuración de sensores.....	58
Figura IV.33: Marcado de ubicaciones donde se colocarán los sensores de la primera configuración.....	59
Figura IV.34: Colocación y nivelación de sensores de la primera configuración.....	59
Figura IV.35: registro de datos vibración de la primera configuración.....	60
Figura IV.36: registro de datos vibración de la segunda configuración.....	60
Figura IV.37: Distribución de los sensores puente Pedregal: a) primera configuración de sensores, b) segunda configuración de sensores.....	62
Figura IV.38: Marcado de ubicaciones donde se colocarán los sensores de la primera configuración.....	63
Figura IV.39: Colocación y nivelación de sensores de la primera configuración.....	63

Figura IV.40: Registro de datos vibración de la primera configuración.....	64
Figura IV.41: Registro de datos vibración de la segunda configuración.....	64
Figura IV.42: Distribución de los sensores puente El Lago: a) primera configuración de sensores, b) segunda configuración de sensores.....	66
Figura IV.43: Marcado de ubicaciones donde se colocarán los sensores de la primera configuración.....	67
Figura IV.44: Registro de datos vibración de la primera configuración.....	67
Figura IV.45: Registro de datos vibración de la segunda configuración.....	68
Figura V.1: Geometría del puente La Central en el programa ARTeMIS.....	73
Figura V.2: Gráfica de datos de aceleración para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente La Central.....	74
Figura V.3: Importación de datos registrados al programa ARTeMIS.....	75
Figura V.4: Dirección de los canales de registro para la primera configuración de sensores (Datos CM001).....	77
Figura V.5: Dirección de los canales de registro para la segunda configuración de sensores (Datos CM002).....	77
Figura V.6: Geometría del puente Pedregal en el programa ARTeMIS.....	78
Figura V.7: Gráfica de datos de aceleración para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente Pedregal.....	79
Figura V.8: Importación de datos registrados al programa ARTeMIS.....	80
Figura V.9: Dirección de los canales de registro para la primera configuración de sensores (Datos PM001).....	82
Figura V.10: Dirección de los canales de registro para la segunda configuración de sensores (Datos PM002).....	82
Figura V.11: Geometría del puente El Lago en el programa ARTeMIS.....	83
Figura V.12: Gráfica de datos de aceleración para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente El Lago.....	84
Figura V.13: Gráfica de datos de aceleración corregidos para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente El Lago.....	85
Figura V.14: Importación de datos registrados al programa ARTeMIS.....	86
Figura V.15: Dirección de los canales de registro para la primera configuración de sensores (Datos CM001).....	88
Figura V.16: Dirección de los canales de registro para la segunda configuración de sensores (Datos CM002).....	88
Figura VI.1: Formas modales del puente La Central determinadas mediante AMO: a) primera forma modal vertical, b) segunda forma modal vertical, c) tercera forma modal vertical, d) cuarta forma modal vertical.....	90
Figura VI.2: Formas modales del puente Pedregal determinadas mediante AMO: a) primera forma modal vertical, b) segunda forma modal vertical.....	93
Figura VI.3: Formas modales del puente El Lago determinadas mediante AMO: a) primera forma modal vertical, b) segunda forma modal vertical.....	96
Figura VI.4: Croquis del modelo numérico de los puentes.....	101
Figura VI.5: Modelo de elemento finito del puente La Central.....	104
Figura VI.6: Modelo de elemento finito del puente Pedregal.....	105
Figura VI.7: Modelo de elemento finito del puente El Lago.....	105
Figura VI.8: Grietas observadas en traves AASHTO tipo IV puente La Central.....	111
Figura VI.9: Ubicación de traves agrietadas puente La Central: a) Ubicación longitudinal, b) Ubicación transversal.....	112, 128
Figura VI.10: Grietas observadas en traves ASSHTO tipo IV puente El Lago.....	127

Lista de tablas

Tabla II.1: Características del acelerómetro EpiSensor ES-T	16
Tabla II.2: Características de la grabadora digital Kinematics K2	18
Tabla IV.1: Resistencia de los materiales Puente La Central	31
Tabla IV.2: Altura de pilas y caballetes del cuerpo derecho puente La Central	33
Tabla IV.3: Resistencia de los materiales Puente Pedregal	40
Tabla IV.4: Altura de pilas y caballetes del cuerpo derecho puente Pedregal	42
Tabla IV.5: Resistencia de los materiales Puente El Lago	49
Tabla IV.6: Altura de pilas del cuerpo izquierdo puente El Lago	51
Tabla IV.7 Medición de vibración ambiental en puente la Central	57
Tabla IV.8 Medición de vibración ambiental en puente Pedregal	61
Tabla IV.9 Medición de vibración ambiental en puente El Lago	65
Tabla V.1 Direcciones de los canales de medición de la primera configuración de sensores (Datos CM001)	76
Tabla V.2 Direcciones de los canales de medición de la segunda configuración de sensores (Datos CM002)	76
Tabla V.3 Direcciones de los canales de medición de la primera configuración de sensores (Datos PM001)	81
Tabla V.4 Direcciones de los canales de medición de la segunda configuración de sensores (Datos PM002)	81
Tabla V.5 Direcciones de los canales de medición de la primera configuración de sensores (Datos LM001)	87
Tabla V.6 Direcciones de los canales de medición de la segunda configuración de sensores (Datos LM002)	87
Tabla VI.1 Frecuencias modales del puente La Central mediante AMO	91
Tabla VI.2 Amortiguamientos del puente La Central mediante AMO	92
Tabla VI.3 Periodos y comparativa del puente La Central mediante AMO	92
Tabla VI.4 Frecuencias modales del puente Pedregal mediante AMO	94
Tabla VI.5 Amortiguamientos del puente Pedregal mediante AMO	95
Tabla VI.6 Periodos y comparativa del puente Pedregal mediante AMO	95
Tabla VI.7 Frecuencias modales del puente El Lago mediante AMO	97
Tabla VI.8 Amortiguamientos del puente El Lago mediante AMO	98
Tabla VI.9 Periodos y comparativa del puente El Lago mediante AMO	98
Tabla VI.10 Rigidez lateral y vertical de los apoyos de neopreno	102
Tabla VI.11 Frecuencias modales obtenidas en diferentes periodos puente La Central	108
Tabla VI.12 Posibles causas que provocan el CFM para periodo de 2015-2024 puente La Central	110
Tabla VI.13 CFM obtenido de acuerdo a MEF puente la Central	114
Tabla VI.14 Frecuencias modales obtenidas en diferentes periodos puente Pedregal	118
Tabla VI.15 Posibles causas que provocan el CFM para periodo de 2015-2024 puente Pedregal	120
Tabla VI.16 CFM obtenido de acuerdo a MEF puente Pedregal	121
Tabla VI.17 Frecuencias modales obtenidas en diferentes periodos puente El Lago	123
Tabla VI.18 Posibles causas que provocan el CFM para periodo de 2015-2024 puente El Lago	125
Tabla VI.19 CFM obtenido de acuerdo a MEF puente El Lago	128

I. Estado del conocimiento de mediciones de vibración ambiental en estructuras

1.1. Introducción a las vibraciones en estructuras

Las vibraciones son oscilaciones o movimientos repetitivos que ocurren en una estructura. Estos movimientos pueden ser causados por una variedad de factores, tanto naturales como artificiales.

Las vibraciones artificiales denominadas como vibración forzada (VF), son generadas de manera artificial y controlada. La excitación en vibración forzada se puede inducir mediante excitadores mecánicos o algún otro dispositivo (De la Colina y Valdés, 2008, Gomaa et al., 2012), de esta forma se logran generar fuerzas oscilantes de diferente amplitud y frecuencia.

En las vibraciones naturales conocidas también como vibración ambiental (VA), la excitación es producida por el ambiente, tales como el viento, el tráfico o los microsismos (Murià y González, 1995, Castillo y Boroschek, 2002, Gómez et al., 2010). En estructuras civiles las vibraciones ambientales pueden generarse con el tráfico vehicular, la maquinaria de construcción, o incluso el uso diario de un edificio.

En este trabajo se realizarán mediciones de vibración ambiental en puentes que se encuentran en operación, de este modo, este primer capítulo se enfoca primordialmente en el estado del conocimiento de las vibraciones ambientales y en el tipo de estructura ya mencionado.

Las mediciones de vibración ambiental (MVA), denominadas también como Análisis Modal Operacional (OMA) o solo de salida, tienen una gran importancia en el campo

de la ingeniería civil, específicamente en el área de la salud estructural. Las MVA son pruebas realizadas para estimar características dinámicas de diversas estructuras. Castillo y Boroschek (2002), Baptista et al. (2004), Henao et al. (2014), Esquivel y Schmidt (2016), mencionan que estas mediciones permiten identificar los periodos naturales, las frecuencias y el amortiguamiento estructural.

1.2. Ventajas y limitaciones de las MVA

El uso de las MVA tiene varias ventajas sobre otros tipos de mediciones en estructuras civiles. Algunas de estas ventajas son:

- Las MVA no requieran de una excitación artificial, esta ventaja influye en los costos, la cual hace de las MVA la opción más económica.
- Las MVA, a diferencia de las mediciones de vibración forzada (MVF), no requieren de un control estricto de la excitación externa inducida, lo que las hace fáciles y sencillas de ejecutar.
- Esquivel y Schmidt (2016) mencionan algunas ventajas de las MVA, como: se caracterizan en situ, no interrumpen el uso normal de algunas estructuras y son del tipo no destructivas.
- Las excitaciones producidas por el ambiente son de múltiples entradas, actúan en muchos puntos de la estructura al mismo tiempo (Gómez et al., 2010), por el contrario, las excitaciones artificiales son de entrada única. Esta ventaja puede ser muy relevante en mediciones de grandes estructuras civiles.
- Se pueden realizar mediciones de vibración ambiental en estructuras civiles de gran tamaño, esta es una de las limitaciones más importantes de las mediciones de vibración forzada.

Algunas limitaciones de las MVA son las siguientes:

- Las MVA pueden interrumpir de forma parcial el uso de la estructura, esta desventaja se podrá observar en este trabajo, donde las estructuras son puentes en funcionamiento y para garantizar la seguridad en las mediciones se hará una interrupción parcial en el uso.
- Debido a que la excitación provocada por el ambiente no es controlada, puede generarse un problema de estabilidad del estado de vibraciones (Gómez et al., 2010)
- La dispersión en los datos es una limitante que ocurre con frecuencia cuando se realizan varias mediciones en un mismo sitio, esto debido a que las excitaciones ambientales no son las mismas en cada medición.
- Cuando se realizan las mediciones en campo, algunas condiciones ambientales como la temperatura y la humedad influyen sobre la respuesta dinámica de la estructura (Farrar y James, 1997).
- Una limitación más que se puede encontrar en las MVA es que la respuesta obtenida en la medición es ruidosa y contiene características de la estructura, así como de la fuerza de excitación desconocida. En la identificación modal, se debe poder distinguir los modos de la estructura de los modos operacionales (Gomaa et al., 2012).

II. Instrumentación para realizar mediciones de vibración ambiental

2.1 Sensores de vibración

Los sensores de vibración son dispositivos fundamentales en el monitoreo y análisis de la salud estructural de edificios, puentes, torres y otras infraestructuras. Estos sensores permiten detectar y medir las vibraciones en las estructuras, proporcionando datos que son utilizados para evaluar su integridad y seguridad.

Existen varios tipos de sensores de vibración, pero los más comunes son los acelerómetros. Los acelerómetros miden la aceleración de la vibración. Estos sensores pueden ser de tipo piezoeléctrico, que generan una señal eléctrica en respuesta a una vibración, o de tipo capacitivo, que cambian su capacitancia en respuesta a la misma. Existen acelerómetros uniaxiales (miden la aceleración en una sola dirección), acelerómetros biaxiales (miden la aceleración en dos ejes ortogonales) y acelerómetros triaxiales (miden la aceleración en tres ejes ortogonales, normalmente denominadas como X, Y y Z).

De la Colina y Valdés (2008) emplearon acelerómetros uniaxiales marca Kinematics en sus mediciones.

Henao et al. (2014) para el registro de las señales utilizaron acelerómetros triaxiales de fabricación neozelandesa, fabricados por Canterbury Seismic Instruments. Estos acelerómetros registran datos con una frecuencia de muestreo de 200 muestras por segundo y con una precisión de 0.0001 por ciento del valor de la gravedad y puede registrar eventos con aceleraciones inferiores a cuatro veces la gravedad (Fig. II.1).



Figura II.1: Acelerómetro triaxial, Henao et al. (2014)

Hernández et al. (2021) en las pruebas de vibración usaron 4 acelerómetros triaxiales marca Kinometrics, con una frecuencia de muestreo de 100 Hz, es decir 0.01 segundos (Fig. II.2).



Figura II.2: Acelerómetro triaxial marca Kinometrics, Hernández et al. 2021

Esquivel y Schmidt (2016) hicieron uso de acelerómetros triaxiales marca Nanometrics en las MVA, con una frecuencia de muestro de 200 Hz (0.005 seg).

Para realizar las mediciones en este proyecto, se hará uso del equipo que es propiedad de la Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo y es administrado por la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil.

2.1.1 EpiSensor ES-T

El EpiSensor ES-T es un acelerómetro triaxial (Fig. II.3), en este proyecto se hará uso solamente de este tipo de acelerómetro. Las características del EpiSensor ES-T se detallan en la Tabla II.1.



Figura II.3: Acelerómetro triaxial EpiSensor ES-T (fotografía propia)

Tabla II.1: Características del acelerómetro EpiSensor ES-T

<i>Característica</i>	<i>Rango o valores</i>
Escalas de registro	de ± 0.25 a ± 4 g
Frecuencia de muestreo	de DC a 200 Hz
Salida	± 10 V, ± 25 V single-ended ± 20 V differential

2.2 Grabadoras digitales

Los sensores de vibración como los acelerómetros se conectan a las grabadoras digitales. Estas convierten las vibraciones mecánicas en señales eléctricas que el grabador registra y almacena.

Henao et al. (2014) usaron el equipo CUSP-ME, el cual es un registrador digital, para el monitoreo dinámico, se le puede conectar hasta 16 acelerómetros triaxiales (Fig. II.4)



Figura II.4: Registrador digital CUSP-ME, Henao et al. (2014)

Hernández et al. (2021) Hicieron uso de tres grabadoras digitales Makalu marca Kinometrics para 18 canales (Fig. II.5).



Figura II.5: Digitalizadores Makalu marca Kinometrics, Hernández et al. (2021)

De la Colina y Valdés (2008) hicieron uso de dos grabadoras digitales de la marca Kinematics. La primera con modelo SSR-1 para seis canales, la segunda con modelo Altus/K2 también para seis canales.

2.2.1 Grabadora digital K2

La MIAE cuenta con una grabadora digital de la marca Kinematics, modelo K2, de hasta 12 canales (Fig. II.6), misma que se usará para registrar las mediciones que se realizarán en este trabajo. Las características de la grabadora digital K2 se muestran en la Tabla II.3.



Figura II.6: Grabadora digital marca Kinematics modelo K2 (fotografía propia)

Tabla II.2: Características de la grabadora digital Kinematics K2

<i>Característica</i>	<i>Rango o valores</i>
Rango dinámico	arriba de 114 dB
Canales	hasta 12
Almacenamiento	32 MB (mínimo)

III. Determinación experimental de propiedades dinámicas de estructuras

3.1 Propiedades dinámicas en estructuras

3.1.1 Formas modales

Las formas modales son los patrones de deformación que adopta una estructura mientras vibra a una frecuencia modal particular. Cada forma modal corresponde a un modo de vibración específico y representa cómo se distribuyen los desplazamientos en la estructura (Chopra, 2017).

3.1.2 Frecuencia Modal

La frecuencia modal es la frecuencia a la cual un sistema estructural tiende a vibrar cuando es perturbado. Cada frecuencia modal está asociada a una forma modal específica y depende de la rigidez y la masa de la estructura (Clough y Penzien, 2003). La frecuencia modal se mide en Hertz (Hz), estructuras más rígidas generalmente tienen frecuencias modales más altas, mientras que estructuras más flexibles presentan frecuencias más bajas.

3.1.3 Amortiguamiento

El amortiguamiento es la capacidad de un sistema para disipar la energía de vibración, es un mecanismo que ayuda a reducir la amplitud de las oscilaciones en una estructura después de que ha sido excitada. El amortiguamiento se puede clasificar en varias categorías:

- **Amortiguamiento Crítico:** Es el nivel de amortiguamiento que permite a una estructura regresar a su posición de equilibrio lo más rápido posible sin oscilar.
- **Amortiguamiento Subcrítico:** Es el amortiguamiento que resulta en oscilaciones que disminuyen gradualmente con el tiempo.
- **Amortiguamiento Sobrecrítico:** En este caso, el sistema regresa a su posición de equilibrio sin oscilar, pero de manera más lenta.

El amortiguamiento se expresa comúnmente como un porcentaje del amortiguamiento crítico (Chopra, 2017).

3.2. MVA en estructuras para determinar propiedades dinámicas

Las mediciones de vibración ambiental han sido una parte integral de la ingeniería sísmica durante muchos años.

En décadas anteriores, cuando las mediciones de vibración forzada dejaron de ser una alternativa por no poder realizarse en grandes estructuras, surgieron otro tipo de pruebas, dentro de estas destaca las mediciones de vibración ambiental.

En México, en 1986, el instituto de ingeniería de la UNAM realizó una campaña de mediciones de vibración ambiental en sesenta edificios típicos ubicados en la ciudad de México, para identificar sus propiedades dinámicas. Los resultados obtenidos concluyen que los periodos naturales son sensibles a las características del suelo y de la configuración estructural (Murià y González, 1995).

Aunque las mediciones de vibración ambiental en estructuras civiles comenzaron a usarse en edificios, con el paso del tiempo se fueron empleando en otras estructuras, como lo son los puentes.

Borgi et al. (2004) con la finalidad de actualizar el modelo de elementos finitos del puente sobre el río Sidi Bou Ali, Túnez, determinaron sus características dinámicas midiendo las vibraciones del puente en condiciones naturales. El error de frecuencias entre el modelo antes de la actualización y los determinados con los datos de las mediciones osciló entre 10% y 29 %, lo que indicó la necesidad de actualizar el modelo de elementos finitos. Una vez realizada la actualización, los errores llegaron a ser menores del 2%. Ntotsios et al. (2008) presentan una metodología bayesiana para la identificación de la ubicación y gravedad de daño en puentes utilizando características modales medidas a partir un sistema de monitoreo que utiliza mediciones de vibración ambiental sobre el puente Polymylos de la autopista Egnatia Odos, Grecia. Concluyen que la efectividad de la metodología depende de factores como el número y la ubicación de los sensores, el número y tipo de parámetros. Magalhaes et al. (2012) para evaluar la salud estructural de puentes, instalaron un sistema de monitoreo dinámico en un puente de arco de

concreto armado en Oporto, Portugal, que permitió crear una base de datos de la evolución de las características modales durante más de dos años. Concluyen que la metodología de procesamiento de datos adoptado, permite detectar escenarios de daño realistas y que esta depende de la cantidad de datos recopilados. Chen G et al. (2017) para demostrar la viabilidad y confiabilidad de la identificación modal mediante análisis modal operacional (OMA), realizaron mediciones de vibración ambiental en un puente de once tramos cerrado al tráfico, fue excitado solo por las vibraciones generadas por el tráfico de la autopista que pasa por debajo, los vientos débiles y posibles microtemblores. Usaron tres algoritmos para identificar parámetros modales: Selección de picos (PP), descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) e Identificación del subespacio estocástico (SSI). Lograron identificar doce frecuencias modales por debajo de los 10 Hz a pesar de la debilidad de la excitación ambiental, aunque en el análisis modal número se determinaron más. Concluyen que el método PP fue el más exitoso por encontrar el mayor número de frecuencias modales, pero el método SSI produjo frecuencias modales de mayor calidad. De acuerdo a los resultados sostienen que el OMA proporciona información útil sobre las propiedades de los puentes rígidos incluso bajo excitaciones ambientales débiles. Scozzese et al. (2019) con el objetivo de simular numéricamente el mecanismo de colapso y evaluar la sensibilidad de las propiedades modales del puente Rubbianello, un puente de mampostería ubicado en el centro de Italia, que sufrió colapso de dos de sus siete tramos debido a la erosión de la cimentación, realizaron pruebas de vibración ambiental, las propiedades dinámicas determinadas sirvieron para calibrar propiedades elásticas del modelo tridimensional que desarrollaron. Concluyen que el modelo propuesto es capaz de simular el mecanismo de colapso real del puente, sobre la sensibilidad de las propiedades modales determinaron que los cambios de frecuencias modales son despreciables si la profundidad de erosión afecta solo los lados laterales de la cimentación.

El futuro de las mediciones de vibración ambiental es prometedor gracias al avance de tecnología y la creciente conciencia sobre la importancia de la salud estructural.

3.3. Técnicas para determinar parámetros modales de las MVA

Las técnicas actuales para extraer los parámetros modales de las mediciones de vibración ambiental en estructuras civiles son esenciales para evaluar la salud estructural y el estado actual de diversas infraestructuras como edificios y puentes. Las técnicas que se pueden emplear se dividen en técnicas paramétricas y técnicas no paramétricas.

3.3.1 Técnicas paramétricas

Las técnicas paramétricas se basan en métodos que identifican las propiedades dinámicas de un sistema estructural basándose en la estimación de parámetros específicos de un modelo dinámico. Las técnicas paramétricas utilizan un modelo matemático para describir la dinámica del sistema y estimar parámetros como frecuencias naturales, modos de vibración y amortiguamiento a partir de datos experimentales.

- Identificación del subespacio estocástico (SSI)

Es un método paramétrico y opera en el dominio del tiempo. Esta técnica utiliza los datos recopilados de las MVA para estimar las frecuencias modales, los amortiguamientos y las formas modales por medio de matrices (Castillo y Boroschek, 2002).

Con esta técnica se pueden estimar los amortiguamientos de una estructura debido a que opera en el dominio del tiempo.

3.3.2 Técnicas no paramétricas

Una técnica no paramétrica se refiere a métodos que identifican las características dinámicas de un sistema sin asumir un modelo específico de la dinámica del sistema. Las técnicas no paramétricas se centran en analizar directamente las respuestas medidas para extraer información modal sin hacer suposiciones detalladas sobre el sistema.

- Descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD)

Es una técnica no paramétrica que se desarrolla en el dominio de la frecuencia. Es utilizado para identificar características dinámicas de una estructura cuando solo se dispone de datos de respuesta y no de información de las fuerzas excitantes. Las frecuencias modales se estiman utilizando una descomposición de valores singulares (SVD) de cada una de las matrices de densidad espectral (PSD).

La base teórica de este método descrita en Brincker et al (2001) es la siguiente:

La relación entre las entradas desconocidas y las salidas (respuesta medida) está definida por la siguiente expresión:

$$G_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T \quad \text{Ec. (3.1)}$$

donde $G_{xx}(j\omega)$ es la matriz de densidad espectral de potencia (PSD) ($r \times r$) de la entrada, r es el número de entradas, $G_{yy}(j\omega)$ es la matriz PSD ($m \times m$) de las respuestas, m es el número de respuestas, $H(j\omega)$ es la matriz de la función de respuesta de frecuencia (FRF) ($m \times r$) y la barra superior y el superíndice T denotan el conjugado complejo y la transpuesta, respectivamente.

La FRF se puede escribir en fracción parcial, es decir, polo/residuo, en la forma

$$H(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad \text{Ec. (3.2)}$$

donde n es el número de modos, λ_k es el polo y R_k es el residuo:

$$R_k = \phi_k \gamma_k^T \quad \text{Ec. (3.3)}$$

donde ϕ_k y γ_k son el vector de forma modal y el vector de participación modal, respectivamente. Supongamos que la entrada es ruido blanco, es decir, su PSD es una matriz constante ($G_{xx}(j\omega) = C$), entonces la ecuación (3.1) se convierte en

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \right] C \left[\frac{R_s}{j\omega - \lambda_s} + \frac{\bar{R}_s}{j\omega - \bar{\lambda}_s} \right]^H \quad \text{Ec. (3.4)}$$

donde el superíndice H denota un conjugado complejo y una transpuesta. Multiplicando los dos factores de fracción parcial y haciendo uso del teorema de fracción parcial de Heaviside, después de algunas manipulaciones matemáticas, la PSD de salida se puede reducir a una forma de polo/residuo de la siguiente manera

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{A}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} + \frac{B_k}{-j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{A}_k}{-j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad \text{Ec. (3.5)}$$

donde A_k es la k ésima matriz de residuos de la PSD de salida. En cuanto a la PSD de salida en sí, la matriz de residuos es una matriz hermitiana ($m \times m$) y viene dada por

$$A_k = R_k C \left(\sum_{s=1}^n \frac{\bar{R}_y^T}{-\lambda_k - \bar{\lambda}_s} + \frac{R_y^T}{-\lambda_k - \lambda_s} \right) \quad \text{Ec. (3.6)}$$

La contribución al residuo del modo k viene dada por

$$A_k = \frac{R_k C \bar{R}_y^T}{2\alpha_k} \quad \text{Ec. (3.7)}$$

donde α_k es menos la parte real del polo $\lambda_k = -\alpha_k + j\omega_k$. como parece, este término se vuelve dominante cuando la amortiguación es ligera y, por lo tanto, en el caso de amortiguamiento pequeño, el residuo se vuelve proporcional al vector de la forma modal

$$A_k \propto R_k C \bar{R}_k = \phi_k \gamma_k^T C \gamma_k \phi_k^T = d_k \phi_k \phi_k^T \quad \text{Ec. (3.8)}$$

donde d_k es una constante escalar. A una determinada frecuencia ω sólo un número limitado de modos contribuirá significativamente, normalmente uno o dos modos. Denotemos este conjunto de modos por $\text{Sub}(\omega)$.

Entonces, para el caso de estructuras ligeramente amortiguadas la matriz de densidad espectral de respuesta se puede escribir siempre como:

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k \in \text{Sub}(\omega)} \frac{d_k \phi_k \phi_k^T}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{d}_k \bar{\phi}_k \bar{\phi}_k^T}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad \text{Ec. (3.9)}$$

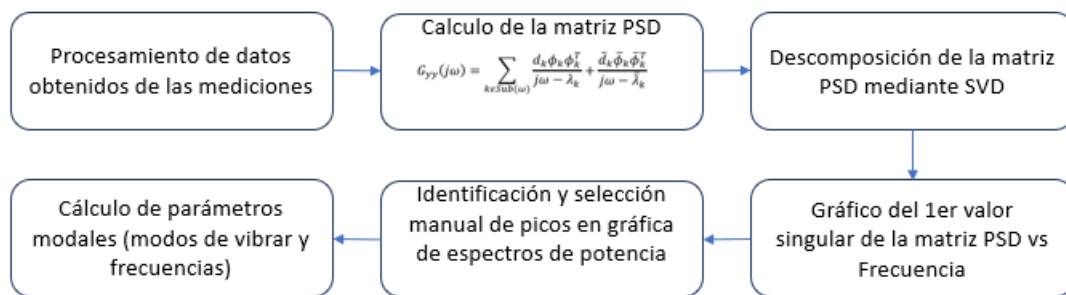


Figura III.1: Flujograma del funcionamiento del algoritmo FDD

- Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD)

Esta técnica paramétrica, se utiliza para mejorar la precisión y la eficacia del análisis en el dominio de la frecuencia. Introduce mejoras significativas para superar algunas limitaciones de la FDD (Jacobsen et al., 2007). En esta técnica se incluye un análisis de seguridad mediante el criterio de aseguramiento modal (MAC).

$$MAC = \frac{|(\phi_1)^T(\phi_2^*)|^2}{(\phi_1)^T(\phi_2^*)(\phi_2)^T(\phi_1)} \quad \text{Ec. (3.10)}$$

Donde, ϕ_1 corresponde al primer vector modal, ϕ_2 al segundo vector modal compatible, el subíndice “T” denota la transpuesta del vector, y el signo “*” corresponde a una matriz compleja conjugada.

Específicamente, el criterio MAC obtiene valores escalares entre 0 y 1, presentados en forma de matriz. Valores de 1 o cercanos, denotan una buena configuración o una relación consistente entre estos, es decir son idénticos; mientras que valores de 0 o cercanos denotan una configuración deficiente o no consistente, son modos ortogonales. Es decir, se considera la ortogonalidad entre dos modos adyacentes. La variable ϕ denota los parámetros modales correspondientes a los vectores de formas modal

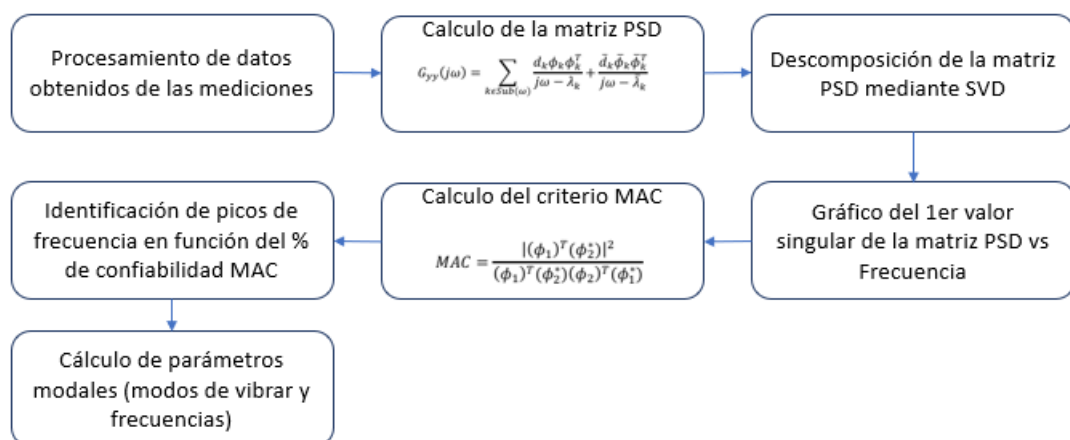


Figura III.2: Flujograma del funcionamiento del algoritmo EFDD

IV. Descripción de los puentes y configuración de la instrumentación

4.1 Descripción geométrica y estructural de los puentes

En este proyecto se realizarán mediciones de vibración ambiental (MVA) en tres puentes de concreto armado, con superestructura formada por una losa de concreto reforzado apoyada en traveses tipo AASHTO. Los puentes son: Puente La Central con cinco claros, Puente Pedregal también con cinco claros y Puente Lago con siete claros, todos ellos simplemente apoyados.

Estas estructuras civiles se encuentran ubicadas en Periférico Paseo de la República de la ciudad de Morelia, Michoacán (Fig. IV.1 y Fig. IV.2). Los puentes en estudio se eligieron debido a que se tiene información de mediciones de vibración ambiental realizadas durante su construcción y cuando fueron puestos en operación. Una de las finalidades de este trabajo es conocer la salud estructural de estas estructuras, con la información de las mediciones que ya se han realizado y las mediciones que se harán en este trabajo.



Figura IV.1: Macrolocalización de puentes en estudio



Figura IV.2: Microlocalización de puentes en estudio

4.1.1 Puente La Central

UBICACIÓN

El puente La Central (Fig. IV.3) se localiza en el Periférico Paseo de la Republica de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 21 + 300; frente a la terminal de autobuses de Morelia y del estadio Morelos, consta de dos cuerpos, uno por sentido (Fig. IV.4).



Figura IV.3: Puente La Central (inicio del tramo con dirección Quiroga-Salamanca)



Figura IV.4: Ubicación Puente La Central

En este proyecto se estudian los dos primeros claros del cuerpo derecho con dirección Quiroga-Salamanca (Figura IV.5). En adelante, en el puente La Central se hará referencia al cuerpo y claros en estudio.

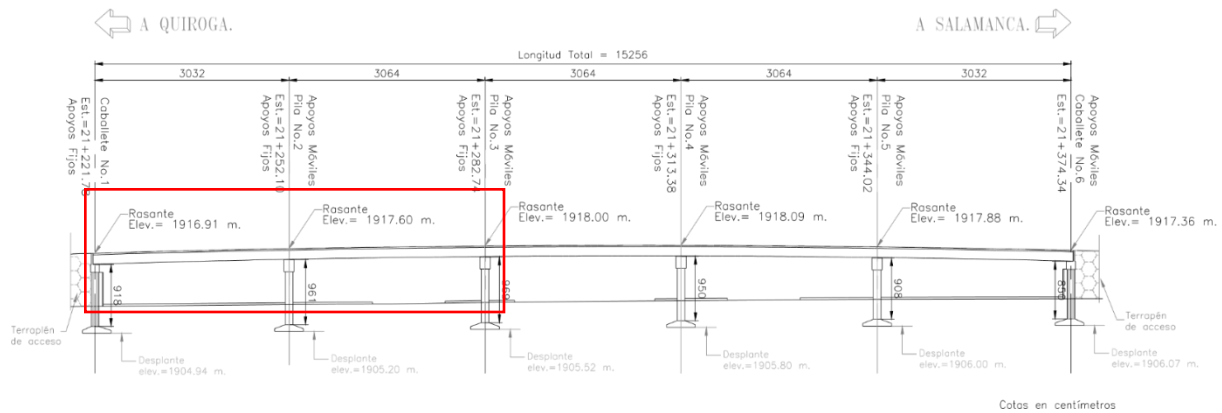


Figura IV.5: Claros en estudio del puente La Central

MATERIALES

La resistencia de los materiales que integran la estructura del puente La Central se resume en la Tabla IV.1.

Tabla IV.1: Resistencia de los materiales Puento La Central

Elemento de la estructura	f'c (kg/cm ²)
Losa y diafragmas	250
Trabes AASHTO	400
Columnas, cabezales en pilas y caballetes	250

GEOMETRÍA

El puente La Central es un puente regular en planta con una longitud total de 152.56 metros. Cuenta con cinco claros: tres intermedios de 30.64 metros y dos extremos de 30.32 metros, apoyados sobre cuatro pilas tipo marco y en cada extremo un caballete (Figura IV.6).

- Subestructura

Está formada con pilas tipo marco y caballetes. Cuenta con cuatro pilas y dos caballetes (Figura IV.6).

Las alturas de cada pila del cuerpo derecho se resumen en la Tabla IV.2. Cada pila cuenta con tres columnas cuadradas de 1.2 metros, un cabezal de 1.2 x 1.5 x 11.9 metros, nueve bancos de concreto de 0.8 x 1.1 y sobre cada banco de concreto dos apoyos integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Figura IV.7 y Figura IV.8).

Las alturas de los caballetes del cuerpo derecho se resumen en la Tabla IV.2. Cada caballete está formado con cuatro columnas circulares de 1.2 metros de diámetro ligadas por un cabezal de dimensiones 1.2 x 1.4 x 12.30 metros, nueve bancos de concreto de 0.8 x 0.84 metros y sobre cada banco de concreto dos apoyos integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Figura IV.7 y Figura IV.9).

Las alturas de las pilas del puente La Central se resumen en la Tabla IV.2.

Tabla IV.2: Altura de pilas y caballetes del cuerpo derecho puente La Central

<i>Elemento de subestructura</i>	<i>Altura (m)</i>
Caballote No. 1	9.18
Pila No. 2	9.61
Pila No. 3	9.69
Pila No. 4	9.5
Pila No. 5	9.08
Caballote No. 6	8.5

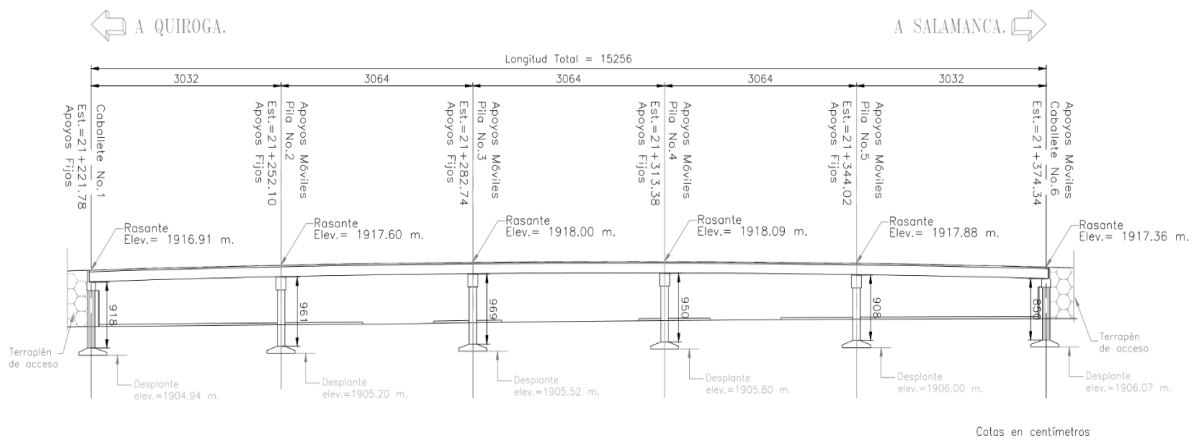


Figura IV.6: Perfil del cuerpo derecho del puente La Central

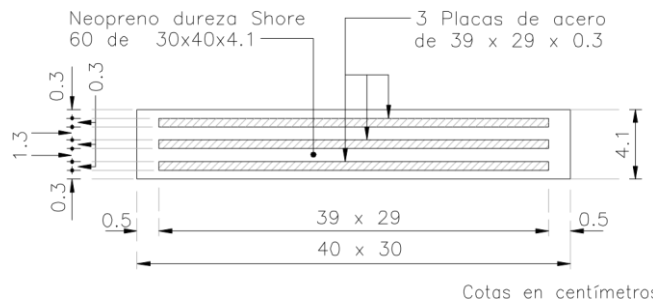


Figura IV.7: Apoyos de neopreno puente La Central

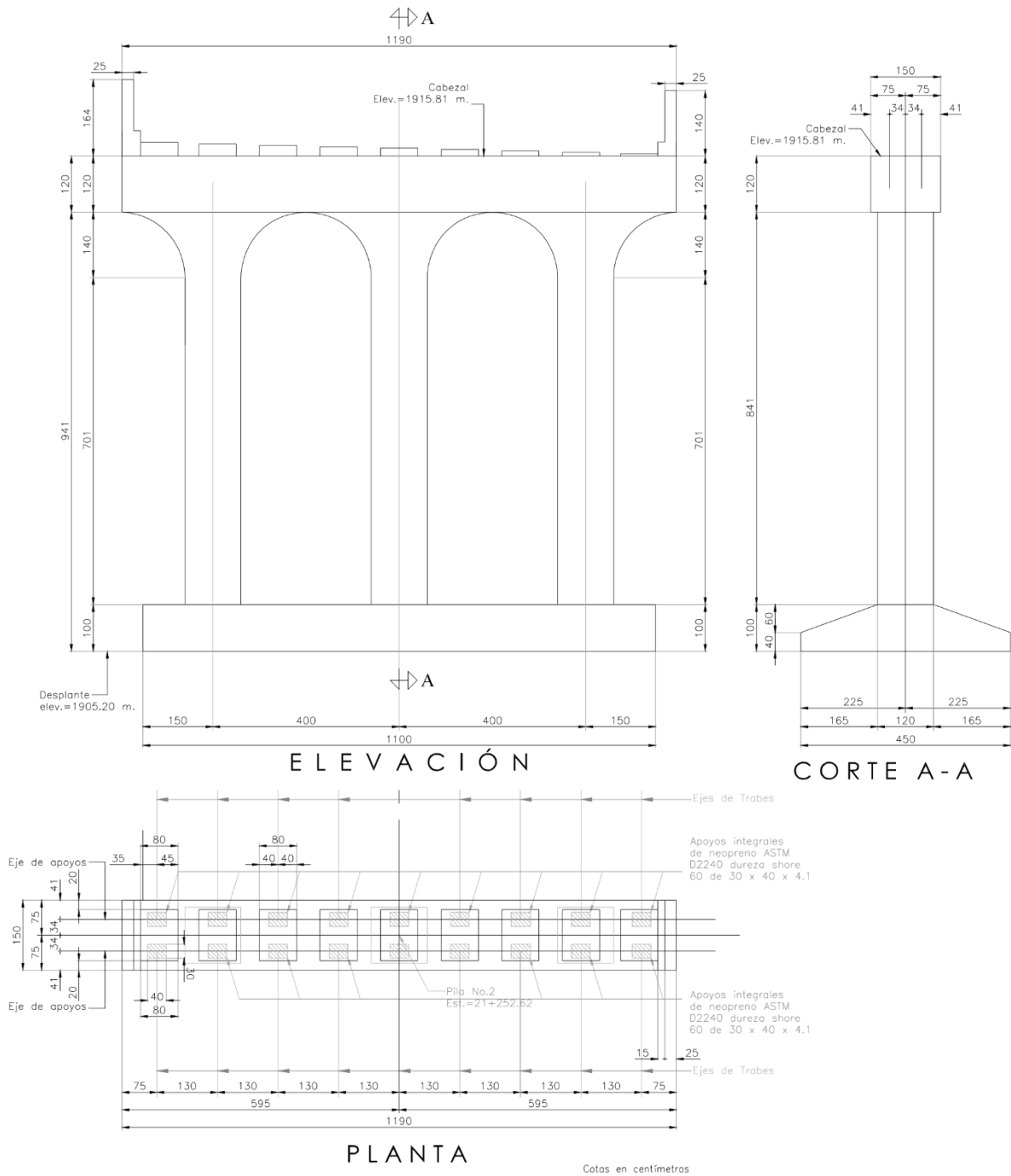


Figura IV.8: Pila No. 2 puente La Central

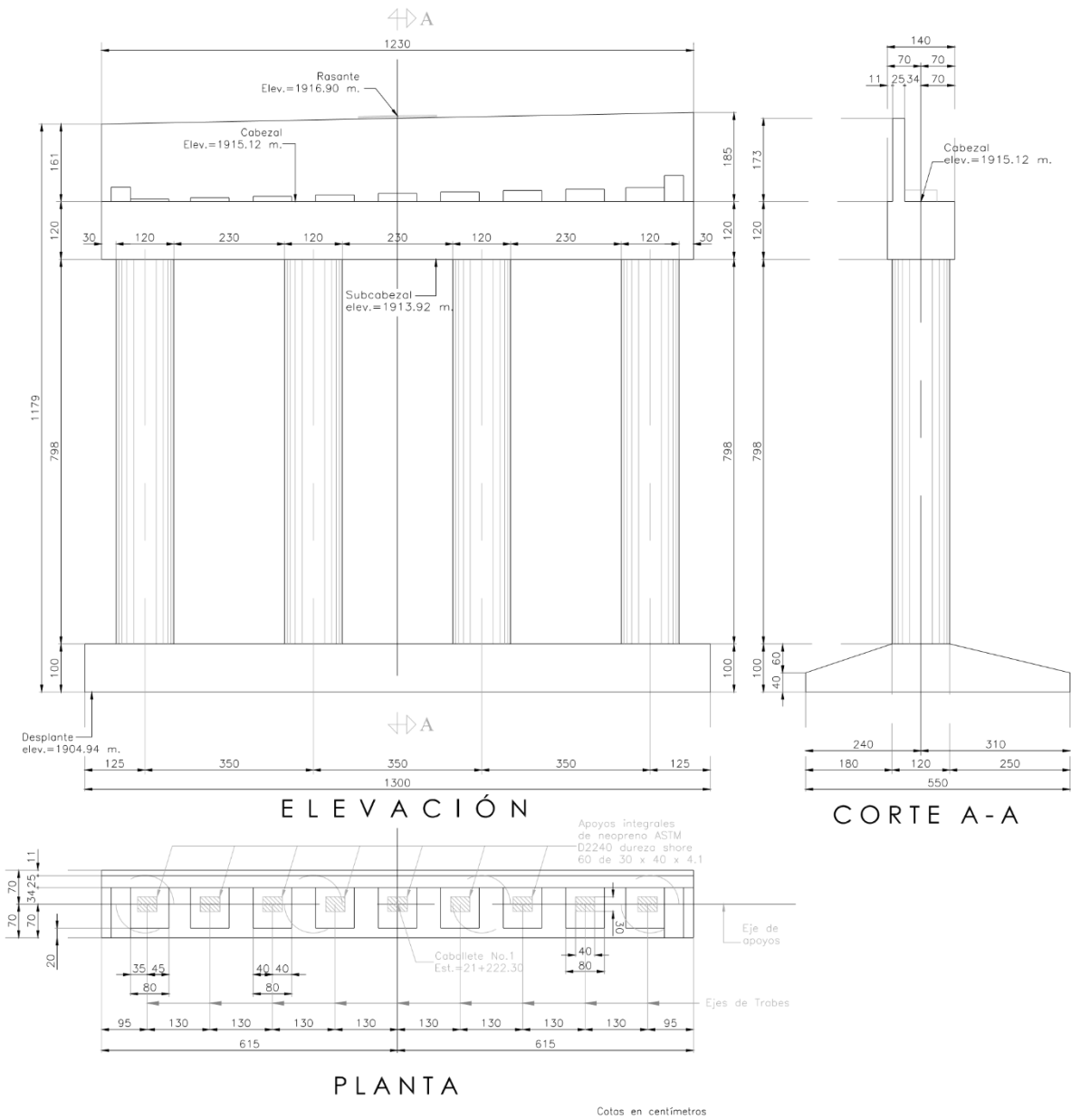


Figura IV.9: Caballete No.1 puente La Central

- Superestructura

La superestructura descansa en la subestructura mediante apoyos de neopreno, uno por cada extremo de las trabes AASHTO.

La superestructura del puente está conformada por nueve trabes AASHTO TIPO IV, una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros de espesor, una carpeta asfáltica de nueve centímetros de espesor debido al reencarpetamiento (Fig. IV.10), parapetos y guarniciones en los extremos de la calzada. El ancho total del cuerpo derecho es de 12.3 metros, con un ancho de calzada de 10.50 metros (Fig. IV.11).

El espesor de las juntas de dilatación de la superestructura es de 4 centímetros (Fig. IV.12).

Las trabes de la superestructura son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto de dimensiones 1.15 x 0.3 metros: dos intermedios a los tercios del claro y en los extremos del mismo.

El tablero de la superestructura tiene las siguientes condiciones de frontera: son continuas entre el primer y el segundo claro, simplemente apoyado el tercer claro y continuas entre el cuarto y quinto claro.



Figura IV.10: Espesor de Reencarpetamiento en puente La Central

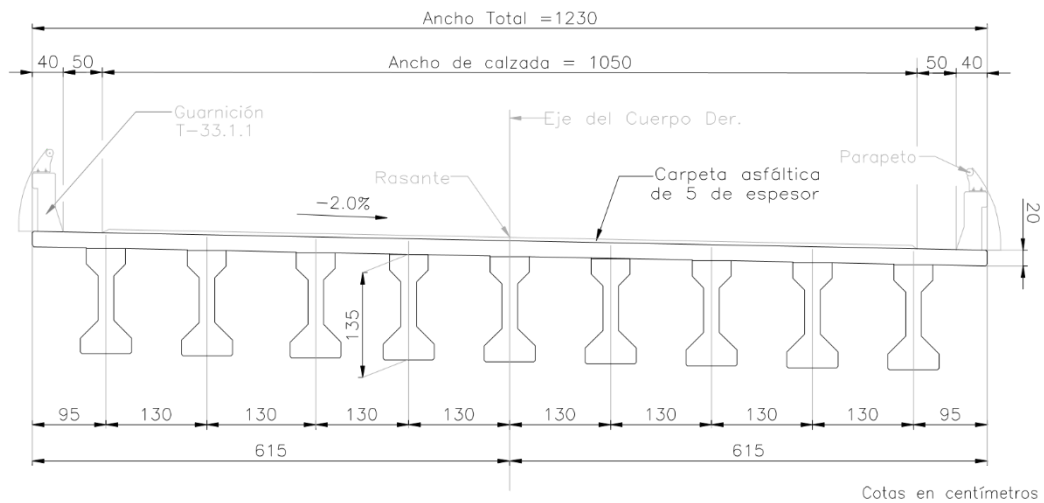


Figura IV.11: Sección transversal puente La Central

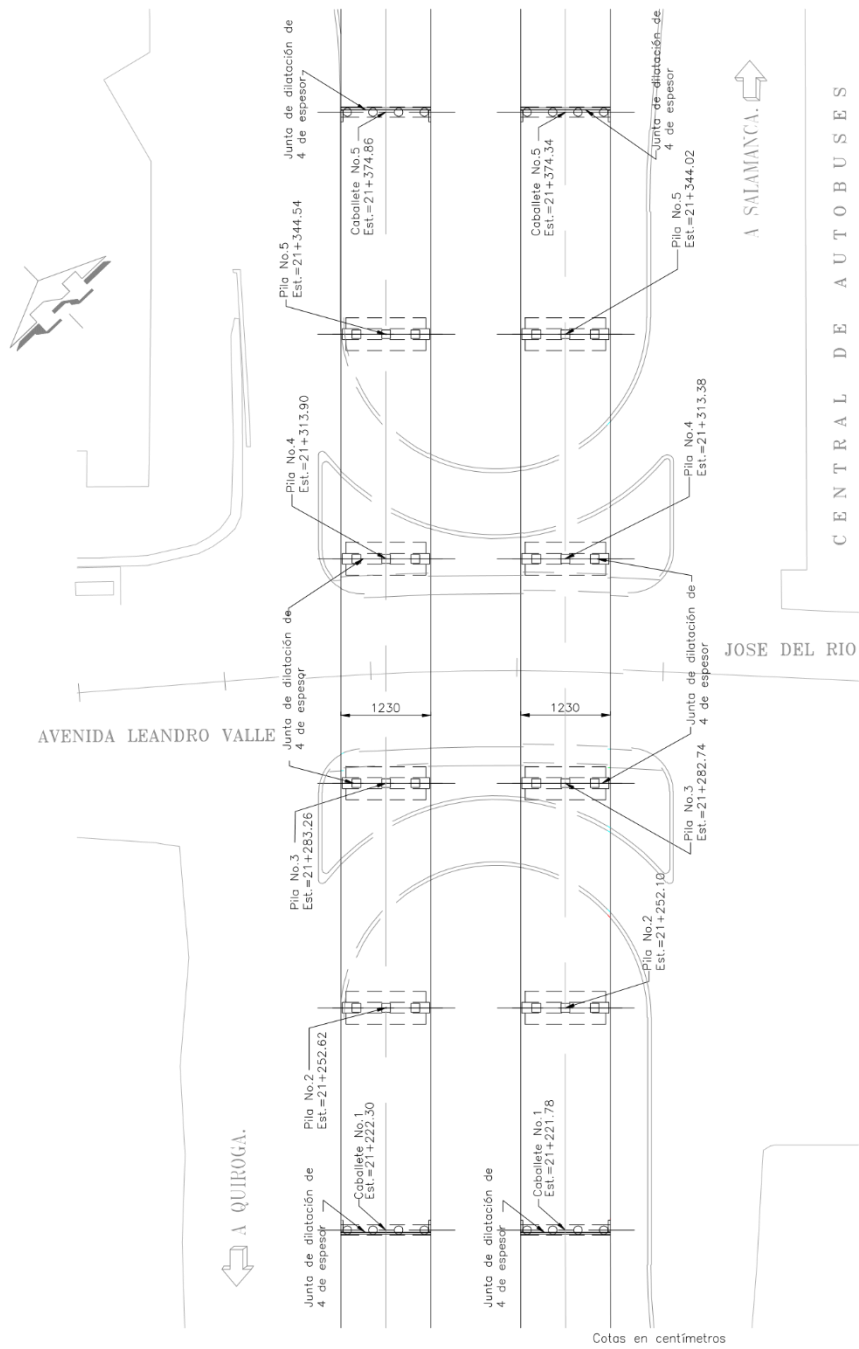


Figura IV.12: Planta del puente La Central

4.1.2 Puente Pedregal

UBICACIÓN

El puente Pedregal (Fig. IV.13) se localiza en el Periférico Paseo de la Republica de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 22 + 060, cruza la avenida Pedregal, consta de dos cuerpos, uno por sentido (Fig. IV.14).



Figura IV.13: Puente Pedregal (inicio del tramo con dirección Quiroga-Salamanca)



Figura IV.14: Ubicación Puente Pedregal

En este proyecto se estudian los dos primeros claros del cuerpo derecho con dirección Quiroga-Salamanca (Fig. IV.15). En adelante, en el puente Pedregal se hará referencia al cuerpo y claros en estudio.

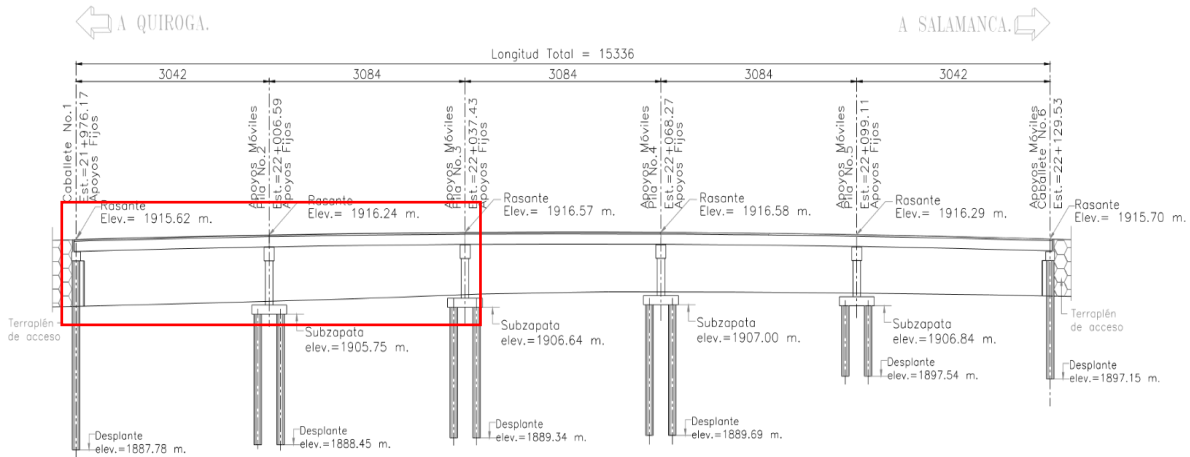


Figura IV.15: Claros en estudio del puente Pedregal

MATERIALES

La resistencia de los materiales que integran la estructura del puente Pedregal se resume en la Tabla IV.3.

Tabla IV.3: Resistencia de los materiales Puente Pedregal

Elemento de la estructura	f'c (kg/cm ²)
Losa y diafragmas	250
Trabes AASHTO	400
Columnas, cabezales en pilas y caballetes	250

GEOMETRÍA

El puente Pedregal tiene una longitud total de 153.36 metros. Cuenta con cinco claros: tres intermedios de 30.84 metros y dos extremos de 30.42 metros, apoyados sobre cuatro pilas tipo marco y en cada extremo un caballete. El puente presenta además un esviaje derecho de $39^{\circ} 33' 35''$ (Fig. IV.16).

- Subestructura

Está formada con pilas tipo marco y caballetes. Consta de cuatro pilas y dos caballetes (Fig. IV.17).

Las alturas de cada pila del cuerpo derecho se resumen en la Tabla IV.4. Las pilas tienen cimentación profunda (Fig. IV.17). Cada pila cuenta con cuatro columnas cuadradas de 1.2 metros, un cabezal de 1.2 x 1.5 x 15.44 metros, nueve bancos de concreto y sobre cada banco de concreto dos apoyos integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Fig. IV.18 y Fig. IV.19).

Las longitudes de los caballetes del cuerpo derecho se resumen también en la Tabla IV.4. Los caballetes tienen también cimentación profunda (Fig. IV.16). Cada caballete está formado por cinco columnas circulares de 1.2 metros de diámetro ligadas por un cabezal de dimensiones 1.2 x 1.4 x 15.96 metros, nueve bancos de concreto y sobre cada banco de concreto dos apoyos integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 30 x 40 x 4.1 centímetros (Figura IV.18 y Figura IV.20).

El espesor de las juntas de dilatación de la superestructura es de 4 centímetros (Fig. IV.15).

Las alturas de las pilas del puente Pedregal se resumen en la Tabla IV.4.

Tabla IV.4: Altura de pilas y caballetes del cuerpo derecho puente Pedregal

<i>Elemento de subestructura</i>	<i>Altura (m)</i>
Caballete No. 1	4.31
Pila No. 2	8.24
Pila No. 3	7.72
Pila No. 4	7.42
Pila No. 5	7.33
Caballete No. 6	4.31

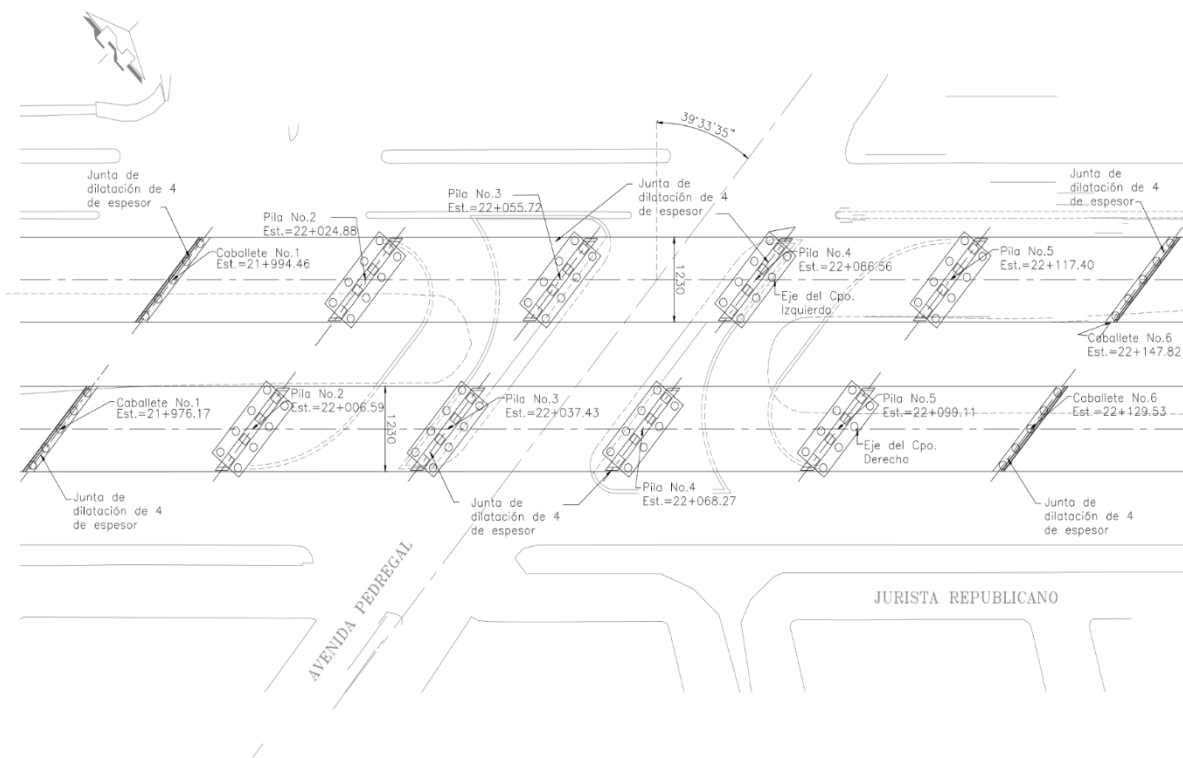


Figura IV.16: Planta del puente Pedregal

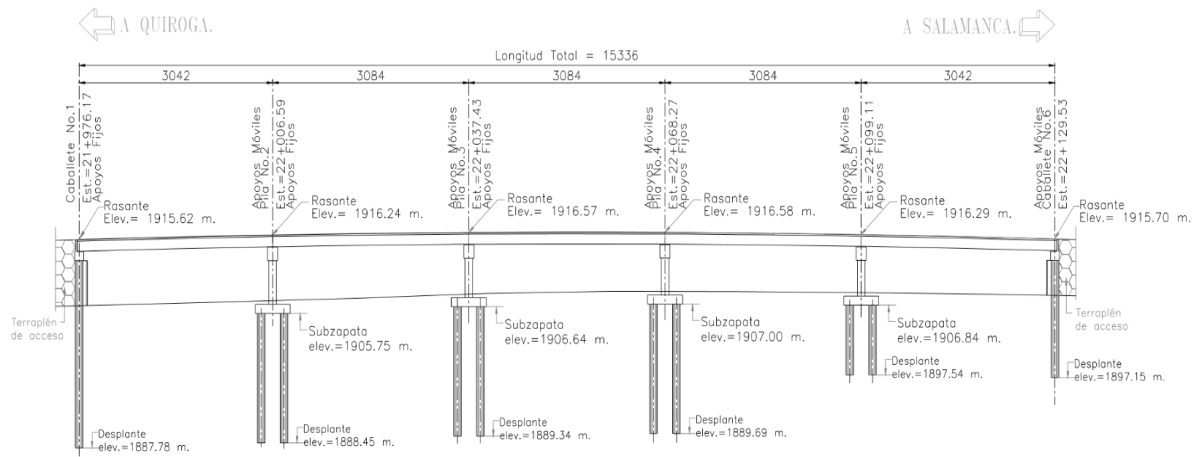


Figura IV.17: Perfil del cuerpo derecho del puente Pedregal

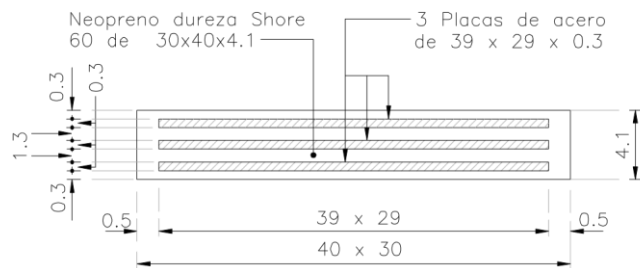


Figura IV.18: Apoyos de neopreno puente Pedregal

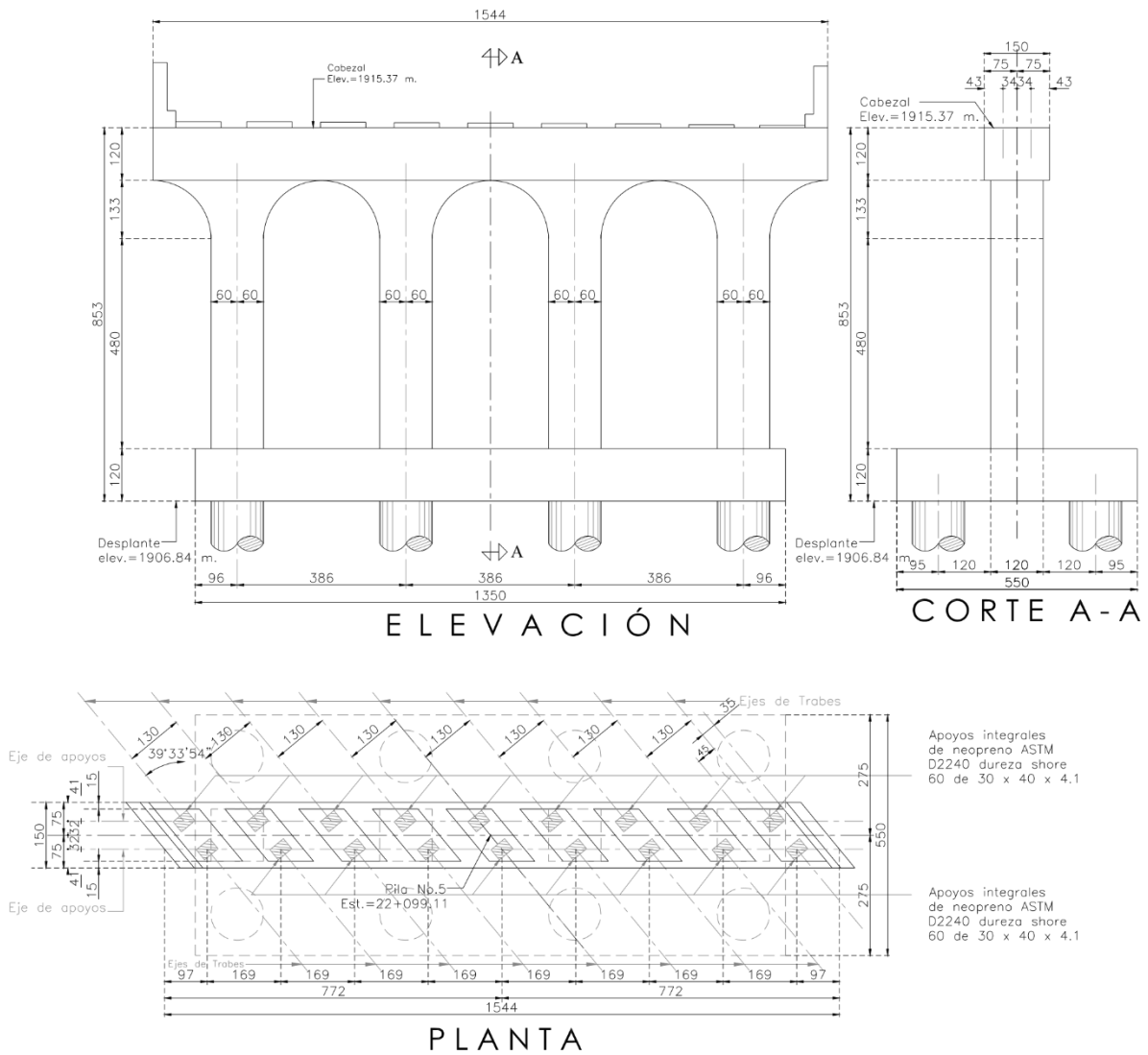


Figura IV.19: Pila No. 5 puente Pedregal

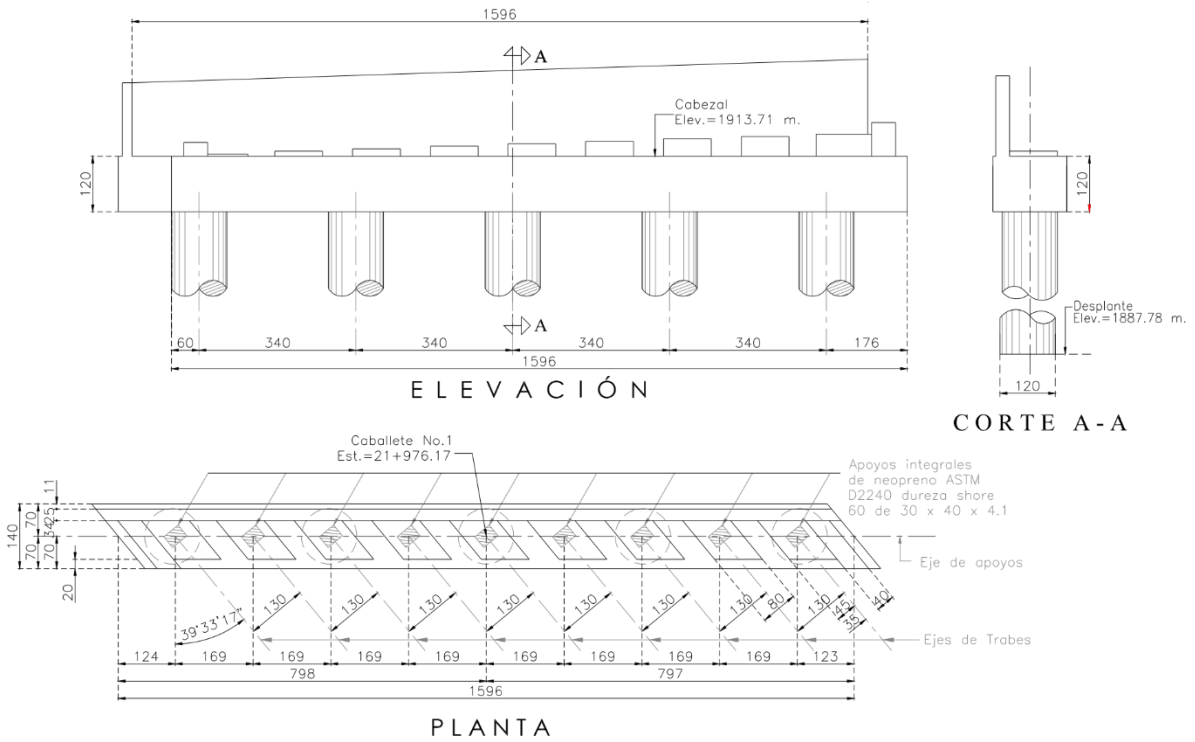


Figura IV.20: Caballete No.1 puente Pedregal

- Superestructura

La superestructura descansa en la subestructura mediante apoyos de neopreno, uno por cada extremo de las traveses AASHTO.

La superestructura del puente está conformada por nueve traveses AASHTO TIPO IV, una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros de espesor, una carpeta asfáltica de diez centímetros de espesor debido al reencarpamiento (Fig. IV.21), parapetos y guarniciones en los extremos de la calzada. El ancho total del cuerpo derecho es de 12.3 metros, con un ancho de calzada de 10.50 metros (Fig. IV.22).

Las traveses de la superestructura son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto de dimensiones 1.15 x 0.3 metros: dos intermedios a los tercios del claro y en los extremos del mismo.

El tablero de la superestructura tiene las siguientes condiciones de frontera: son continuas entre el primer y el segundo claro, simplemente apoyado el tercer claro y continuas entre el cuarto y quinto claro.



Figura IV.21: Espesor de Reencarpetamiento en puente Pedregal

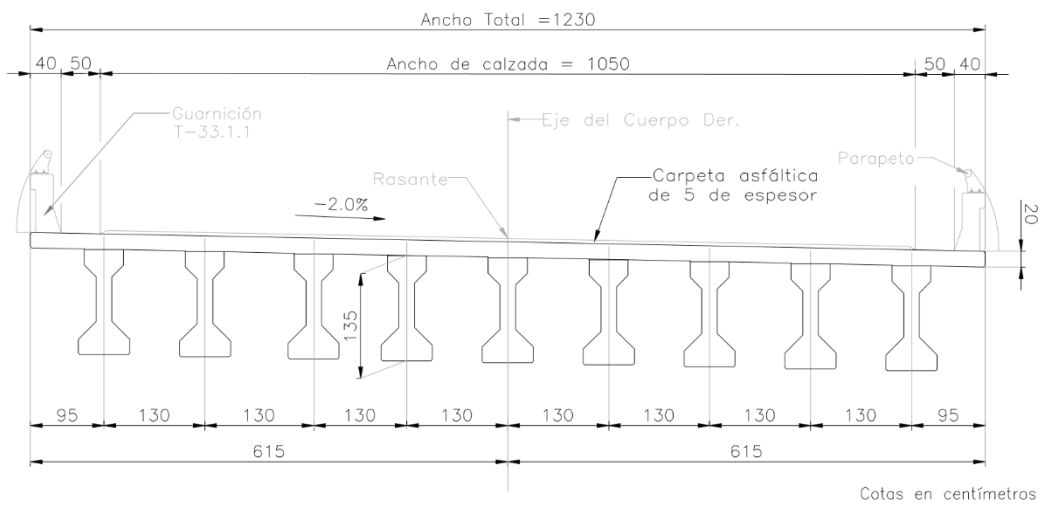


Figura IV.22: Sección transversal puente Pedregal

4.1.3 Puente El Lago

UBICACIÓN

El puente El Lago (Fig. IV.23) se encuentra ubicado en el Periférico Paseo de la Republica de Morelia entre el tramo salida a Quiroga – salida a Salamanca, km 23 + 460, entre Colonia Lago 1 y Colonia Ignacio Zaragoza, consta de dos cuerpos, uno por sentido (Fig. IV.24).



Figura IV.23: Puente El Lago (inicio del tramo con dirección Quiroga-Salamanca)

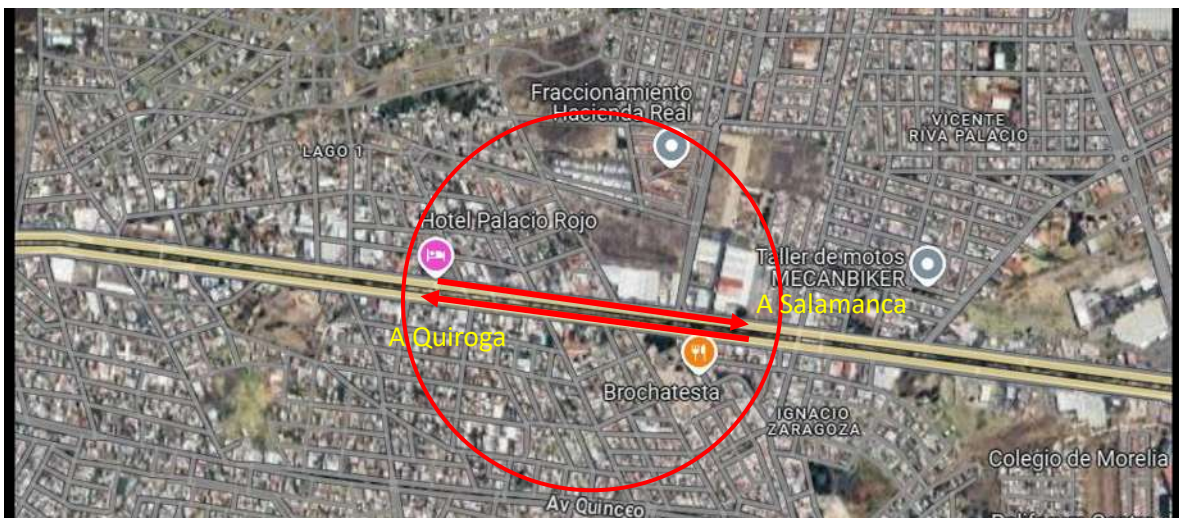


Figura IV.24: Ubicación Puente El Lago

En este proyecto se estudian los dos últimos claros del cuerpo izquierdo con dirección Salamanca-Quiroga (Figura IV.25). En adelante, en el puente El Lago se hará referencia al cuerpo y claros en estudio.

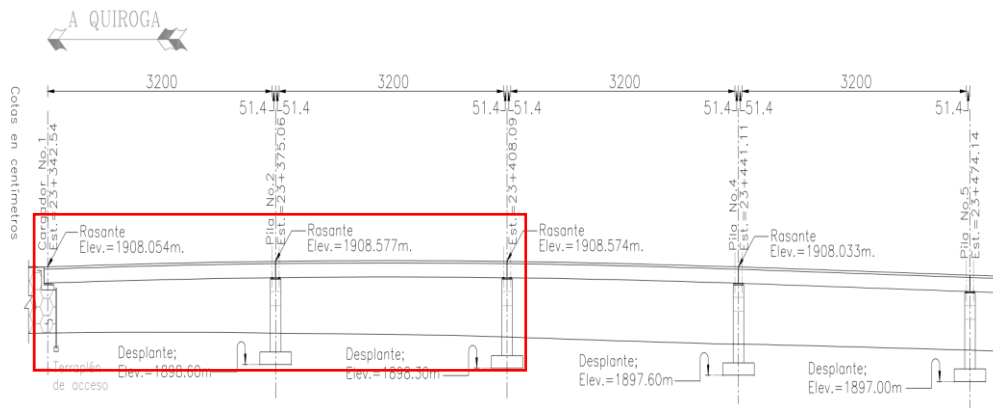


Figura IV.25: Claros en estudio del puente El Lago

MATERIALES

La resistencia de los materiales que integran la estructura del puente Pedregal se resume en la Tabla IV.5.

Tabla IV.5: Resistencia de los materiales Puente El Lago

Elemento de la estructura	f'c (kg/cm ²)
Losa y diafragmas	250
Trabes AASHTO	400
Columnas, cabezales en pilas y caballetes	250

GEOMETRÍA

El puente Pedregal tiene una longitud total de 230.17 metros. Cuenta con siete claros: cinco intermedios de 33.03 metros y dos extremos de 32.51 metros, apoyados sobre seis pilas tipo marco y en cada extremo un estribo. El puente presenta además un esviaje izquierdo de $30^{\circ} 00' 00''$ (Fig. IV.26).

- Subestructura

Está formada con pilas tipo marco y estribos. Se tienen seis pilas y dos estribos (Fig. IV.27).

Las alturas de cada pila del cuerpo izquierdo se resumen en la Tabla IV.6. Cada pila cuenta con tres columnas cuadradas de 1.5 metros, un cabezal de 1.1 x 1.5 x 14.20 metros, ocho bancos de concreto y sobre cada banco de concreto dos apoyos integrales de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 20 x 30 x 4.1 centímetros (Fig. IV.28 y Fig. IV.29).

Los estribos cuentan con ocho bancos de concreto y sobre cada banco de concreto un apoyo integral de neopreno ASTM D-2240 dureza shore 60° de dimensiones 20 x 30 x 5.7 centímetros (Figura IV.28).

El espesor de las juntas de dilatación de la superestructura es de 4 centímetros (Fig. IV.26).

Las alturas de las pilas del puente El Lago se resumen en la Tabla IV.6.

Tabla IV.6: Altura de pilas del cuerpo izquierdo puente El Lago

<i>Elemento de subestructura</i>	<i>Altura (m)</i>
Estribo No. 1	-
Pila No. 2	6.90
Pila No. 3	7.20
Pila No. 4	7.30
Pila No. 5	7.10
Pila No. 6	7.10
Pila No. 7	6.90
Estribo No. 6	-

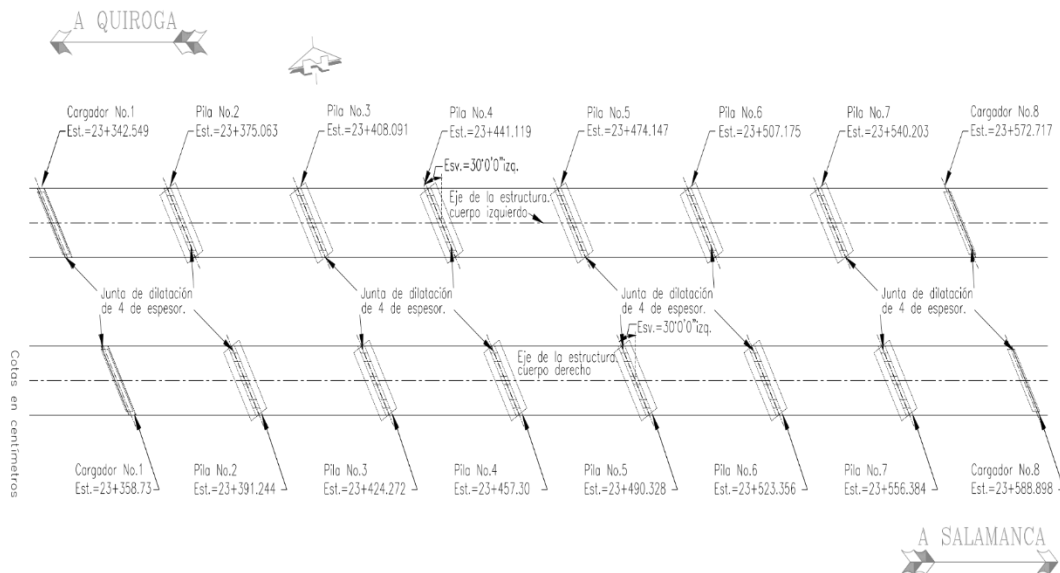


Figura IV.26: Planta del puente El Lago

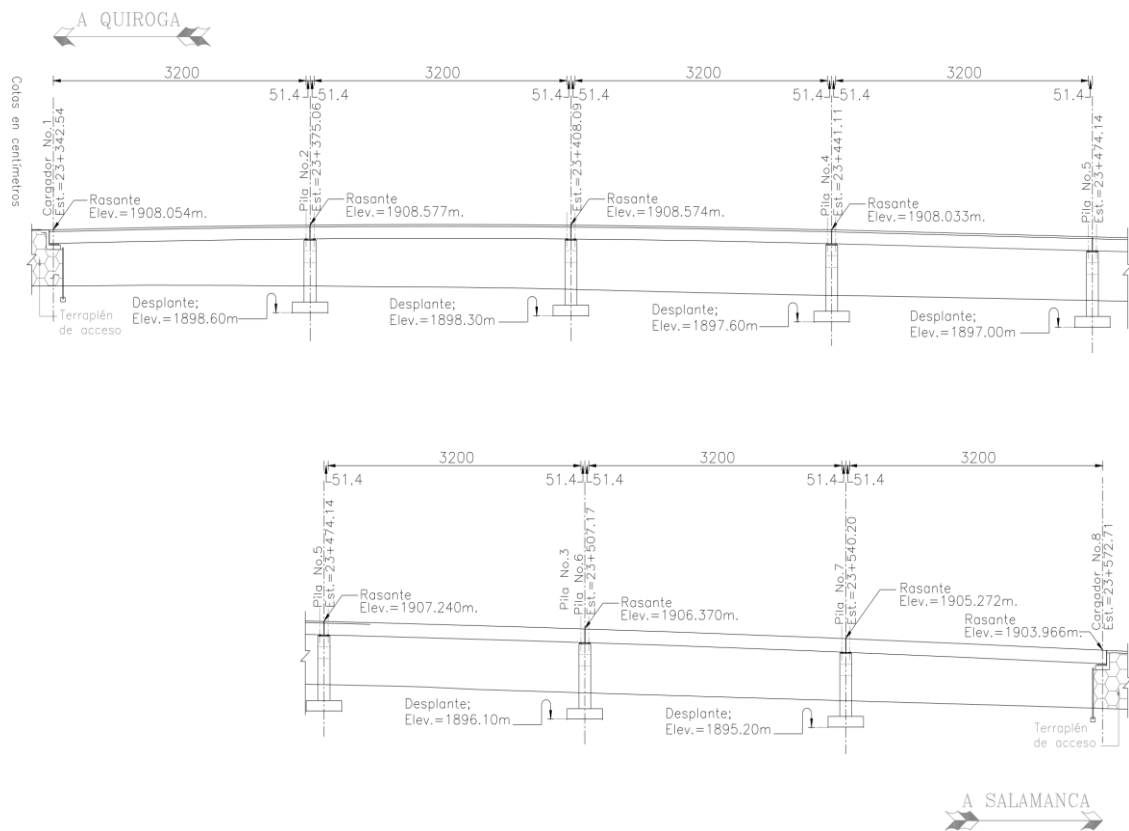


Figura IV.27: Perfil del cuerpo izquierdo del puente El Lago

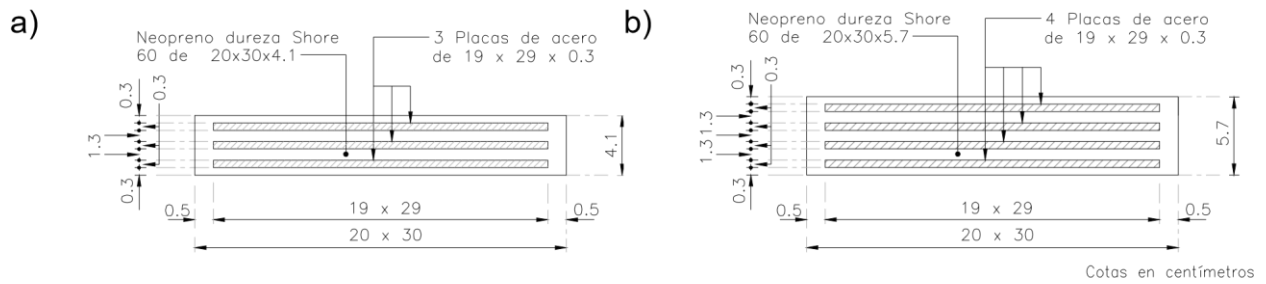


Figura IV.28: Apoyos de neopreno puente El Lago

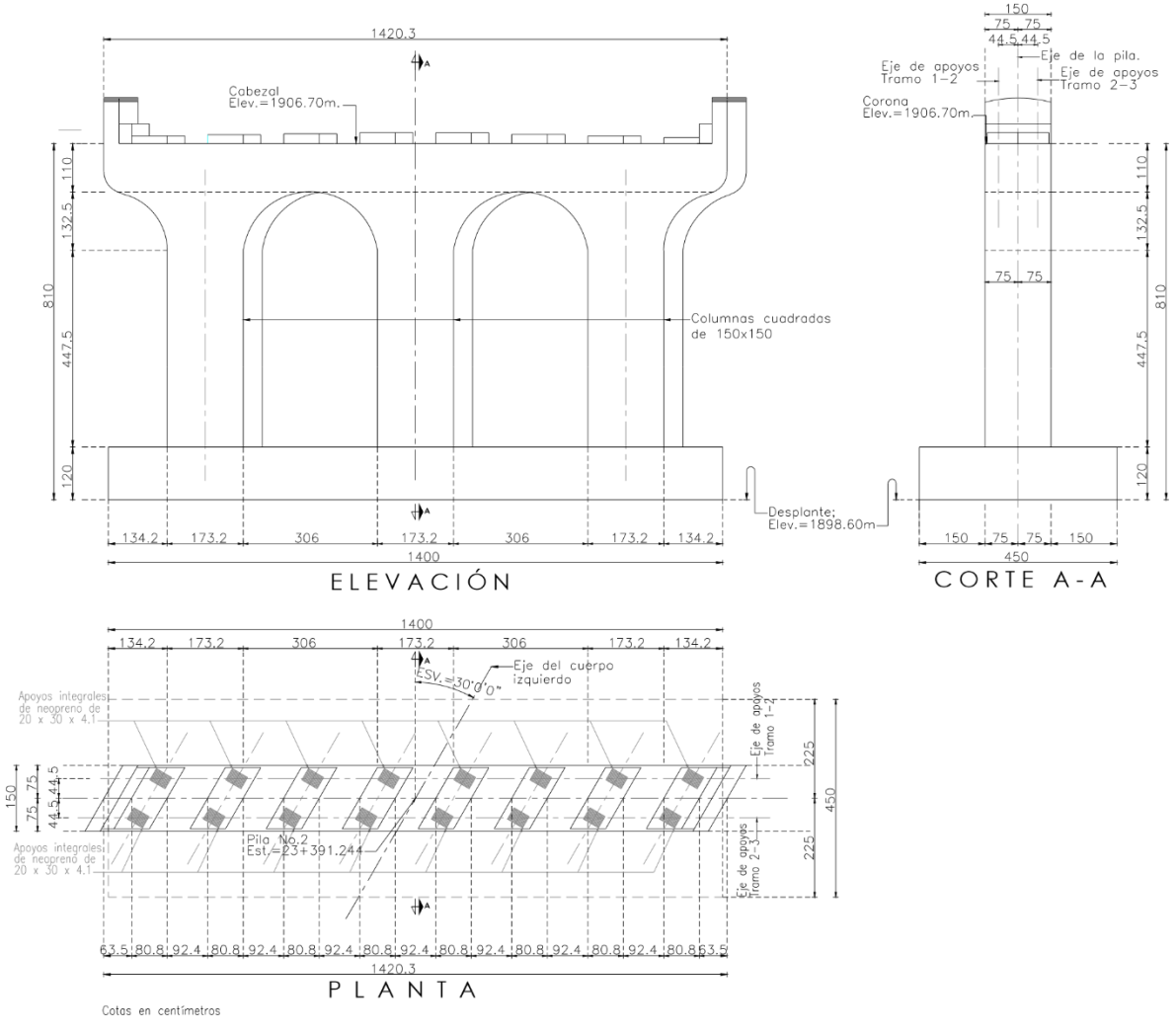


Figura IV.29: Pila No. 2 puente El Lago

- Superestructura

La superestructura descansa en la subestructura mediante apoyos de neopreno, uno por cada extremo de las trabes AASHTO.

La superestructura del puente está conformada por ocho trabes AASHTO TIPO IV, una losa de concreto hidráulico de 20 centímetros de espesor con una pendiente de -2%, una carpeta asfáltica de diez centímetros de espesor debido al reencarpetamiento (Fig. IV.30), parapetos y guarniciones en los extremos de la calzada. El ancho total del cuerpo derecho es de 12.3 metros, con un ancho de calzada de 11.50 metros (Fig. IV.31).

Las trabes de la superestructura son rigidizadas lateralmente mediante cuatro diafragmas de concreto: dos intermedios de dimensiones 0.57 x 0.35 metros y dos extremos de dimensiones 0.92 x 0.35 metros.

El tablero de la superestructura tiene las siguientes condiciones de frontera: simplemente apoyado en todos los claros.



Figura IV.30: Espesor de Reencarpetamiento en puente El Lago

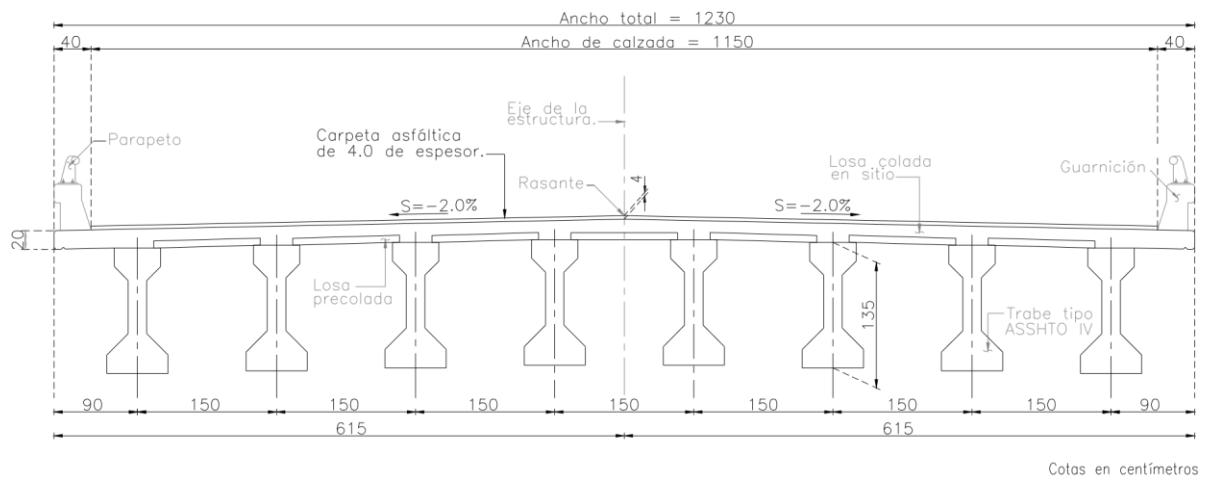


Figura IV.31: Sección transversal puente El Lago

4.2 Configuración de la instrumentación

Antes de ubicar los sensores, es fundamental definir claramente el objetivo de las mediciones. La finalidad de la medición guiará la selección de ubicaciones, el tipo y número de sensores necesarios. Ntotsios et al. (2008) mencionan que se ha demostrado que las configuraciones óptimas de los sensores dependen en varios factores, incluido el propósito del análisis (análisis modal, actualización del modelo o detección de daños), esquemas de parametrización utilizados en la actualización del modelo, escenarios probables de daño que se monitorean, así como el tipo y número de modos identificados a partir de los datos

La colocación estratégica de los sensores es crucial para capturar de manera efectiva los modos de vibración. Los sensores deben colocarse en puntos representativos que permitan una buena cobertura de la estructura. Es fundamental ubicar los sensores en lugares donde se espera que ocurran grandes deformaciones o donde los modos de vibración sean más prominentes.

La finalidad de este trabajo es determinar las frecuencias modales y amortiguamientos actuales de los puentes en estudio. Debido a que se realizaron MVA de estos puentes cuando estaban en construcción y cuando recién fueron puestos en operación, se pretende conocer la variación que han tenido las propiedades dinámicas de estas estructuras con el paso del tiempo.

En este proyecto se realizó una campaña de medición de vibración ambiental. Las mediciones se realizaron en el mes de julio del año 2024, estando los puentes en operación. En las siguientes secciones se presenta de manera individual el proceso de las mediciones de vibración ambiental, así como la ubicación elegida de los sensores.

4.2.1 Puente La Central

En el puente La Central se realizó una medición de vibración ambiental resumida en la Tabla IV.7. La medición se realizó el día 12 de julio de 2024 (CEJUL24), el puente se encontraba en operación. En esta medición se emplearon cuatro acelerómetros triaxiales. Para realizar un barrido de puntos de interés en la estructura se realizaron dos configuraciones de los sensores, donde un sensor se mantuvo fijo y el resto como móviles. El sensor fijo se usó como referencia en la técnica de identificación de sistemas.

Tabla IV.7 Medición de vibración ambiental en puente la Central

<i>Nombre</i>	<i>Fecha de medición</i>	<i>Tiempo de registro seg.</i>	<i>Condición</i>
CEJUL24	12 de julio del 2024	600	En operación

La Figura IV.32 muestra la ubicación de los sensores los cuales fueron distribuidos longitudinalmente a los cuartos del claro y transversalmente se colocaron de manera que no se localizaran en el volado de la losa.

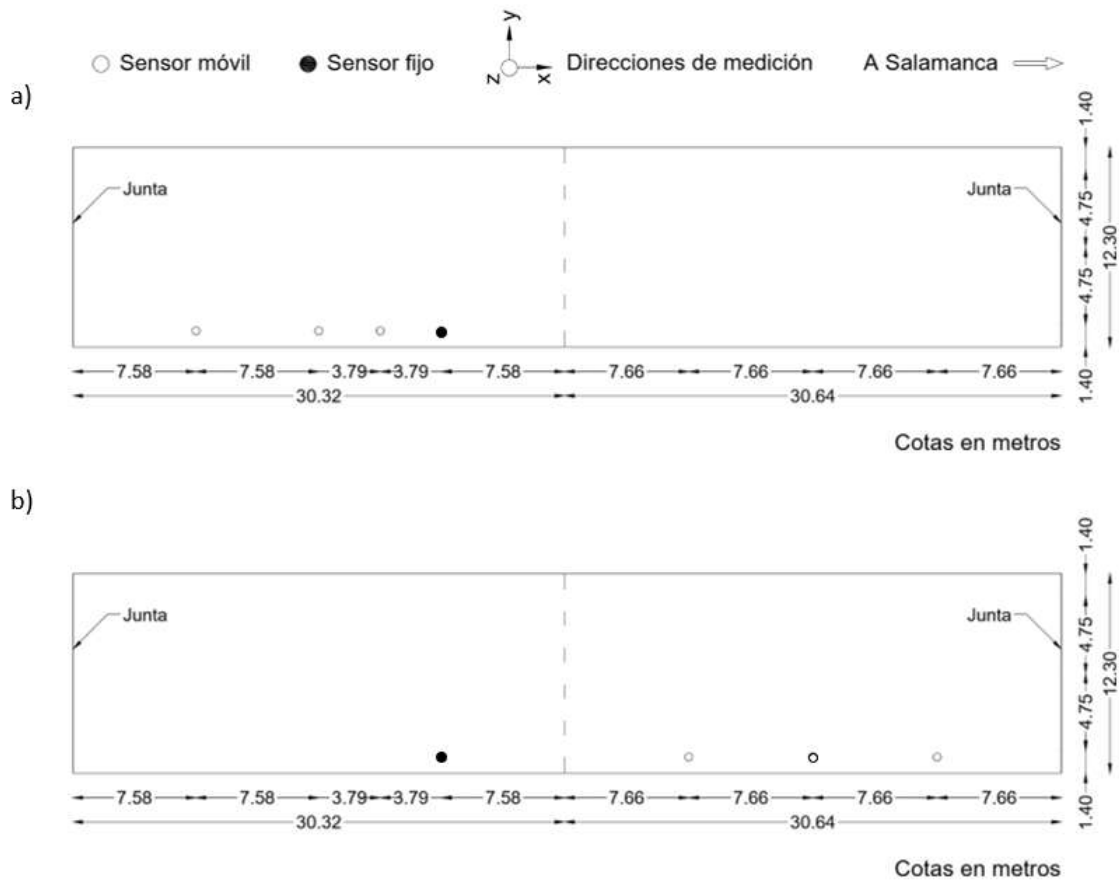


Figura IV.32: Distribución de los sensores puente La Central: a) primera configuración de sensores, b) segunda configuración de sensores

Se presenta el siguiente reporte fotográfico del proceso de la medición de vibración ambiental en el puente La Central. Los sensores fueron calibrados con anticipación, este proceso no se realizó en campo.



Figura IV.33: Marcado de ubicaciones donde se colocarán los sensores de la primera configuración



Figura IV.34: Colocación y nivelación de sensores de la primera configuración



Figura IV.35: registro de datos vibración de la primera configuración



Figura IV.36: registro de datos vibración de la segunda configuración

4.2.2 Puente Pedregal

En el puente Pedregal se realizó una medición de vibración ambiental resumida en la Tabla IV.8. La medición se realizó el día 12 de julio de 2024 (PEJUL24), el puente se encontraba en operación. En esta medición se emplearon cuatro acelerómetros triaxiales. Para realizar un barrido de puntos de interés en la estructura se realizaron dos configuraciones de los sensores, donde un sensor se mantuvo fijo y el resto como móviles. El sensor fijo se usó como referencia en la técnica de identificación de sistemas.

Tabla IV.8 Medición de vibración ambiental en puente Pedregal

<i>Nombre</i>	<i>Fecha de medición</i>	<i>Tiempo de registro seg.</i>	<i>Condición</i>
PEJUL24	12 de julio del 2024	600	En operación

La Figura IV.37 muestra la ubicación de los sensores los cuales fueron distribuidos longitudinalmente a los cuartos del claro y transversalmente fuera del volado de la losa.

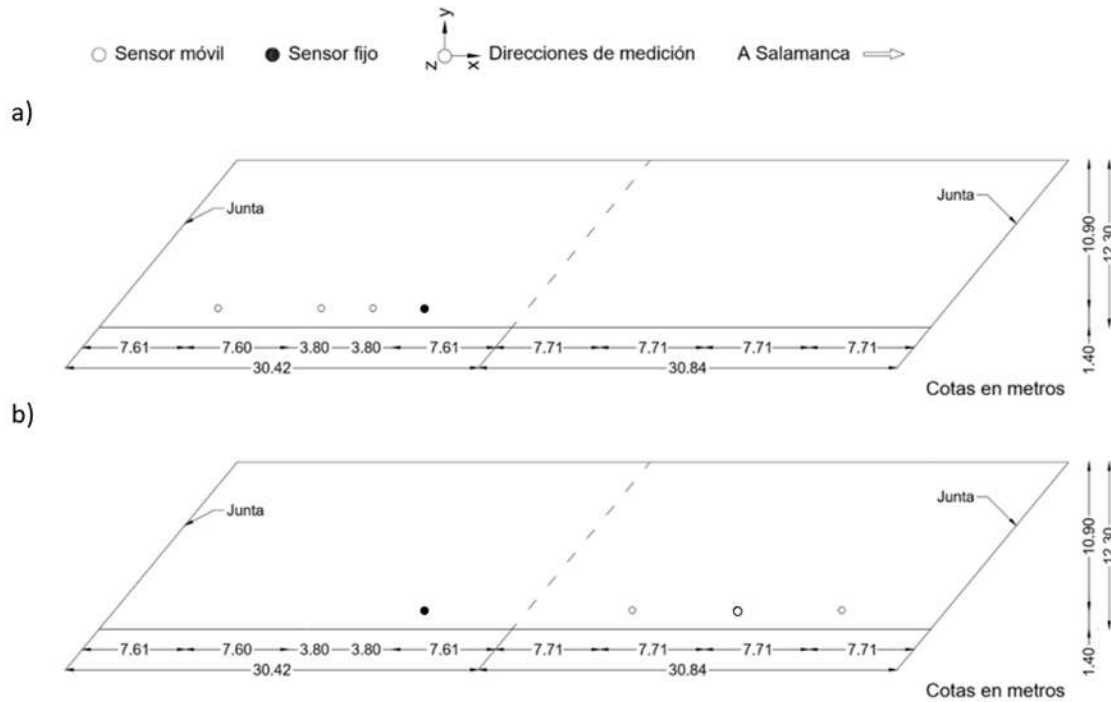


Figura IV.37: Distribución de los sensores puente Pedregal: a) primera configuración de sensores, b) segunda configuración de sensores

Se presenta el siguiente reporte fotográfico del proceso de la medición de vibración ambiental en el puente Pedregal. Los sensores fueron calibrados con anticipación, este proceso no se realizó en campo.



Figura IV.38: Marcado de ubicaciones donde se colocarán los sensores de la primera configuración



Figura IV.39: Colocación y nivelación de sensores de la primera configuración



Figura IV.40: registro de datos vibración de la primera configuración



Figura IV.41: registro de datos vibración de la segunda configuración

4.2.3 Puente El Lago

En el puente El Lago se realizó una medición de vibración ambiental resumida en la Tabla IV.9. La medición se realizó el día 12 de julio de 2024 (LAJUL24), el puente se encontraba en operación. En esta medición se emplearon cuatro acelerómetros triaxiales. Para realizar un barrido de puntos de interés en la estructura se realizaron dos configuraciones de los sensores, donde un sensor se mantuvo fijo y el resto como móviles. El sensor fijo se usó como referencia en la técnica de identificación de sistemas.

Tabla IV.9 Medición de vibración ambiental en puente El Lago

<i>Nombre</i>	<i>Fecha de medición</i>	<i>Tiempo de registro seg.</i>	<i>Condición</i>
LAJUL24	12 de julio del 2024	600	En operación

La Figura IV.42 muestra la ubicación de los sensores los cuales fueron distribuidos longitudinalmente a los cuartos del claro y nuevamente en la dirección transversal se colocaron fuera del volado de la losa.

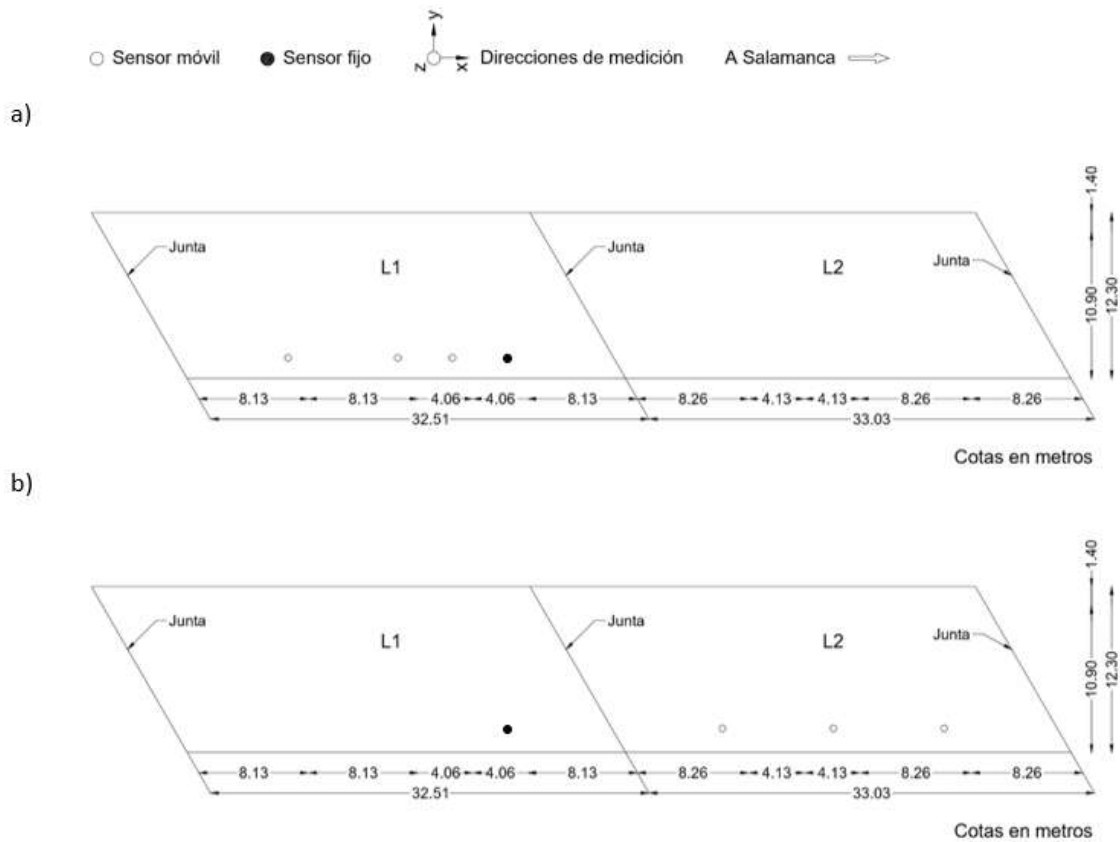


Figura IV.42: Distribución de los sensores puente El Lago: a) primera configuración de sensores, b) segunda configuración de sensores

Se presenta el siguiente reporte fotográfico del proceso de la medición de vibración ambiental en el puente El Lago. Los sensores fueron calibrados con anticipación, este proceso no se realizó en campo.



Figura IV.43: Marcado de ubicaciones donde se colocarán los sensores de la primera configuración



Figura IV.44: Registro de datos vibración de la primera configuración

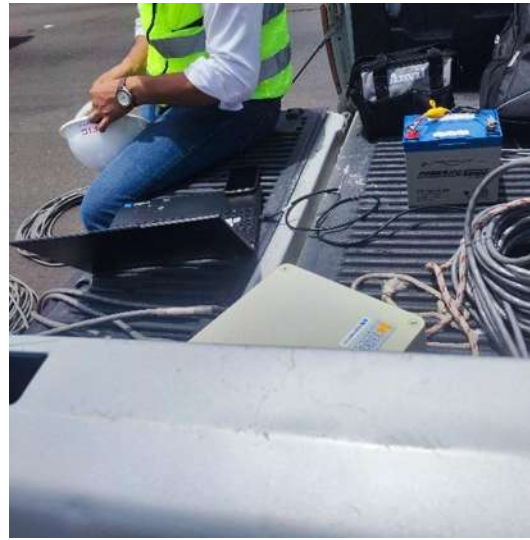


Figura IV.45: Registro de datos vibración de la segunda configuración

V. Procesamiento de mediciones de vibración ambiental

5.1 Software ARTeMIS OMA

En este trabajo se utilizó el programa ARTeMIS Modal (versión 6.0.2.0), desarrollado por Structural Vibration Solutions (2019) para procesar las señales obtenidas en la campaña de mediciones de vibración ambiental.

ARTeMIS Modal es una herramienta avanzada de software diseñada específicamente para el análisis y monitoreo de estructuras. El software se desarrolló para el análisis modal operacional (OMA). Su propósito principal es facilitar la evaluación continua de la integridad estructural mediante la medición y el procesamiento de vibraciones, permitiendo a los ingenieros y científicos obtener información crítica sobre el comportamiento dinámico de las estructuras en condiciones ambientales y operativas diversas.

5.1.1 Propósito de ARTeMIS

ARTeMIS se desarrolla con el objetivo de proporcionar una plataforma robusta y eficiente para la identificación modal y el análisis de la respuesta dinámica de estructuras. Las aplicaciones típicas incluyen la evaluación de puentes, edificios, torres y otras infraestructuras críticas. Su propósito es:

- **Monitoreo Continuo:** Permitir la supervisión constante de la salud estructural de las construcciones a lo largo del tiempo. Esto es fundamental para detectar cambios en el comportamiento estructural que podrían indicar problemas potenciales.
- **Análisis Modal:** Facilitar la identificación de los modos de vibración de una estructura, lo que es esencial para comprender cómo responde a las cargas dinámicas y cómo se comporta bajo diferentes condiciones.
- **Evaluación de Condiciones Ambientales:** Permitir el análisis de cómo las condiciones ambientales, como el viento o la temperatura, afectan la respuesta dinámica de la estructura.
- **Prevención de Fallos:** Ayudar a predecir posibles fallos o daños en la estructura mediante el análisis de las variaciones en las características dinámicas.

5.1.2 Usos del software ARTeMIS

1- Identificación Modal de Estructuras en Operación

Facilita la identificación de modos de vibración mientras la estructura está en funcionamiento o bajo condiciones de carga real. Esto incluye la determinación de frecuencias naturales, formas modales y amortiguamiento a partir de datos obtenidos durante la operación normal de la estructura.

2- Monitoreo de la Salud Estructural en Tiempo Real

Permite el monitoreo en tiempo real de las características dinámicas de una estructura durante su operación. Esto ayuda a detectar cambios significativos en los modos de vibración que podrían indicar deterioro o daños.

3- Diagnóstico de Daños y Análisis de Condiciones Estructurales

Utilizando datos de vibración obtenidos durante la operación, ARTeMIS Modal puede ayudar a diagnosticar daños y cambios en la estructura que afectan su integridad.

4- Validación de Modelos de Simulación en Condiciones Operativas

Puede validar y ajustar modelos numéricos comparando las características dinámicas obtenidas de mediciones operacionales con las predicciones de modelos simulados.

5- Generación de Informes Detallados

Facilita la creación de informes detallados sobre el comportamiento dinámico de la estructura durante su operación. Una vez que haya generado datos y resultados, ARTeMIS Modal hace fácil exportarlos a las aplicaciones populares de Microsoft Office como Word y PowerPoint.

5.1.3 Estimadores de análisis modal operacional disponibles

En este trabajo se hará uso del programa ARTeMIS Modal en su versión 6.0.2.0 el cual ofrece varios estimadores para el análisis modal operacional (OMA) tanto en el dominio de la frecuencia como del tiempo. algunos de ellos son:

Estimadores en el dominio de la frecuencia

- **Descomposición en el dominio de la frecuencia** (FDD, Frequency Domain Decomposition).
- **Descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia** (EFDD, Enhanced Frequency Domain Decomposition).
- **Descomposición en el dominio de la frecuencia con ajuste de curvas** (CFDD, Curve-fit Frequency Domain Decomposition).

Estimadores en el dominio del tiempo

ARTeMIS Modal versión 6.0.2.0 incluye las siguientes técnicas de análisis modal en el dominio del tiempo. Todas son del tipo Identificación de subespacio estocástico (SSI).

- **Componente principal no ponderado** (SSI-UPC, Unweighted Principal Component).
- **Componente principal no ponderado extendido** (SSI-UPCX, UPC Extended).

En este trabajo se hará uso de la técnica descomposición mejorada en el dominio de la frecuencia (EFDD) para determinar los amortiguamientos en la estructura y de la técnica descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) para conocer las propiedades dinámicas de los puentes, las cuales se usarán en el estudio de la salud estructural.

5.2 Procesamiento de datos

5.2.1 Puente La Central

GEOMETRIA

Modelar la geometría del puente La Central es el primer paso para procesar los datos. La geometría en el programa ARTeMIS se utilizará principalmente para visualizar las formas modales. La geometría se genera a base de nodos, líneas y superficies

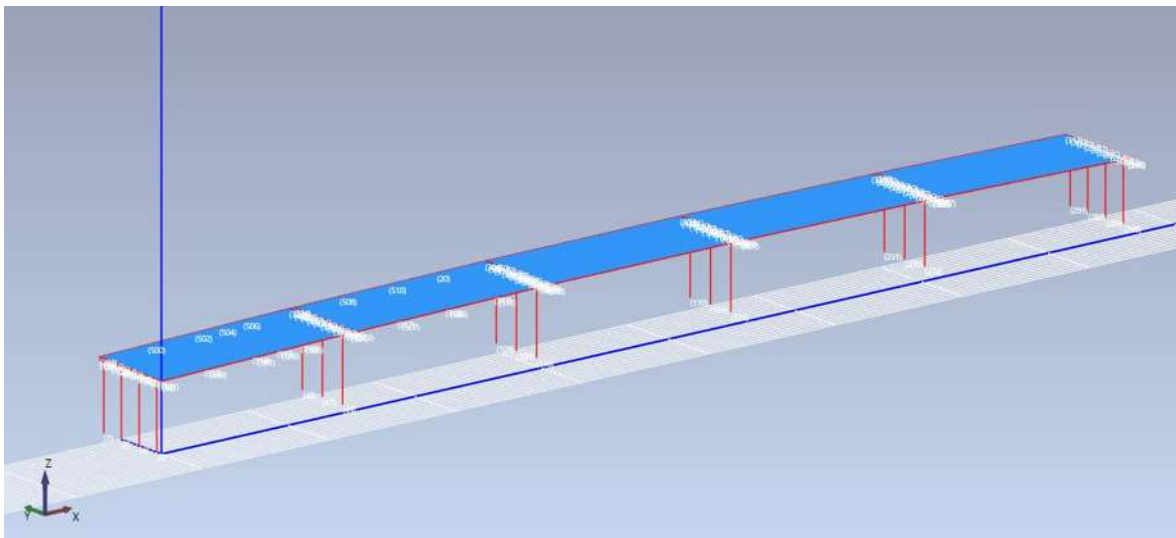


Figura V.1: Geometría del puente La Central en el programa ARTeMIS

FILTRADO DE DATOS REGISTRADOS

Los datos registrados de las mediciones de vibración ambiental antes de importarlos al programa ARTeMIS deben de pasar un filtro donde se revisa que no haya errores de registro. Para llevar a cabo este paso se grafican todos los canales registrados en el programa Excel. Se muestra como ejemplo la gráfica del primer canal de registro de la primera configuración de sensores (Figura V.2).

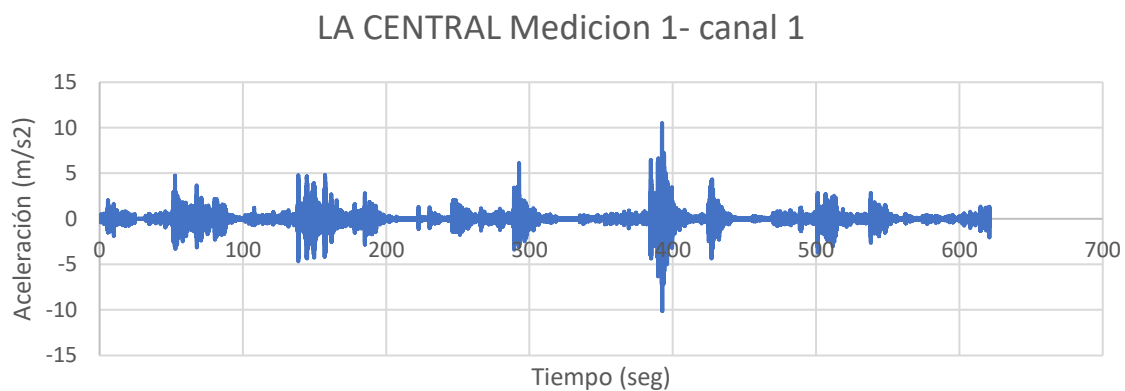


Figura V.2: Gráfica de datos de aceleración para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente La Central

No se encontró ningún error en los datos registrados al realizar las doce graficas de los doce canales de registro de la primera configuración de sensores.

No se encontró error en los datos registrados al realizar las doce graficas de los doce canales de registro de la segunda configuración de sensores.

IMPORTACIÓN DE DATOS DE LAS MEDICIONES

En el puente la central se realizaron dos configuraciones de medición ya antes mencionadas e ilustradas en el capítulo III de este trabajo. En cada medición se registraron doce canales, cuatro en el eje X, cuatro en el eje Y y cuatro en el eje Z (Tabla V.1 y Tabla V.2). Los datos registrados en la primera configuración de sensores se le denomina CM001 y los datos registrados en la segunda configuración de sensores se le denomina CM002 (Figura V.3).

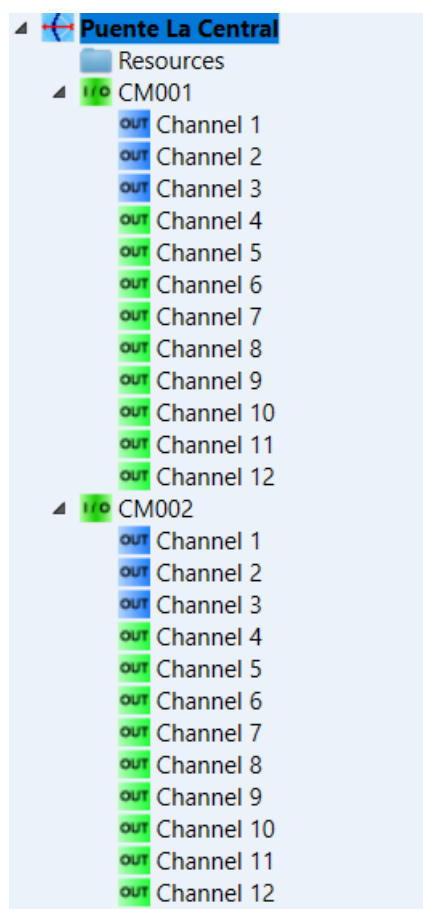


Figura V.3: Importación de datos registrados al programa ARTeMIS

Tabla. V.1: Direcciones de los canales de medición de la primera configuración de sensores (Datos CM001)
























	Name	Location (Global Node)	X	Y	Z
	Channel 1	316	1	0	0
	Channel 2	316	0	1	0
	Channel 3	316	0	0	1
	Channel 4	315	1	0	0
	Channel 5	315	0	1	0
	Channel 6	315	0	0	1
	Channel 7	314	1	0	0
	Channel 8	314	0	1	0
	Channel 9	314	0	0	1
	Channel 10	313	1	0	0
	Channel 11	313	0	1	0
	Channel 12	313	0	0	1

Tabla. V.2: Direcciones de los canales de medición de la segunda configuración de sensores (Datos CM002)

	Name	Location (Global Node)	X	Y	Z
	Channel 1	316	1	0	0
	Channel 2	316	0	1	0
	Channel 3	316	0	0	1
	Channel 4	317	1	0	0
	Channel 5	317	0	1	0
	Channel 6	317	0	0	1
	Channel 7	318	1	0	0
	Channel 8	318	0	1	0
	Channel 9	318	0	0	1
	Channel 10	319	1	0	0
	Channel 11	319	0	1	0
	Channel 12	319	0	0	1

De manera ilustrativa se muestran las direcciones de los canales registrados en la Figura V.4 y la Figura V.5.

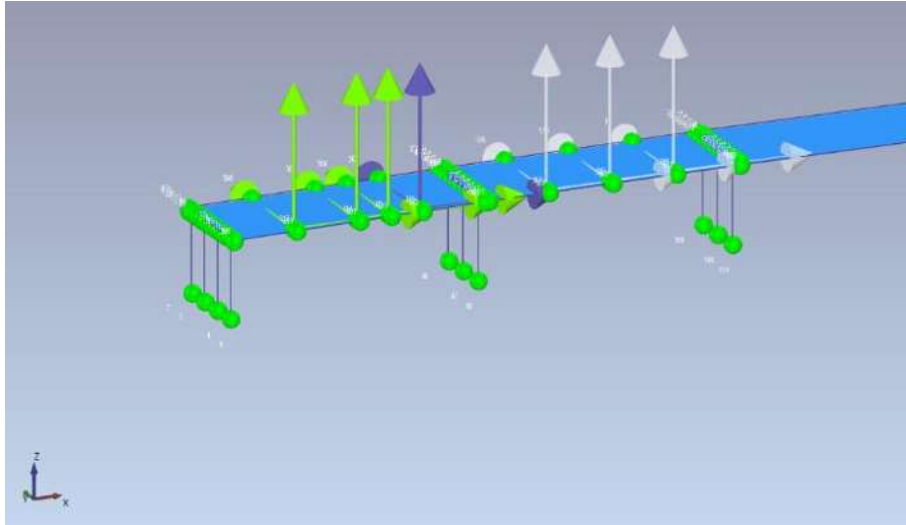


Figura V.4: Dirección de los canales de registro para la primera configuración de sensores (Datos CM001)

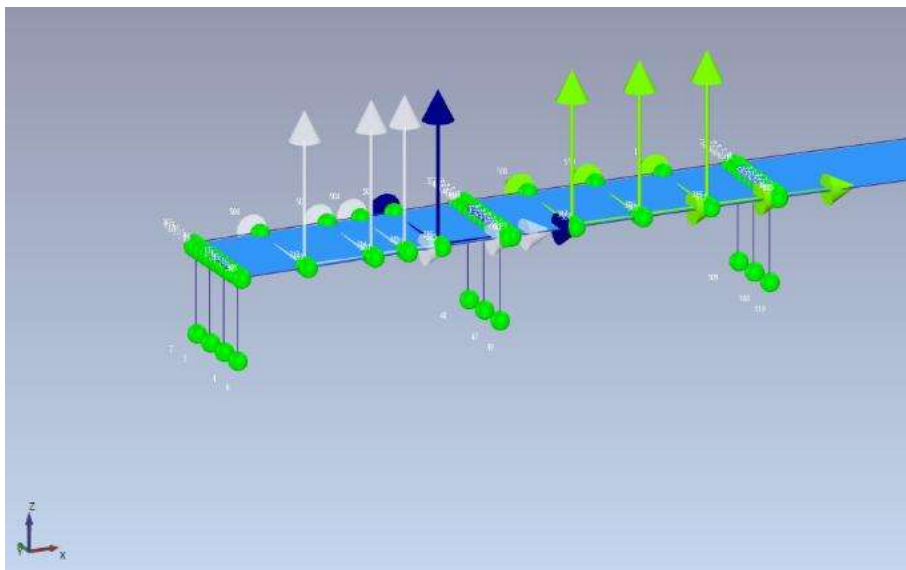


Figura V.5: Dirección de los canales de registro para la segunda configuración de sensores (Datos CM002)

Una vez importado los datos registrados de las MVA y asignados cada canal de registro en la dirección y nodo correcto se procede a procesar los datos. Los resultados obtenidos se muestran en el capítulo V de este trabajo.

5.2.2 Puente Pedregal

GEOMETRIA

Modelar la geometría del puente Pedregal es el primer paso en el procesamiento de datos. La geometría en el programa ARTeMIS se utilizará principalmente para visualizar las formas modales o las formas de deflexión operativa. La geometría se genera a base de nodos, líneas y superficies (Figura V.6)

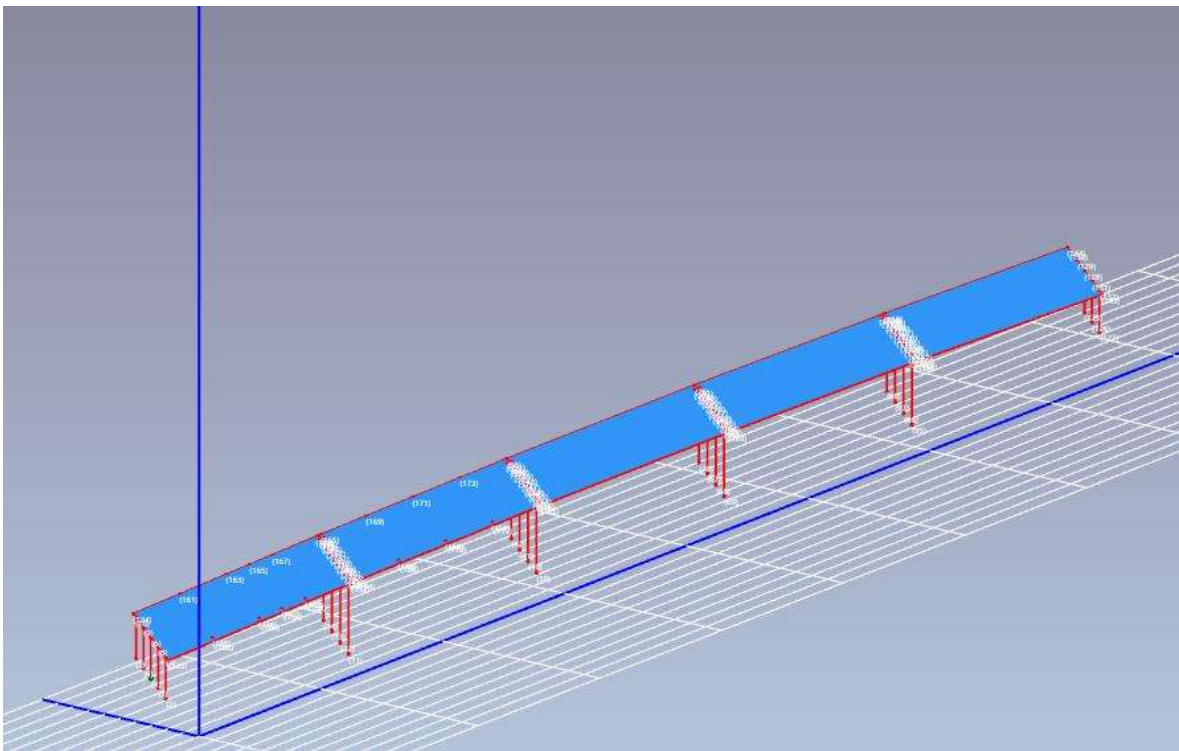


Figura V.6: Geometría del puente Pedregal en el programa ARTeMIS

FILTRADO DE DATOS REGISTRADOS

Los datos registrados de las mediciones de vibración ambiental antes de importarlos al programa ARTEMIS deben de pasar un filtro donde se revisa que no haya errores de registro. Para llevar a cabo este paso se grafican todos los canales registrados en el programa Excel. Se muestra como ejemplo la gráfica del primer canal de registro de la primera configuración de sensores (Figura V.7).

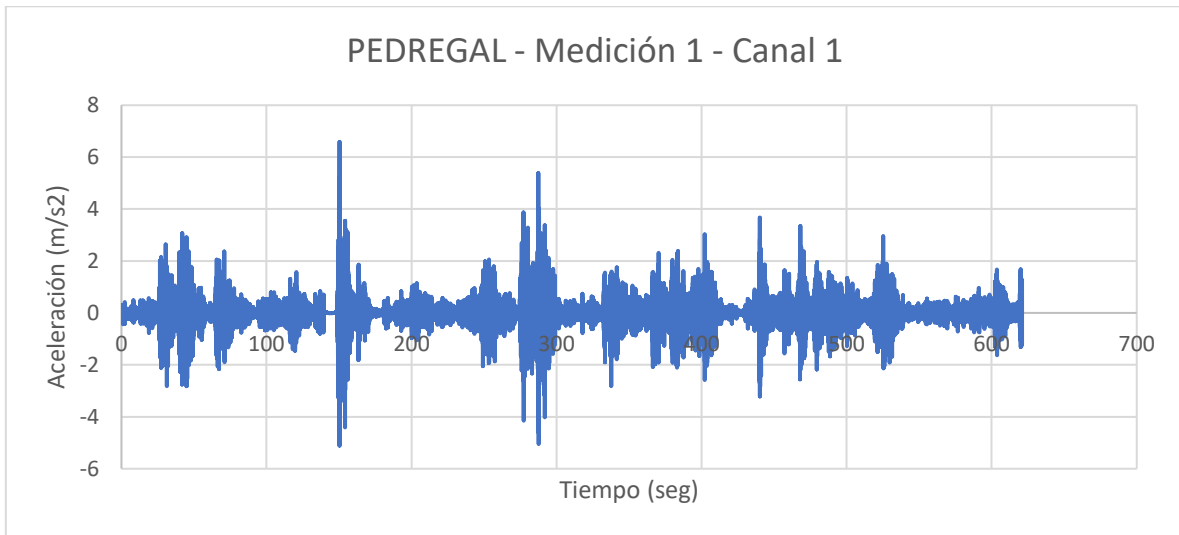


Figura V.7: Gráfica de datos de aceleración para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente Pedregal

No se encontró ningún error en los datos registrados al realizar las doce graficas de los doce canales de registro de la primera configuración de sensores.

No se encontró error en los datos registrados al realizar las doce graficas de los doce canales de registro de la segunda configuración de sensores.

IMPORTACIÓN DE DATOS DE LAS MEDICIONES

En el puente Pedregal se realizaron dos configuraciones de medición ya antes mencionadas e ilustradas en el capítulo III de este trabajo. En cada medición se registraron doce canales, cuatro en el eje X, cuatro en el eje Y y cuatro en el eje Z (Tabla V.3 y Tabla V.4). Los datos registrados en la primera configuración de sensores se le denomina PM001 y los datos registrados en la segunda configuración de sensores se le denomina PM002 (Figura V.3).

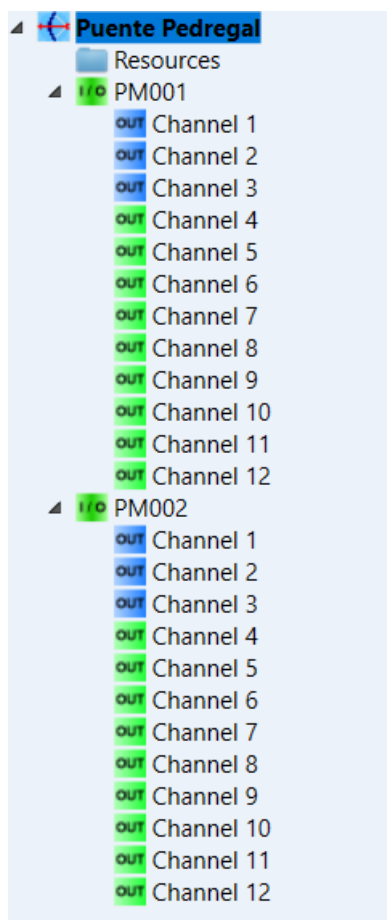


Figura V.8: Importación de datos registrados al programa ARTeMIS

Tabla. V.3: Direcciones de los canales de medición de la primera configuración de sensores (Datos PM001)

























	Name	Location (Global Node)	X	Y	Z
	Channel 1	148	1	0	0
	Channel 2	148	0	1	0
	Channel 3	148	0	0	1
	Channel 4	147	1	0	0
	Channel 5	147	0	1	0
	Channel 6	147	0	0	1
	Channel 7	146	1	0	0
	Channel 8	146	0	1	0
	Channel 9	146	0	0	1
	Channel 10	145	1	0	0
	Channel 11	145	0	1	0
	Channel 12	145	0	0	1

Tabla. V.4: Direcciones de los canales de medición de la segunda configuración de sensores (Datos PM002)

	Name	Location (Global Node)	X	Y	Z
	Channel 1	148	1	0	0
	Channel 2	148	0	1	0
	Channel 3	148	0	0	1
	Channel 4	149	1	0	0
	Channel 5	149	0	1	0
	Channel 6	149	0	0	1
	Channel 7	150	1	0	0
	Channel 8	150	0	1	0
	Channel 9	150	0	0	1
	Channel 10	151	1	0	0
	Channel 11	151	0	1	0
	Channel 12	151	0	0	1

De manera ilustrativa se muestran las direcciones de los canales de medición en la Figura V.9 y la Figura V.10.

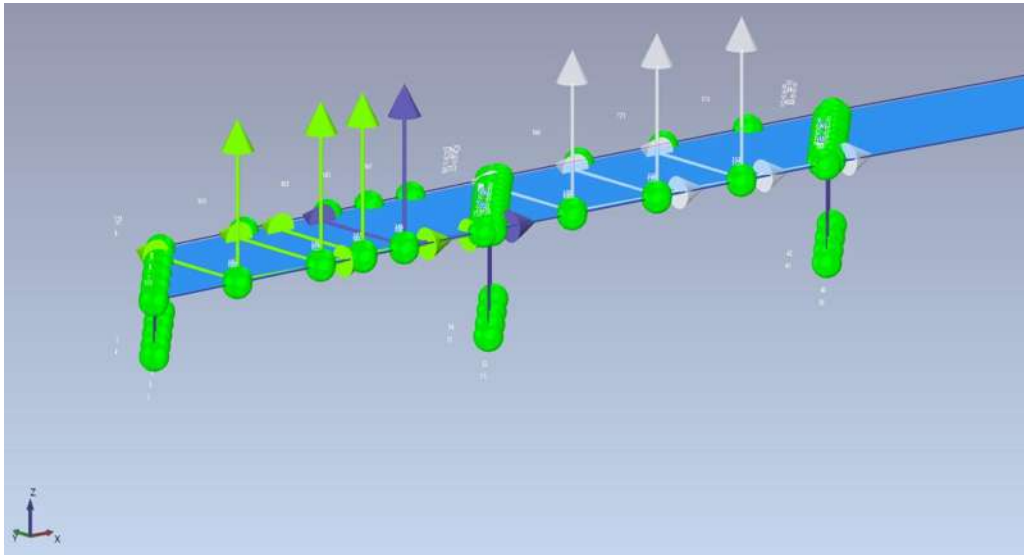


Figura V.9: Dirección de los canales de registro para la primera configuración de sensores (Datos PM001)

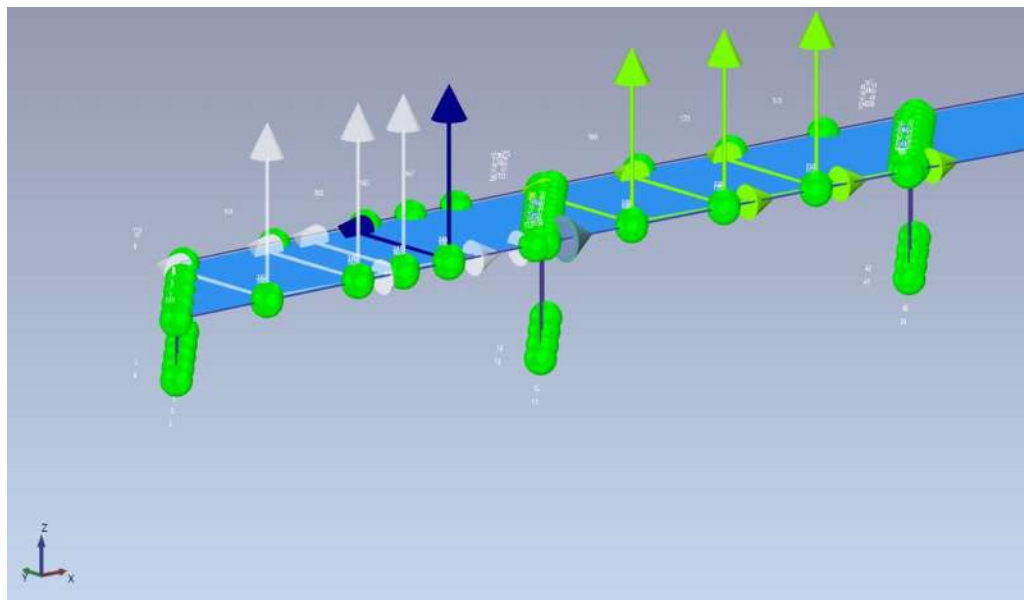


Figura V.10: Dirección de los canales de registro para la segunda configuración de sensores (Datos PM002)

Una vez importado los datos registrados de las MVA y asignados cada canal de registro en la dirección y nodo correcto se procede a procesar los datos. Los resultados obtenidos se muestran en el capítulo V de este trabajo.

5.2.3 Puente El Lago

GEOMETRIA

Modelar la geometría del puente El Lago es el primer paso en el procesamiento de datos. La geometría en el programa ARTeMIS se utilizará principalmente para visualizar las formas modales o las formas de deflexión operativa. La geometría se genera a base de nodos, líneas y superficies (Figura V.11).

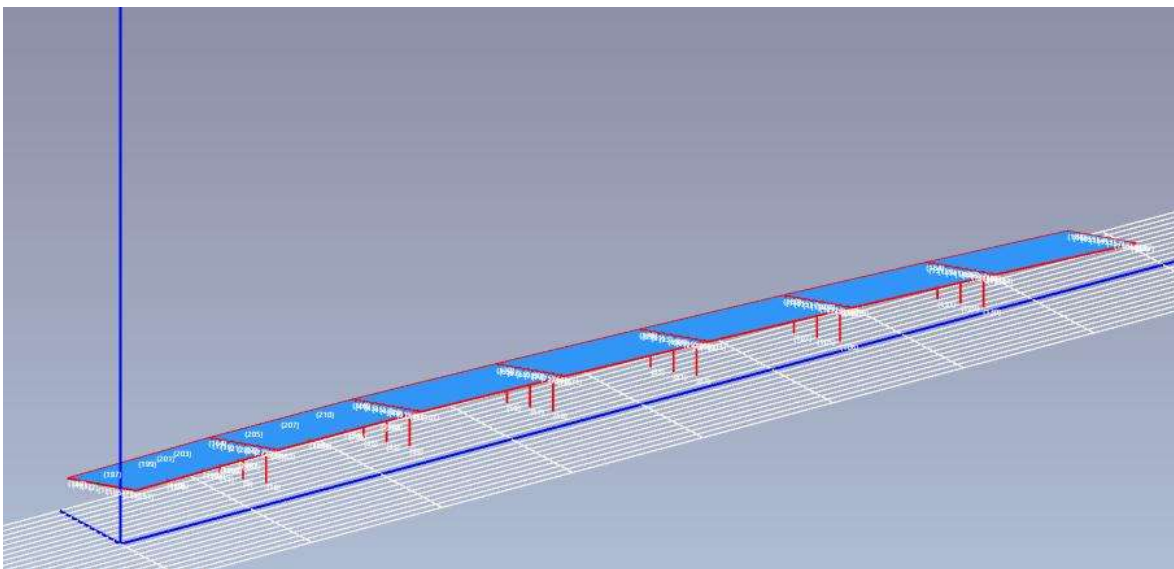


Figura V.11: Geometría del puente El Lago en el programa ARTeMIS

FILTRADO DE DATOS REGISTRADOS

Los datos registrados de las mediciones de vibración ambiental antes de importarlos al programa ARTeMIS deben de pasar un filtro donde se revisa que no haya errores de registro. Para llevar a cabo este paso se grafican todos los canales registrados en el programa Excel. Los datos registrados en la primera configuración de sensores tuvieron un error de calibración en el equipo, se muestra como ejemplo la gráfica del primer canal de registro de la primera configuración de sensores (Figura V.12)

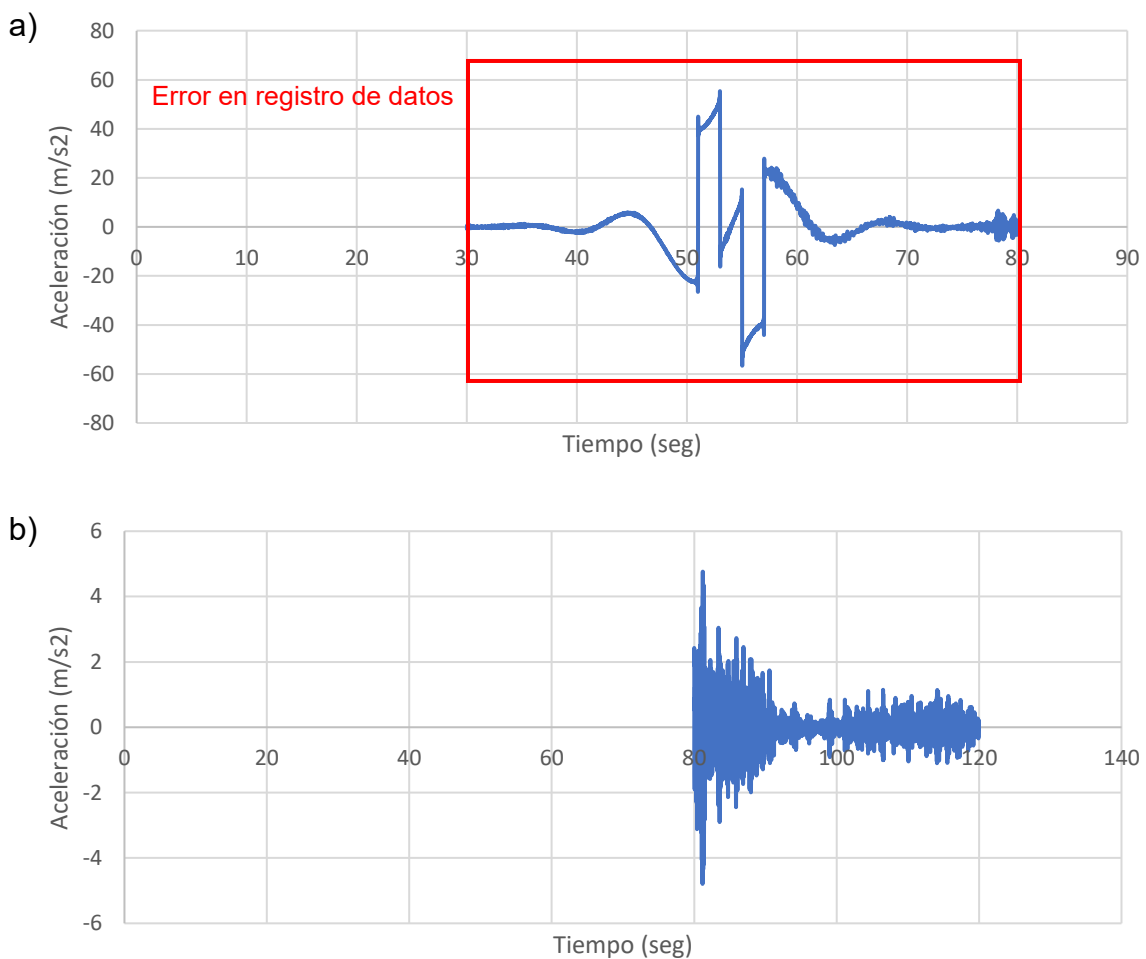


Figura V.12: Gráficas de datos de aceleración para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente El Lago: a) gráfica de datos de aceleración para el intervalo de 30 a 80 segundos, b) gráfica de datos de aceleración para el intervalo de 80 a 120 segundos.

El error se encontró aproximadamente desde el segundo 30 al segundo 80 y se corrigió eliminando los datos registrados en ese intervalo de tiempo en todos los datos de la primera configuración de sensores. Como ejemplo de los datos ya corregidos se muestra la gráfica del primer canal de registro de la primera configuración de sensores (Figura V.13)

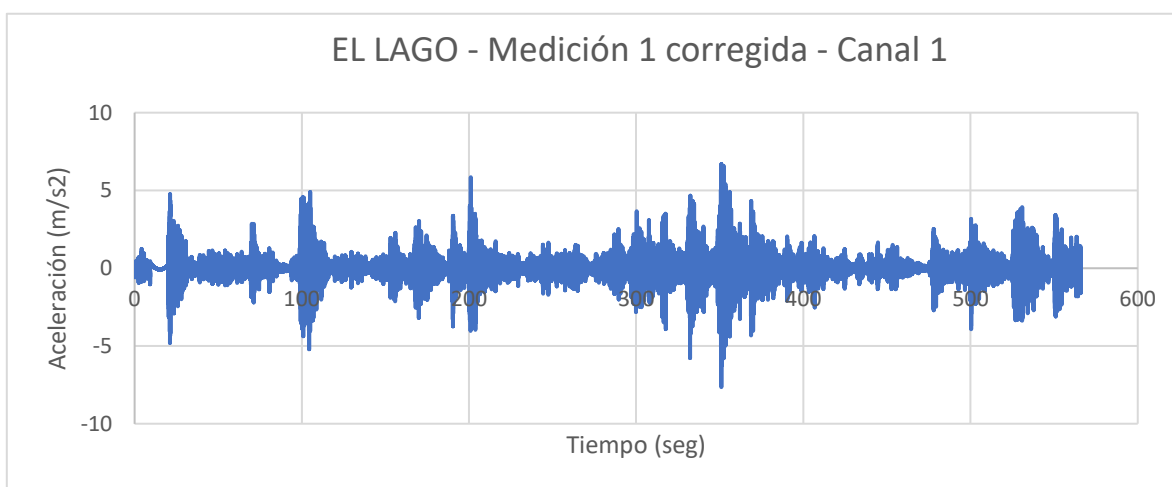


Figura V.13: Gráfica de datos de aceleración corregidos para el primer canal de la primera configuración de sensores del puente El Lago

No se encontró error en los datos registrados al realizar las doce gráficas de los doce canales de registro de la segunda configuración de sensores.

IMPORTACIÓN DE DATOS DE LAS MEDICIONES

En el puente El Lago se realizaron dos configuraciones de medición ya antes mencionadas e ilustradas en el capítulo III de este trabajo. En cada medición se registraron doce canales, cuatro en el eje X, cuatro en el eje Y y cuatro en el eje Z (Tabla V.5 y Tabla V.6). Los datos registrados en la primera configuración de sensores se le denomina LM001 y los datos registrados en la segunda configuración de sensores se le denomina LM002 (Figura V.14).

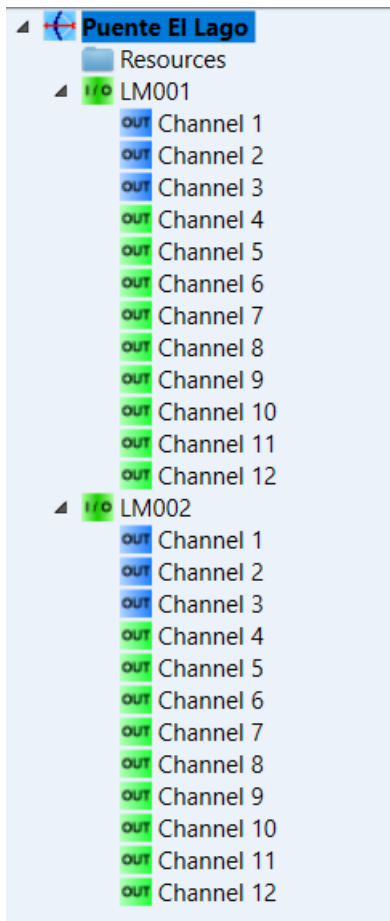


Figura V.14: Importación de datos registrados al programa ARTeMIS

Tabla. V.5: Direcciones de los canales de medición de la primera configuración de sensores (Datos LM001)

























	Name	Location (Global Node)	X	Y	Z
	Channel 1	192	1	0	0
	Channel 2	192	0	1	0
	Channel 3	192	0	0	1
	Channel 4	191	1	0	0
	Channel 5	191	0	1	0
	Channel 6	191	0	0	1
	Channel 7	190	1	0	0
	Channel 8	190	0	1	0
	Channel 9	190	0	0	1
	Channel 10	189	1	0	0
	Channel 11	189	0	1	0
	Channel 12	189	0	0	1

Tabla. V.6: Direcciones de los canales de medición de la segunda configuración de sensores (Datos LM002)

	Name	Location (Global Node)	X	Y	Z
	Channel 1	192	1	0	0
	Channel 2	192	0	1	0
	Channel 3	192	0	0	1
	Channel 4	193	1	0	0
	Channel 5	193	0	1	0
	Channel 6	193	0	0	1
	Channel 7	194	1	0	0
	Channel 8	194	0	1	0
	Channel 9	194	0	0	1
	Channel 10	195	1	0	0
	Channel 11	195	0	1	0
	Channel 12	195	0	0	1

De manera ilustrativa se muestran las direcciones de los canales de medición en la Figura V.15 y la Figura V.16.

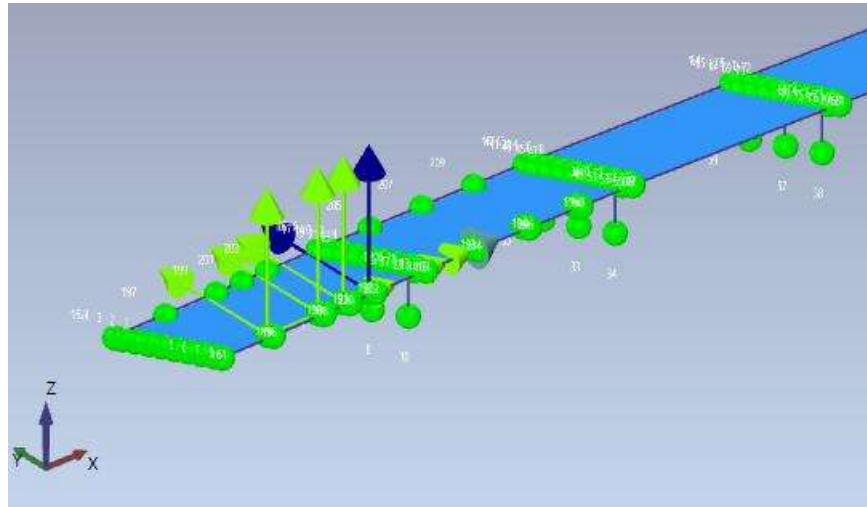


Figura V.15: Dirección de los canales de registro para la primera configuración de sensores (Datos CM001)

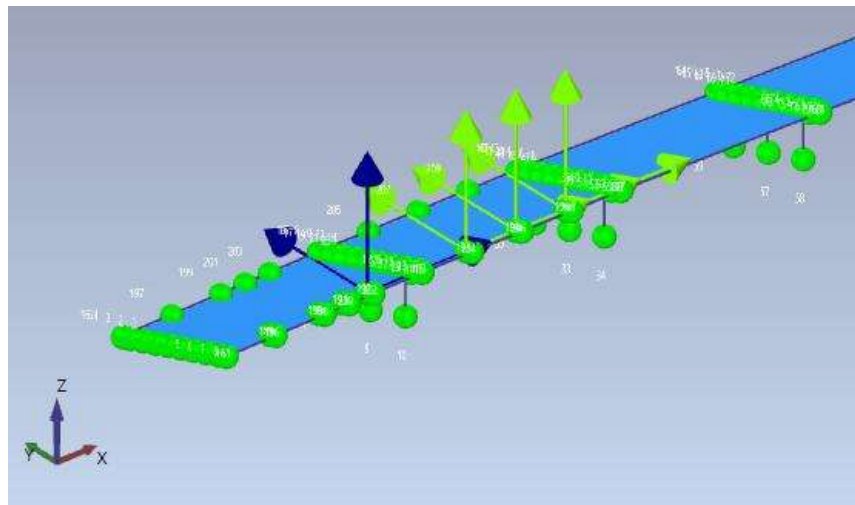


Figura V.16: Dirección de los canales de registro para la segunda configuración de sensores (Datos CM002)

Una vez importado los datos registrados de las MVA y asignados cada canal de registro en la dirección y nodo correcto se procede a procesar los datos. Los resultados obtenidos se muestran en el capítulo V de este trabajo.

VI. Propiedades dinámicas y evaluación de la salud estructural

6.1 Propiedades dinámicas (AMO)

La evaluación de las propiedades dinámicas de los puentes en estudio mediante el análisis modal operacional (AMO) se detallan en esta sección. En este contexto, para determinar las propiedades dinámicas en el AMO, usando el software ARTEMIS, se hará uso de la técnica de Descomposición Mejorada en el Dominio de la Frecuencia (EFDD, por sus siglas en inglés) para determinar amortiguamientos, la cual se ha consolidado como una herramienta efectiva para la identificación de las características dinámicas de las estructuras, como puentes y edificios, a partir de mediciones de vibración ambiental (Obregón, 2018). Para el determinar las frecuencias modales se hace uso de la técnica de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD, por sus siglas en inglés)

Para la validación de los resultados obtenidos en el AMO, se hace uso del Factor de Complejidad del Modo (FCM), este valor mide la complejidad de una forma de modo y se representa como porcentaje, donde valores cercanos a 0% indican que el modo es real y valores cercanos a 100% indican que los modos tienen una alta probabilidad de no ser reales (modo imaginario). Padilla et al. (2023), mencionan que un valor del FCM menor a 5% es aceptable, lo cual indica que el modo tiene una alta posibilidad de ser real.

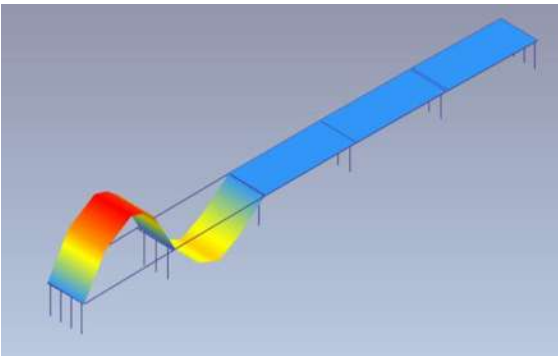
A continuación, se presentan los resultados de las propiedades dinámicas de cada uno de los puentes.

Las formas modales se ven representadas por la superficie con transición de colores entre rojo y amarillo, mientras que la geometría no deformada se ve representada de color azul.

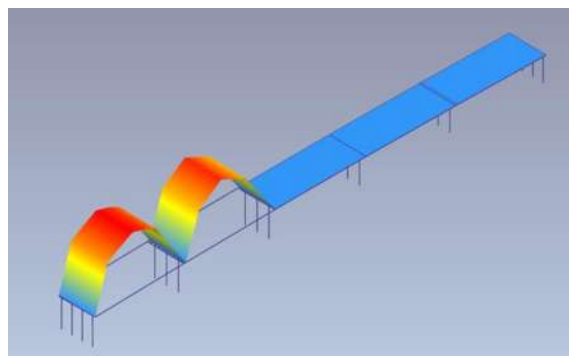
6.1.1 Puente La Central

En este puente se realizó una medición, denominada CEJUL24, donde se colocó una línea de sensores con dos configuraciones de medición. Se encontraron las formas modales que se muestran en la Figura VI.1

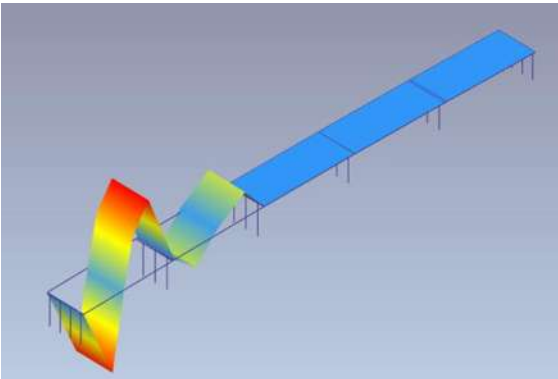
a)



b)



c)



d)

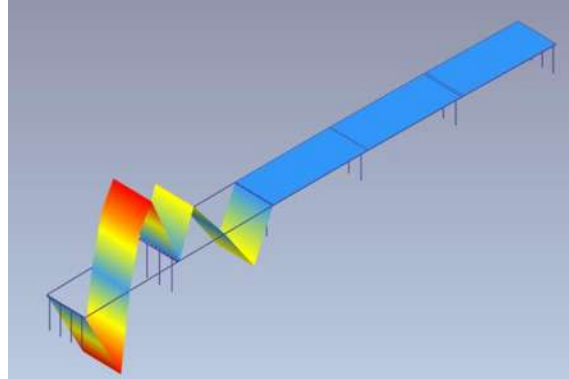


Figura VI.1: Formas modales del puente La Central determinadas mediante AMO: a) primera forma modal vertical, b) segunda forma modal vertical, c) tercera forma modal vertical, d) cuarta forma modal vertical

Entre el año 2014 y 2015 se realizó una campaña de mediciones de vibración ambiental de los mismos puentes en estudio. Dentro de estas mediciones se realizó una medición de vibración ambiental en el puente La Central en noviembre del año 2015 denominada CENOV15, justo cuando el puente fue puesto en operación.

Los datos de la medición CENOV15 fueron procesados en el software ARTeMIS en su versión 6.0.2.0. Se usó del algoritmo descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD, por sus siglas en ingles) para determinar las propiedades dinámicas del puente.

Las formas modales obtenidas de la medición CENOV15 y de la medición CEJUL24 se resumen en la Tabla VI.1.

Tabla VI.1: Frecuencias modales del puente La Central mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>CENOV15</i> <i>Hz</i>	<i>FCM</i> <i>%</i>	<i>CEJUL24</i> <i>Hz</i>	<i>FCM</i> <i>%</i>
1	3.223	0.167	3.027	5.194
2	4.004	6.383	3.418	0.985
3	11.523	1.581	10.449	0.738
4	12.5	6.428	11.133	4.706

Los valores del FCM resumidos en la tabla VI.1, para la medición CENOV15 dieron resultados que varían dentro del rango de 0.15 a 6.42%, para este trabajo se consideran aceptables. Para la medición CEJUL24 dieron valores del FCM bajos, los cuales varían dentro del rango de 0.7 a 5.1%, de igual forma se consideran buenos resultados por ser menor a 5%.

Los amortiguamientos obtenidos del AMO del puente La Central, de las mediciones CENOV15 y CEJUL24 se resumen en la Tabla VI.2.

Tabla VI.2: Amortiguamientos del puente La Central mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>CENOV15</i> %	<i>CEJUL24</i> %
1	2.958	3.248
2	2.715	3.531
3	1.097	2.355
4	1.018	-

Los periodos obtenidos del AMO del puente La Central, de las mediciones CENOV15 y CEJUL24 se resumen en la Tabla VI.3, adicionalmente se presenta una comparativa entre los resultados de CENOV15 y CEJUL24 para conocer la variación de los periodos de estas mediciones.

Tabla VI.3: Periodos y comparativa del puente La Central mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>CENOV15</i> s	<i>CEJUL24</i> s	<i>Error Relativo</i> %
1	0.310	0.330	6.48
2	0.250	0.293	17.14
3	0.087	0.096	10.28
4	0.080	0.090	12.28

El valor del periodo del primer modo (vertical) para la medición más reciente (CEJUL24) es de: $T_{CEJUL24} = 0.330 \text{ seg}$

El error relativo se define con la siguiente ecuación:

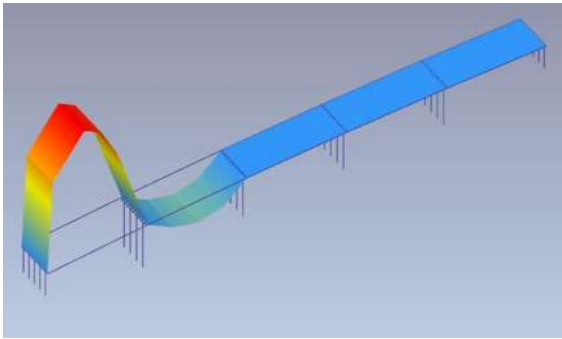
$$ER = \frac{CENOV15 - CEJUL24}{CENOV15} * 100 \quad \text{Ec. (6.1)}$$

El error relativo entre los periodos de la medición CENOV15 y CEJUL24 se observa en la tabla VI.3. En la medición CEJUL24 se presenta un incremento en todos los periodos obtenidos. Los periodos de CEJUL24 incrementaron desde un 6% hasta un 17% respecto a los valores de CENOV15. El segundo modo vertical es el que presenta el incremento más grande de periodo, de un 17.14%.

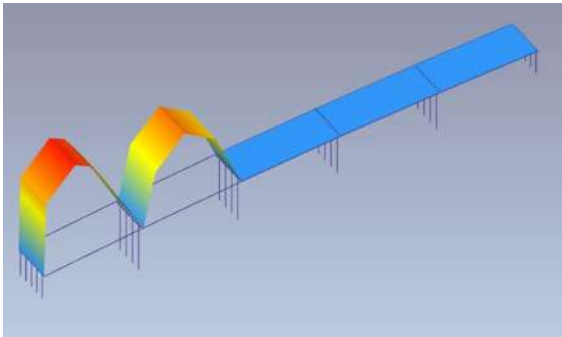
6.1.2 Puente Pedregal

En este puente se realizó una medición, denominada PEJUL24, donde se colocó una línea de sensores con dos configuraciones de medición. Se encontraron las formas modales que se muestran en la Figura VI.2.

a)



b)



*Figura VI.2: Formas modales del puente Pedregal determinadas mediante AMO:
a) primera forma modal vertical, b) segunda forma modal vertical*

Entre el año 2014 y 2015 se realizó una campaña de mediciones de vibración ambiental de los mismos puentes en estudio. Dentro de estas mediciones se realizó una medición de vibración ambiental en el puente Pedregal en noviembre del año 2015 denominada PENOV15, justo cuando el puente fue puesto en operación.

Los datos de la medición PENOV15 fueron procesados en el software ARTeMIS en su versión 6.0.2.0. Se usó del algoritmo descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD, por sus siglas en inglés) para determinar las propiedades dinámicas del puente.

Las formas modales obtenidas de la medición PENOV15 y de la medición PEJUL24 se resumen en la Tabla VI.4

Tabla VI.4: Frecuencias modales del puente Pedregal mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>PENOV15</i> <i>Hz</i>	<i>FCM</i> <i>%</i>	<i>PEJUL24</i> <i>Hz</i>	<i>FCM</i> <i>%</i>
1	3.184	2.171	3.027	0.532
2	3.809	5.162	3.516	2.271

Los valores del FCM resumidos en la tabla VI.4, para la medición PENOV15 dieron resultados que varían dentro del rango de 2.1 a 5.1%, para este trabajo se consideran aceptables. Para la medición PEJUL24 dieron valores del FCM bajos, los cuales varían dentro del rango de 0.5 a 2.2%, de igual forma se consideran aceptables y buenos resultados por ser menor al 5%.

Los amortiguamientos obtenidos del AMO del puente Pedregal, de las mediciones PENOV15 y PEJUL24 se resumen en la Tabla VI.5.

Tabla VI.5: Amortiguamientos del puente Pedregal mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>PENOV15</i> %	<i>PEJUL24</i> %
1	2.471	3.337
2	2.019	-

Los periodos obtenidos del AMO del puente Pedregal, de las mediciones PENOV15 y PEJUL24 se resumen en la Tabla VI.6, adicionalmente se presenta una comparativa entre los resultados de PENOV15 y PEJUL24 para conocer la variación de los periodos de estas mediciones.

Tabla VI.6: Periodos y comparativa del puente Pedregal mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>PENOV15</i> s	<i>PEJUL24</i> s	<i>Error Relativo</i> %
1	0.314	0.330	5.19
2	0.263	0.284	8.33

El valor del periodo del primer modo (vertical) para la medición más reciente (PEJUL24), es de: $T_{PEJUL24} = 0.330 \text{ seg}$

El error relativo se define con la siguiente ecuación:

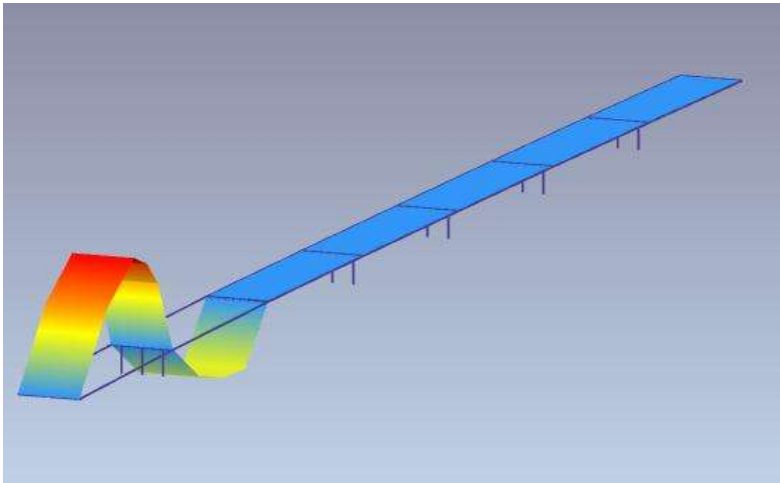
$$ER = \frac{PENOV15 - PEJUL24}{PENOV15} * 100 \quad \text{Ec. (6.2)}$$

El error relativo entre los periodos de la medición PENOV15 y PEJUL24 se observa en la tabla VI.6, en la medición PEJUL24 se observa un incremento en todos los periodos obtenidos. Los periodos de PEJUL24 incrementaron desde un 5.1% hasta un 8.3% respecto a los valores de PENOV15. El segundo modo vertical es el que presenta el incremento más grande de periodo, de un 8.3%.

6.1.3 Puente El Lago

En este puente se realizó una medición de vibración ambiental, denominada LAJUL24, donde se colocó una línea de sensores con dos configuraciones de medición. Se encontraron las formas modales que se muestran en la Figura VI.3.

a)



b)

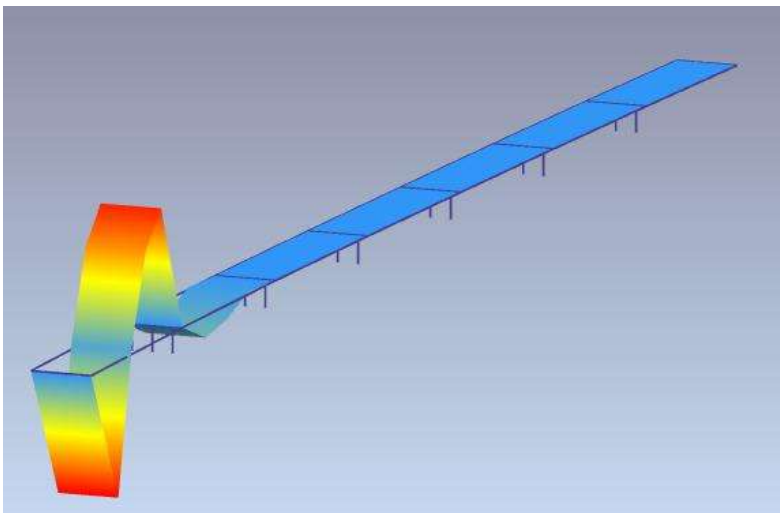


Figura VI.3: Formas modales del puente El Lago determinadas mediante AMO: a) primera forma modal vertical, b) segunda forma modal vertical

Entre el año 2014 y 2015 se realizó una campaña de mediciones de vibración ambiental de los mismos puentes en estudio. Dentro de estas mediciones se realizó una medición de vibración ambiental en el puente El Lago en noviembre del año 2015 denominada LANOV15, justo cuando el puente fue puesto en operación.

Los datos de la medición LANOV15 fueron procesados en el software ARTEMIS en su versión 6.0.2.0. Se usó del algoritmo descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD, por sus siglas en ingles) para determinar las propiedades dinámicas del puente.

Las formas modales obtenidas de la medición LANOV15 y de la medición LAJUL24 se resumen en la Tabla VI.7

Tabla VI.7: Frecuencias modales del puente El Lago mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>LANOV15</i> <i>Hz</i>	<i>FCM</i> <i>%</i>	<i>LAJUL24</i> <i>Hz</i>	<i>FCM</i> <i>%</i>
1	2.969	0.280	2.832	0.703
2	11.094	1.519	10.254	4.734

Los valores del FCM resumidos en la tabla VI.4, para la medición LANOV15 son bajo, varían dentro del rango de 0.2 a 1.5%, para este trabajo se consideran aceptables. Para la medición laJUL24 dieron valores del FCM bajos, los cuales varían dentro del rango de 0.7 a 4.7%, de igual forma se consideran aceptables.

Los amortiguamientos obtenidos del AMO del puente El Lago, de las mediciones LANOV15 y LAJUL24 se resumen en la Tabla VI.8.

Tabla VI.8: Amortiguamientos del puente El Lago mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>LANOV15</i> %	<i>LAJUL24</i> %
1	4.2	5.0
2	1.957	2.56

Los periodos obtenidos del AMO del puente El Lago, de las mediciones LANOV15 y LAJUL24 se resumen en la Tabla VI.9, adicionalmente se presenta una comparativa entre los resultados de las mediciones LANOV15 y LAJUL24 para conocer la variación de los periodos.

Tabla VI.9: Periodos y comparativa del puente El Lago mediante AMO

<i>Modo</i>	<i>LANOV15</i> <i>s</i>	<i>LAJUL24</i> <i>s</i>	<i>Error Relativo</i> %
1	0.337	0.353	4.84
2	0.090	0.098	8.19

El valor del periodo del primer modo (vertical) para la medición más reciente (LAJUL24), es de: $T_{LAJUL24} = 0.353 \text{ seg}$

El error relativo se define con la siguiente ecuación:

$$ER = \frac{LANOV15 - LAJUL24}{LANOV15} * 100 \quad \text{Ec. (6.3)}$$

El error relativo entre los periodos de la medición LANOV15 y LAJUL24 se observa en la tabla VI.9, en la medición LAJUL24 se observa un incremento en todos los periodos obtenidos. Los periodos de LAJUL24 incrementaron desde un 4.8% hasta un 8.1% respecto a los valores de LANOV15. El segundo modo vertical es el que presenta el incremento más grande de periodo, de un 8.19%.

6.2 Modelos de elementos finitos (MEF)

Los modelos de elementos finitos (MEF) se realizaron haciendo uso del programa SAP 2000 en su versión 2023. En todos los modelos se trata de representar lo más cercano posible las condiciones reales, la geometría, los materiales, las condiciones de frontera y la cargas en la estructura.

Se realizó un modelo para cada puente, con las características de los puentes cuando fueron puestos en operación.

Las propiedades dinámicas determinadas en los MEF no son similares a las determinadas en el AMO, aunque, para este trabajo el objetivo de emplear los MEF es para conocer la salud estructural del puente simulando cambios en diferentes elementos estructurales.

En la campaña de medición de vibración ambiental solo se midió en dos claros en cada puente, para el caso de los modelos de elemento finito se consideran los puentes como estructuras completas para observar la interacción de todos los claros en el comportamiento global de la estructura.

6.2.1 Tipos de elementos finitos usados en el modelado

Los elementos empleados para el modelado de cada estructura fueron: barras (frame), áreas (shell) y resortes (link).

Elemento barra (frame element)

En SAP2000, un elemento barra (también conocido como elemento de marco o frame element) se utiliza principalmente para representar vigas, columnas y otros elementos estructurales lineales similares.

En los modelos de elementos finitos de los puentes en estudio, fueron modelados con barras: columnas y cabezales de pilas y caballetes, traveses AASHTO y diafragmas.

Elemento área (shell element)

En SAP2000, un elemento área (o shell element) es un tipo de elemento finito utilizado para modelar estructuras bidimensionales, como losas, paneles y cubiertas.

En los modelos de elementos finitos de los puentes en estudio, la losa de concreto fue modelada como un elemento área (shell).

Elemento resorte (link element)

Un elemento resorte (o link element) en SAP2000 es un tipo de elemento finito utilizado para modelar conexiones o relaciones entre nodos en una estructura. Estos elementos son ideales para representar comportamientos de soporte, restricciones y conexiones no rígidas que requieren un análisis detallado de las interacciones entre diferentes partes de una estructura.

Los resortes empleados son del tipo lineal. En los modelos de elementos finitos de los puentes en estudio los apoyos de neopreno son representados por resortes en los cuales se definieron las rigideces laterales y vertical, según la constitución del apoyo y la geometría del mismo.

6.2.2 Materiales

Consideraciones en los modelos de elemento finito

Para dimensionar los elementos finitos del tipo área, se buscó mantener una relación de aspecto cercana a uno, resultando en elementos con un área menor a 1.5 m^2 . De manera similar, en el caso de los elementos tipo barra, las traveses AASHTO se dividieron en 30 segmentos de aproximadamente un metro de longitud cada uno. Para los elementos que componen la subestructura, el objetivo fue lograr relaciones de aspecto cercanas a uno (Figura VI.4).

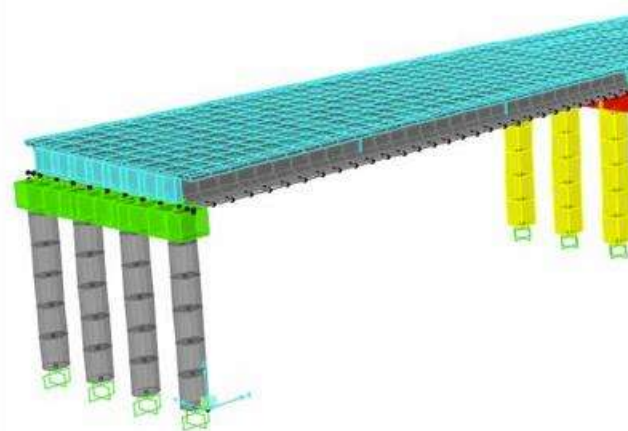


Figura VI.4: Croquis del modelo numérico de los puentes

Se reconoce que el parapeto, la guarnición y la carpeta asfáltica no contribuyen significativamente a la rigidez general de la estructura, por lo que estos elementos fueron representados únicamente como masas adicionales.

En el modelado de la subestructura, al definir las alturas de las columnas, tanto en caballetes como en pilas, se asumió que el apoyo se sitúa en la parte superior de la zapata continua. Las alturas se pueden consultar en las Tablas IV.2, IV.4 y IV.6 de la sección de geometría de los puentes, en el capítulo IV: Descripción de los puentes.

Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizadas en el modelado son las que se muestran en las Tablas IV.1, IV.3 y IV.5. Para calcular el módulo de elasticidad de cada material, se utilizó la ecuación VI.4, que corresponde a los concretos de clase I.

$$E = 14000\sqrt{f'c} \quad (NTC - C 2004 1.5.1.4) \quad E_c (VI.4)$$

Donde:

f'c: resistencia a la compresión

Apoyos de neopreno

Las rigideces laterales y verticales de los apoyos de neopreno (Tabla VI.10) se calcularon de acuerdo con las propiedades geométricas presentadas en el capítulo IV: Descripción de los puentes, utilizando las ecuaciones VI.5 y VI.6.

Tabla VI.10 Rigidez lateral y vertical de los apoyos de neopreno

<i>Puente</i>	<i>Dimensiones</i> <i>cm</i>	<i>K_l</i> <i>ton/m</i>	<i>K_v</i> <i>ton/m</i>
La Central	30 x 40 x 4.1	381.9	81059.53
Pedregal	30 x 40 x 4.1	381.9	81059.53
El Lago	20 x 30 x 4.1	186.05	19748.71
El Lago	20 x 30 x 5.7	132.3	14043.53

$$K_t = \frac{GA_b}{T_r} \quad E_c (VI.5)$$

$$K_v = \frac{E_c A_b}{T_r} \quad E_c (VI.6)$$

Donde:

G: módulo de rigidez a cortante

Ab: área de neopreno adherida a las placas

Tr: espesor total del neopreno

Ec: módulo de compresión del neopreno

$$E_c = E(1 + 2kS^2) \quad E_c \text{ (VI. 7)}$$

Donde:

E: módulo de elasticidad

S: factor de forma del apoyo

k: constante del material

$$S = \frac{LB}{2t_i(L + B)} \quad E_c \text{ (VI. 8)}$$

Donde:

L, *B*: largo y ancho del apoyo

ti: espesor de una capa de neopreno

Para neopreno de dureza 60 las propiedades son:

- Módulo de elasticidad $E = 45.36 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de cortante $G = 10.81 \text{ kg/cm}^2$
- Constante del material $k = 0.57$
- Módulo de Bulk $K = 11722.73 \text{ kg/cm}^2$

6.3 Modelos de elementos finitos de los puentes

A continuación, se presentan las vistas en perspectiva del modelo de elemento finito de cada uno de los puentes modelados.

6.3.1 Puente La Central

El modelo de elemento finito del puente La Central se muestra en la Figura VI.5.

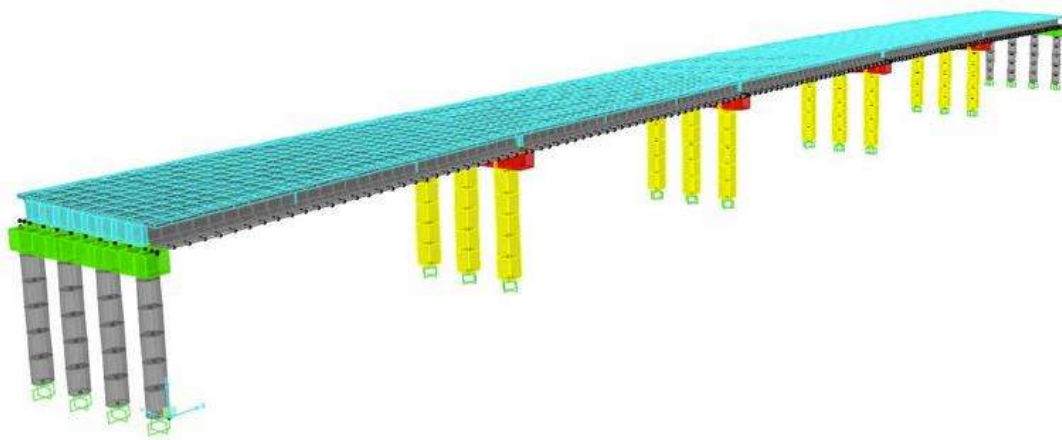


Figura VI.5: Modelo de elemento finito del puente La Central

6.3.2 Puente Pedregal

El modelo de elemento finito del puente Pedregal se muestra en la Figura VI.6.

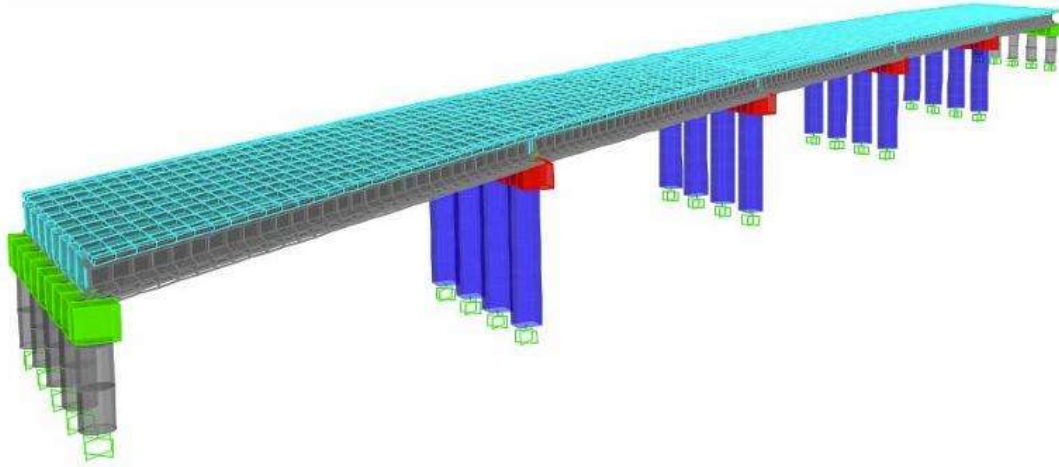


Figura VI.6: Modelo de elemento finito del puente Pedregal

6.3.3 Puente El Lago

El modelo de elemento finito del puente El Lago se muestra en la Figura VI.7.

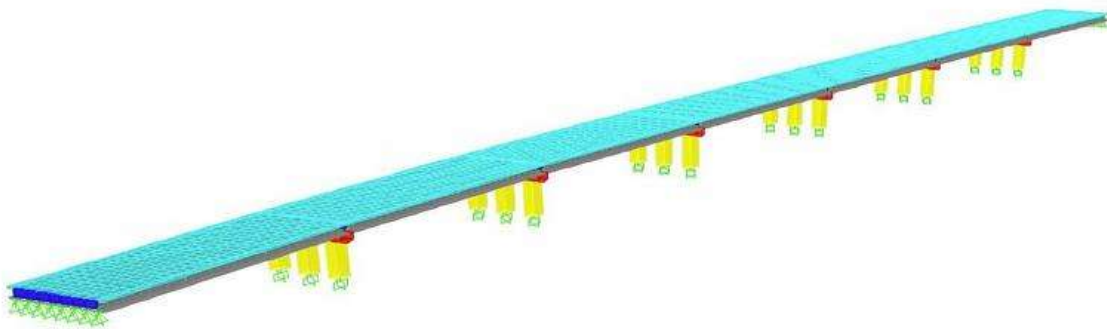


Figura VI.7: Modelo de elemento finito del puente El Lago

6.4 Evaluación de la salud estructural

La salud estructural en puentes es un aspecto crítico para garantizar su seguridad, funcionalidad y durabilidad a lo largo del tiempo. Según la AASHTO Manual for Bridge Evaluation (2018), la evaluación de la integridad estructural de un puente implica inspecciones visuales, pruebas no destructivas y análisis estructurales para identificar deterioros como grietas, corrosión del acero de refuerzo, delaminación del concreto y deformaciones excesivas. Estos daños, si no se tratan adecuadamente, pueden comprometer la capacidad de carga del puente y aumentar el riesgo de fallas catastróficas (Hearn, 2001). Además, el monitoreo continuo y el mantenimiento preventivo son esenciales para mitigar los efectos del envejecimiento, las cargas dinámicas y las condiciones ambientales adversas (Frangopol et al., 2008).

En este trabajo el estudio de la salud estructural se analizará utilizando información de las propiedades dinámicas obtenidas de mediciones de vibración ambiental realizadas en distintos periodos de vida de los distintos puentes. Como señala Farrar y Worden (2012), el monitoreo de vibraciones ambientales es una herramienta clave para evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras y detectar posibles daños o cambios en su integridad. Los datos recopilados de las MVA en los distintos periodos, además de la información de las inspecciones visuales permitirán comprender el comportamiento estructural de los puentes e identificar variaciones significativas que podrían indicar deterioro o necesidad de intervención. Este enfoque, respaldado por estudios previos como el de Doebling et al. (1996), Chen et. al. (2017), Deraemaeker et. al. (2008) destacan la importancia de utilizar métodos no destructivos para evaluar la salud estructural.

6.4.1 Metodología del análisis de cambios en frecuencias modales (FCM)

Con base en las mediciones de vibración ambiental (MVA) se analizan las vibraciones naturales de una estructura, que son excitadas por fuentes ambientales como el viento, el tráfico vehicular o las actividades humanas. Estas vibraciones, aunque de baja amplitud, contienen información sobre las propiedades dinámicas de la estructura, como sus frecuencias naturales, modos de vibración y amortiguamiento. Cambios en estas propiedades pueden indicar la presencia de daño, como fisuras, corrosión o pérdida de rigidez (Farrar y Worden, 2012, Magalhaes et. al. 2012).

Análisis de Cambios en Frecuencias Modales

Para realizar el estudio de salud estructural de los puentes, se evaluarán cambios en las frecuencias modales con el tiempo. Las frecuencias modales de una estructura son sensibles a cambios en su rigidez y masa, una disminución en las frecuencias naturales puede ser un indicador de daño. Gómez et. al. (2010) menciona que uno de los métodos de detección de daños en estructuras más comunes se basa en correlacionar los cambios en la frecuencia. Magalhaes et. al. (2012) señala que los daños están relacionados con una reducción de la rigidez, lo cual implica reducciones de las frecuencias modales. Sin embargo, este método tiene limitaciones, ya que cambios en las condiciones ambientales, como la temperatura, la humedad o el viento, y por factores operativos como la intensidad del tráfico también pueden afectar las frecuencias naturales (Doebbling et al., 1996, Magalhaes et. al. 2012).

El cambio en la frecuencia modal se determinará con la ecuación VI.9

$$CFM = \frac{\text{frecuencia 1} - \text{frecuencia 2}}{\text{frecuencia 1}} \quad Ec (VI.9)$$

6.4.2 Puente La Central

En el puente La Central se cuenta con tres MVA a lo largo del tiempo que son relevantes para este trabajo, los cuales son:

- **Noviembre de 2014:** Antes de la colocación de la carpeta asfáltica, a esta medición se le denominó CENOV14.
- **Noviembre de 2015:** Después de la colocación de una carpeta de asfalto de cinco centímetros de espesor y estando el puente en operación, a esta medición se le denominó CENOV15.
- **Julio de 2024:** Después de ocho años con ocho meses de operación con un reencarpetamiento adicional de cinco centímetros de espesor, a esta medición se le denominó CEJUL24.

RESULTADOS DE LAS MVA

Las frecuencias modales obtenidas en cada MVA se resumen en la tabla VI.11

Tabla VI.11 Frecuencias modales obtenidas en diferentes periodos puente La Central

Modo	CENOV14	CENOV15	CFM (CENOV14-CENOV15)	CEJUL24	CFM (CENOV15-CEJUL24)	Diferencia %
	Hz	Hz	%		Hz	
1	3.398	3.223	5.15	3.027	6.08	0.93
2	4.648	4.004	13.86	3.418	14.64	0.78
3	12.541	11.523	8.12	10.449	9.32	1.20
4	13.906	12.5	10.11	11.133	10.94	0.83

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS MVA

Efecto de la carpeta asfáltica inicial (2014-2015)

Se observa una reducción general en todas las frecuencias modales tras la colocación de una carpeta asfáltica de 5 cm de espesor.

La disminución de las frecuencias modales varía desde un 5.15% hasta un 13.86%. Se observa que la disminución de las frecuencias modales no es uniforme, esto se debe a la presencia del tránsito vehicular, donde unos modos son más afectados que otros. Carden y Fanning (2004) Explican como el tránsito vehicular puede modificar la rigidez efectiva y las frecuencias modales debido a la interacción entre la estructura y las cargas en movimiento. El modo dos fue el que tuvo una mayor reducción.

La disminución de las frecuencias modales indica que hubo una disminución de rigidez estructural, esta disminución se le atribuye a la carga adicional del asfalto y al tránsito vehicular. La adición de una carpeta asfáltica incrementa la masa del puente, lo que reduce las frecuencias modales (Clough y Penzien, 2003, Gheitsi y Harris, 2014, Peeters y De Roeck 2001)

Las frecuencias naturales de un sistema están relacionadas con la masa y la rigidez de la siguiente manera:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad Ec (VI. 10)$$

Donde:

f_n es la frecuencia natural del modo n en Hz.

k es la rigidez del sistema.

m es la masa del sistema.

El incremento de la masa (carpeta asfáltica) reduce la frecuencia natural (para el periodo de un año, se considera que no hay deterioro en los elementos estructurales y que la masa de la carpeta no modifica la rigidez estructural).

Evolución con el tiempo (2015-2024)

Después de casi nueve años en operación, los resultados de la tabla VI.11 muestran que hubo una disminución progresiva de todas las frecuencias modales.

Durante este periodo se realizaron obras de mantenimiento en el puente La Central, correspondientes a un reencarpetamiento de asfalto de 5 cm de espesor. De acuerdo con los valores de la columna CFM (CENOV14-CENOV15) donde se muestra de forma experimental como influye la masa de una carpeta asfáltica de 5 cm de espesor combinado con el tránsito vehicular, se esperaba que entre los resultados de la medición CENOV15 y CEJUL24 hubiera una disminución de las frecuencias modales, lo cual se cumple.

Se infiere que los valores de la columna CFM (CENOV14-CENOV15) describen la influencia del reencarpetamiento de 5 cm de espesor y el tránsito vehicular para este periodo. La tabla VI.12 muestra las posibles causas de la disminución de las frecuencias modales de este periodo.

Tabla VI.12 Posibles causas que provocan el CFM para periodo de 2015-2024 del puente La Central

Modo	CENOV15	CEJUL24	CFM (CENOV15-CEJUL24)	CFM (Reencarpetamiento + tránsito vehicular)	CFM (Elementos estructurales)
	Hz	Hz	%	%	%
1	3.223	3.027	6.08	5.15	0.93
2	4.004	3.418	14.64	13.86	0.78
5	11.523	10.449	9.32	8.12	1.20
6	12.5	11.133	10.94	10.11	0.83

En la tabla VI.12 se observa que además de la disminución de las frecuencias modales atribuidas al reencarpetamiento y de la influencia del tránsito existe una reducción adicional, la cual se muestra en porcentaje en la columna CFM (Elementos estructurales). Tal como se menciona en el nombre de la columna y de acuerdo con los resultados, se considera que existen elementos estructurales (trabes, columnas, losas, etc) que han perdido rigidez a lo largo del tiempo.

JUSTIFICACIÓN DEL CFM (ELEMENTOS ESTRUCTURALES)

Inspección visual

Durante la campaña de mediciones de vibración ambiental se realizó también una inspección visual en el puente La Central.

Como se menciona en el capítulo IV. Descripción de los puentes y configuración de la instrumentación de este trabajo, las MVA se realizaron solamente en dos claros del puente con dirección Salida Quiroga – Salida Salamanca. La inspección visual se hizo en todo el largo del puente con la finalidad de observar posibles daños.

Se observaron grietas a 45° en el alma y patín de algunas travesas AASHTO del primer claro donde se realizaron las MVA (Figura VI.8), la ubicación exacta de las travesas agrietadas se muestra en la figura VI.9.

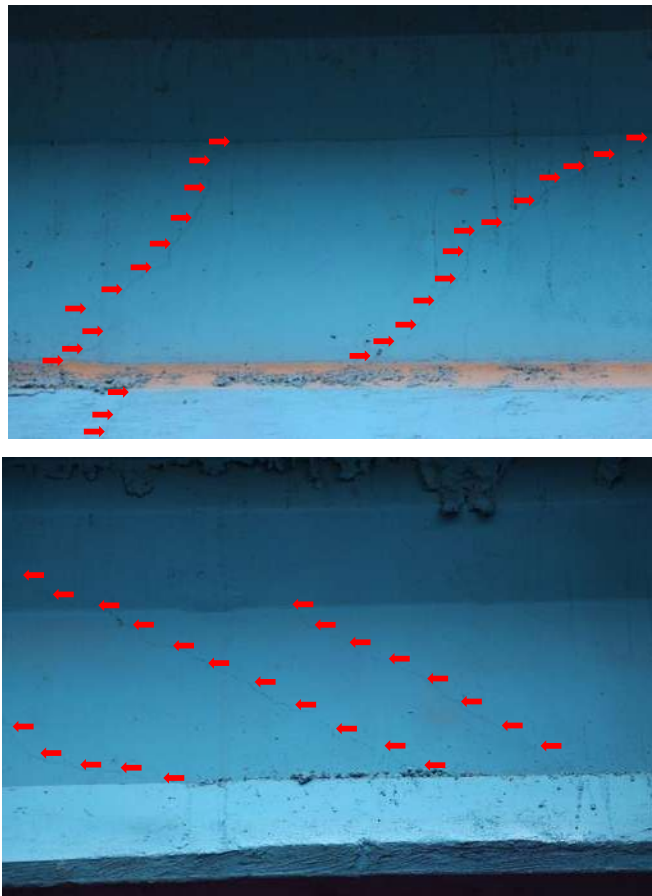
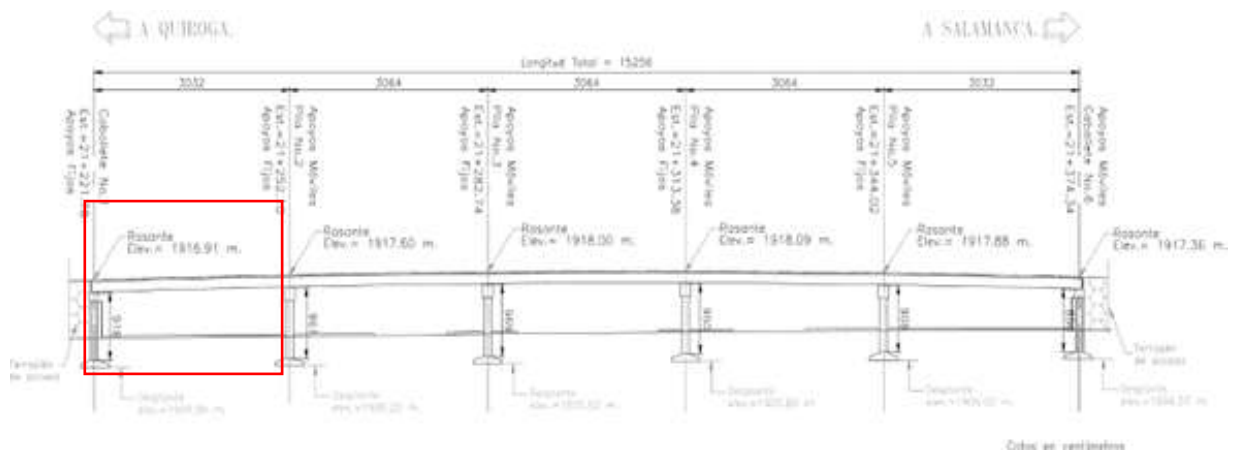


Figura VI.8: Grietas observadas en travesas AASHTO tipo IV puente La Central

a)



b)

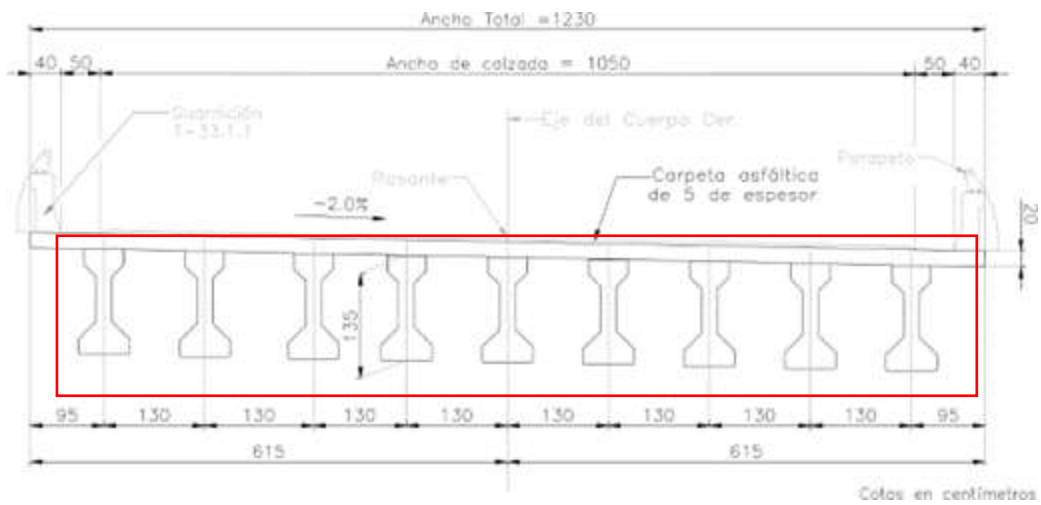


Figura VI.9: Ubicación de traveses agrietados puente La Central: a) Ubicación longitudinal, b) Ubicación transversal

La presencia de grietas inclinadas a 45° en el alma o patín de una trabe puede afectar significativamente su rigidez estructural. Estas grietas, si se presentan en los extremos del elemento, suelen originarse por esfuerzos cortantes. Bentz et al. (2006), observó que grietas de poca profundidad en el alma de una trabe de concreto reforzado pueden reducir la rigidez hasta un 10% sin afectar la integridad estructural de la trabe, concluye que la reducción de la rigidez depende de la extensión y profundidad de las grietas. Naaman (2012) señala que, en trabes con grietas superficiales o localizadas en áreas no críticas, la reducción de la rigidez puede ser mínima, menores al 10%. Para este trabajo se establece que las trabes AASHTO agrietadas pudieron haber perdido rigidez en un intervalo de un 1 al 10% y que estas no comprometen la integridad estructural de las trabes.

De forma visual no se observó otros elementos estructurales dañados, ni agrietamiento al centro del claro. Resultados experimentales han demostrado que las rigideces laterales y verticales de apoyos de neopreno usados en puentes vehiculares pueden disminuir hasta un 10% en un periodo de 10 años, debido al envejecimiento del material, las condiciones ambientales, deformación permanente y los ciclos de carga y descarga (Doody y Noonan, 1999, NCHRP, 1993)

Modelado en SAP2000

Los modelos del SAP2000 se usarán en este trabajo para simular los daños en los elementos estructurales y relacionar los resultados con los de la columna CFM (elementos estructurales) de la tabla VI.12.

Para simular la disminución de la rigidez de las trabes AASHTO se usará como parámetro el módulo de elasticidad del concreto de los elementos estructurales agrietados. Borgi et. al. (2004), mencionan que la reducción del módulo de elasticidad indica cualquier posible daño o reducción de rigidez. Saidin et. al (2022), sugieren el uso del módulo de elasticidad como parámetro a modificar en modelos de elementos finitos debido a su relación directa con las frecuencias modales.

En el caso de los apoyos de neopreno, de acuerdo a los estudios experimentales se disminuirá un 10% sus rigideces laterales y verticales.

Los resultados obtenidos al simular los daños mencionados se muestran en la tabla VI.13.

Tabla VI.13. CFM obtenido de acuerdo a MEF puente la Central

Frecuencias MEF (modelo sin modificar)	Frecuencias MEF (Disminución de K en apoyos de neopreno Disminución de E de trabes aashto)	CFM (MEF)	CFM (Elementos estructurales)	Diferencia
Hz	Hz	%	%	%
2.766	2.745	0.77	0.93	0.16
2.826	2.796	1.05	0.78	0.28
10.158	10.019	1.36	1.20	0.16
10.817	10.716	0.92	0.83	0.10

Los valores de la columna CFM (MEF), de la tabla VI.13 muestran el cambio en la frecuencia modal que se obtiene al simular los daños en los elementos estructurales mencionados, de los valores obtenidos se considera más relevante el de la primera fila debido a que son los de la primera frecuencia fundamental vertical.

Se observa que la diferencia entre el CFM del valor obtenido con el MEF (0.77%) y el CFM del valor de la columna CFM (Elementos estructurales), el cual es el valor determinado con las MVA (0.93%), es de 0.16%, el cual se considera para este trabajo como un valor pequeño.

Los resultados anteriores son aceptables asumiendo que las trabes AASHTO tipo IV presentaron grietas en su alma y patín disminuyendo un 5% su rigidez, el cual no afecta su capacidad estructural, así también, las rigideces de los apoyos de neopreno disminuyeron un 10%.

Los valores de la columna Diferencia de la tabla VI.13. son suficientemente bajos, por lo que se considera que el modelo numérico representa adecuadamente los resultados experimentales obtenidos con las mediciones de vibración ambiental en el puente La Central.

CONCLUSIONES

Para los resultados de las mediciones CENOV14 y CENOV15, se demuestra que el efecto de la masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor en conjunto con el tránsito vehicular disminuye todas las frecuencias modales para el puente La Central y el CFM debido a este factor se establece como la columna CFM (CENOV14 – CENOV15) de la Tabla VI.12.

Sobre los resultados obtenidos entre las mediciones CENOV15 y CEJUL24, se concluye que la disminución de las frecuencias modales se debe a una combinación entre el incremento de masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor, debido a un reencarpetamiento en conjunto con el tránsito vehicular y de la pérdida de rigidez en elementos estructurales (trabes AASHTO tipo IV y apoyos de neopreno).

- Por lo tanto, la masa de la carpeta asfáltica adicional de cinco centímetros de espesor y el tránsito vehicular son el principal factor en la disminución de las frecuencias modales, del total del porcentaje de disminución esta conforma desde un 85 a 95%, tal como se observa en la tabla VI.12. El CFM debido a este factor se obtuvo de forma experimental y se encuentra en la columna CFM (CENOV14 – CENOV15) de la Tabla VI.12.
- Para justificar los valores de la columna CFM (Elementos Estructurales) de la Tabla VI.12. Posibles causas que provocan el CFM del periodo de 2015-2024, se hizo uso de modelos de elemento finito para simular los daños en las trabes AASHTO mencionadas y en los apoyos de neopreno. En las trabes, se disminuyó un 5% el módulo de elasticidad del concreto para simular el agrietamiento de estos elementos. Se considera que esta disminución no afecta su integridad estructural. En los apoyos de neopreno se disminuyó un 10% las rigideces laterales y verticales.

En los resultados obtenidos con la medición más reciente, la medición CEJUL24, donde solo se obtuvieron formas modales verticales y para la primera frecuencia fundamental vertical se obtuvo un valor de 3.027 Hz. De acuerdo con los análisis de Cantieni (1983), Salawu (1997), González (2019) el límite de las frecuencias fundamentales de un puente de concreto con tableros simplemente apoyados con una longitud entre 30 y 40 metros, debe situarse en un intervalo de 1.5 a 4.5 Hz. En conclusión, la primera frecuencia fundamental vertical del puente La Central se encuentra dentro de este intervalo, lo cual sugiere que el estado del puente es bueno.

Los amortiguamientos que se identificaron en la medición CENOV varían desde 2.3 a 3.5. Clough y Penzien (2003), Bhatt y MacGinley (2011), AASHTO (2020), Chopra (2017) mencionan que los valores de amortiguamiento para puentes de concreto pueden variar entre 2% y 5%. Se puede interpretar que los valores de los amortiguamientos determinados se encuentran en un intervalo aceptable y son correctos.

6.4.3 Puente Pedregal

En el puente Pedregal se realizaron tres MVA a lo largo del tiempo que son relevantes para este trabajo, los cuales son:

- **Enero de 2015:** Antes de la colocación de la carpeta asfáltica, a esta medición se le denominó PEENE15.
- **Noviembre de 2015:** Después de la colocación de una carpeta de asfalto de cinco centímetros de espesor y estando el puente en operación, a esta medición se le denominó PENOV15.
- **Julio de 2024:** Después de ocho años con ocho meses de operación con un reencarpetamiento adicional de cinco centímetros de espesor, a esta medición se le denominó PEJUL24.

RESULTADOS DE LAS MVA

Las frecuencias modales obtenidas en cada MVA se resumen en la tabla VI.14

Tabla VI.14 Frecuencias modales obtenidas en diferentes periodos puente Pedregal

Modo	PEENE15	PENOV15	CFM (PEENE15-PENOV15)	PEJUL24	CFM (PENOV15-PEJUL24)	Diferencia
	Hz	Hz	%	Hz	%	%
1	3.345	3.184	4.81	3.027	4.93	0.12
2	-	3.809	-	3.516	7.69	-

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS MVA

Efecto de la carpeta asfáltica inicial (2014-2015)

Para medición PEENE15 solo se pudo identificar una frecuencia modal vertical. Se observa una reducción de esta frecuencia modal tras la colocación de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor sobre todo el puente.

La disminución de la frecuencia modal determinada es de 4.93%, esta disminución se le atribuye a la carga adicional del asfalto en conjunto con el tránsito vehicular. Debido a que el tiempo entre la medición PEENE15 y PENOV15 es menor a un año, se considera que no hay deterioro en los elementos estructurales y que la masa de la carpeta no modifica la rigidez estructural.

Evolución con el tiempo (2015-2024)

Después de casi nueve años en operación, los resultados de la tabla VI.14 muestran que hubo una disminución progresiva de las frecuencias modales.

Durante este periodo de tiempo se realizó solamente como obras de mantenimiento en el puente Pedregal, un reencarpetamiento adicional de asfalto de 5 cm de espesor. De acuerdo a los valores de la columna CFM (PEENE15-PENOV15) donde se muestra de forma experimental como influye la masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor combinado con el tránsito vehicular, se esperaba que entre los resultados de la medición PENOV15 y PEJUL24 hubiera una disminución de las frecuencias modales, lo cual se cumple.

Se infiere que los valores de la columna CFM (PEENE15-PENOV15) describen la influencia del reencarpetamiento de 5 cm de espesor y el tránsito vehicular para este periodo. La tabla VI.15 muestra las posibles causas de la disminución de las frecuencias modales de este periodo.

Tabla VI.15 Posibles causas que provocan el CFM para periodo de 2015-2024 del puente Pedregal

Modo	PENOV15	PEJUL24	CFM (PENOV15-PEJUL24)	CFM (Reencarpetamiento + tránsito vehicular)	CFM (Elementos estructurales)
	Hz	Hz	%	%	%
1	3.184	3.027	4.93	4.81	0.12

La tabla VI.15 muestra que además de la disminución de las frecuencias modales atribuidas al reencarpetamiento y de la influencia del tránsito existe una reducción adicional mínima, la cual se muestra en porcentaje en la columna CFM (Elementos estructurales). Tal como se menciona en el nombre de la columna y de acuerdo a los resultados, se considera que existen elementos estructurales que han perdido rigidez a lo largo del tiempo.

JUSTIFICACIÓN DEL CFM (ELEMENTOS EXTRUCTURALES)

Inspección visual

Durante la campaña de mediciones de vibración ambiental se realizó también una inspección visual en el puente Pedregal. Como se menciona en el capítulo IV. Descripción de los puentes y configuración de la instrumentación de este trabajo, las MVA se realizaron solamente en dos claros del puente con dirección Salida Quiroga – Salida Salamanca. La inspección visual se hizo en todo el largo de puente con la finalidad de observar posibles daños.

De forma visual no se observaron elementos estructurales dañados, aunque de forma experimental se ha determinado que las rigideces laterales y verticales de apoyos de neopreno usados en puentes vehiculares disminuyen con el paso del tiempo.

Modelado en SAP2000

Los modelos del SAP2000 se usarán para simular los daños en los elementos estructurales y relacionar los resultados con los de la columna CFM (elementos estructurales) de la tabla VI.15.

Para simular la disminución de la rigidez de los apoyos de neopreno, de acuerdo a los estudios experimentales, para un periodo de 9 años en servicio se disminuirá un 10% sus rigideces laterales y verticales.

Los resultados obtenidos al simular los daños mencionados se muestran en la tabla VI.16

Tabla VI.16. CFM obtenido de acuerdo a MEF puente Pedregal

Frecuencias MEF (modelo sin modificar)	Frecuencias MEF (Disminución de K en apoyos de neopreno)	CFM (MEF)	CFM (Elementos estructurales)	Diferencia
Hz	Hz	%	%	%
2.768	2.766	0.11	0.12	0.01

Los valores de la columna CFM (MEF), en la tabla VI.16 muestran el cambio en la frecuencia modal que se obtiene al simular los daños en los elementos estructurales mencionados. Se observa que la diferencia entre el valor de esta columna y el valor de la columna CFM (Elementos estructurales) es muy bajo. De acuerdo a este resultado se sugiere que las rigideces de los apoyos de neopreno disminuyeron un 10%.

El valor de la columna Diferencia de la tabla VI.16 es muy bajo (0.01%), por lo que se considera que no afecta a la integridad estructural del puente Pedregal.

CONCLUSIONES

Las mediciones PEENE15 y PENOV15, muestran que el efecto de la masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor en conjunto con el tránsito vehicular disminuye las frecuencias modales para el puente Pedregal y el CFM. Por ello, se establece como la columna CFM (PEENE15 – PENOV15) de la Tabla VI.14.

Sobre los resultados obtenidos entre las mediciones PENOV15 y PEJUL24, se concluye que la disminución de las frecuencias modales se debe a una combinación entre la masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor debido a un reencarpetamiento en conjunto con el tránsito vehicular y de la pérdida de rigidez en elementos estructurales (apoyos de neopreno).

- Por lo tanto, la masa de la carpeta asfáltica adicional de cinco centímetros de espesor y el tránsito vehicular son el principal factor en la disminución de las frecuencias modales para este periodo, del total del porcentaje de disminución esta conforma el 97.5%, tal como se observa en la tabla VI.15. El CFM debido a este factor se obtuvo de forma experimental y se encuentra en la columna CFM (PEENE15 – PENOV15) de la Tabla VI.14.
- Para justificar los valores de la columna CFM (Elementos Estructurales) de la Tabla VI.15, en el periodo de 2015-2024 del puente Pedregal, se hizo uso de un modelo numérico para simular los daños en los apoyos de neopreno, se disminuyó un 10% las rigideces laterales y verticales.

Con relación a los resultados obtenidos de la medición más reciente, la medición PEJUL24, donde solo se obtuvieron formas modales verticales y para la primera frecuencia fundamental vertical, se obtuvo una frecuencia de 3.027 Hz. Este valor se encuentra dentro del intervalo de 1.5 a 4.5 Hz. En conclusión, la primera frecuencia fundamental vertical del puente Pedregal se encuentra dentro del intervalo que otros autores han encontrado.

El amortiguamiento que se identificó en la medición PEJUL24 es de 3.3. Como el valor del amortiguamiento determinado se encuentran en el intervalo de 2 al 5%.

6.4.4 Puente El Lago

En puente El Lago se realizaron tres MVA a lo largo del tiempo que son relevantes para este trabajo, los cuales son:

- **Enero de 2015:** Antes de la colocación de la carpeta asfáltica, a esta medición se le denominó LAENE15.
- **Noviembre de 2015:** Después de la colocación de una carpeta de asfalto de cinco centímetros de espesor y estando el puente en operación, a esta medición se le denominó LANOV15.
- **Julio de 2024:** Después de aproximadamente nueve años en operación con un reencarpentamiento adicional de cinco centímetros de espesor, a esta medición se le denominó LAJUL24.

RESULTADOS DE LAS MVA

Las frecuencias modales obtenidas en cada MVA se resumen en la tabla VI.17

Tabla VI.17 Frecuencias modales obtenidas en diferentes periodos puente El Lago

Modo	LAENE15	LANOV15	CFM (LAENE15-LANOV15)	LAJUL24	CFM (LANOV15-LAJUL24)	Diferencia
	Hz	Hz	%	Hz	%	%
1	3.086	2.969	3.79	2.832	4.61	0.82
2	-	11.094	-	10.254	7.57	-

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS MVA

Efecto de la carpeta asfáltica inicial (2014-2015)

En medición LAENE15 sólo se identificó una frecuencia modal vertical (frecuencia fundamental). Se observa una reducción de esta frecuencia modal tras la colocación de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor sobre todo el puente.

La disminución de la frecuencia modal determinada es de 3.79%, esta disminución se le atribuye a la carga adicional del asfalto en conjunto con el tránsito vehicular. Como el tiempo transcurrido entre la medición LAENE15 y LANOV15 es menor a un año, se considera que no hay deterioro en los elementos estructurales y que la masa de la carpeta no modifica la rigidez estructural.

Evolución con el tiempo (2015-2024)

Después de casi nueve años en operación, los resultados de la tabla VI.17 muestran que hubo una disminución progresiva de las frecuencias modales.

Durante este periodo se colocó un reencarpetamiento de asfalto de 5 cm de espesor. De acuerdo a los valores de la columna CFM (LAENE15-LANOV15) donde se muestra de forma experimental como influye la masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor combinado con el tránsito vehicular, se esperaba que entre los resultados de la medición LANOV15 y LAJUL24 existiera una disminución de las frecuencias modales.

Se infiere que los valores de la columna CFM (LAENE15-LANOV15) describen la influencia del reencarpetamiento de cinco cm de espesor y el tránsito vehicular para este periodo. La tabla VI.18 muestra las posibles causas de la disminución de las frecuencias modales de este periodo.

Tabla VI.18 Posibles causas que provocan el CFM para periodo de 2015-2024 del puente El Lago

Modo	LANOV15	LAJUL24	CFM (LANOV15-LAJUL24)	CFM (Reencarpetamiento + tránsito vehicular)	CFM (Elementos estructurales)
	Hz	Hz	%	%	%
1	2.969	2.832	4.61	3.79	0.82

En la tabla VI.18 se observa que además de la disminución de las frecuencias modales atribuidas al reencarpetamiento y de la influencia del tránsito existe una reducción adicional, la cual se muestra en porcentaje en la columna CFM (Elementos estructurales). Tal como se menciona en el nombre de la columna y de acuerdo a los resultados, se considera que existen elementos estructurales que han perdido rigidez a lo largo del tiempo.

JUSTIFICACIÓN DEL CFM (ELEMENTOS EXTRUCTURALES)

Inspección visual

Durante la campaña de mediciones de vibración ambiental se realizó también una inspección visual en el puente El Lago. Como se menciona en el capítulo IV. Descripción de los puentes y configuración de la instrumentación de este trabajo, las MVA se realizaron solamente en dos claros del puente con dirección Salida Quiroga – Salida Salamanca. La inspección visual se hizo en todo el largo de puente con la finalidad de observar posibles daños.

Se observaron grietas a 45° en el patín de algunas traveses ASSHTO del primer claro donde se realizaron las MVA (Figura VI.10). La presencia de grietas inclinadas a 45° en los extremos del patín de una travesa puede afectar significativamente su rigidez estructural. Para este trabajo se establece que las traveses ASSHTO agrietadas pudieron haber perdido rigidez en un rango de un 5 al 10% y que estas no comprometen la integridad estructural de las traveses, la ubicación exacta de las traveses agrietadas se muestra en la figura VI.11.

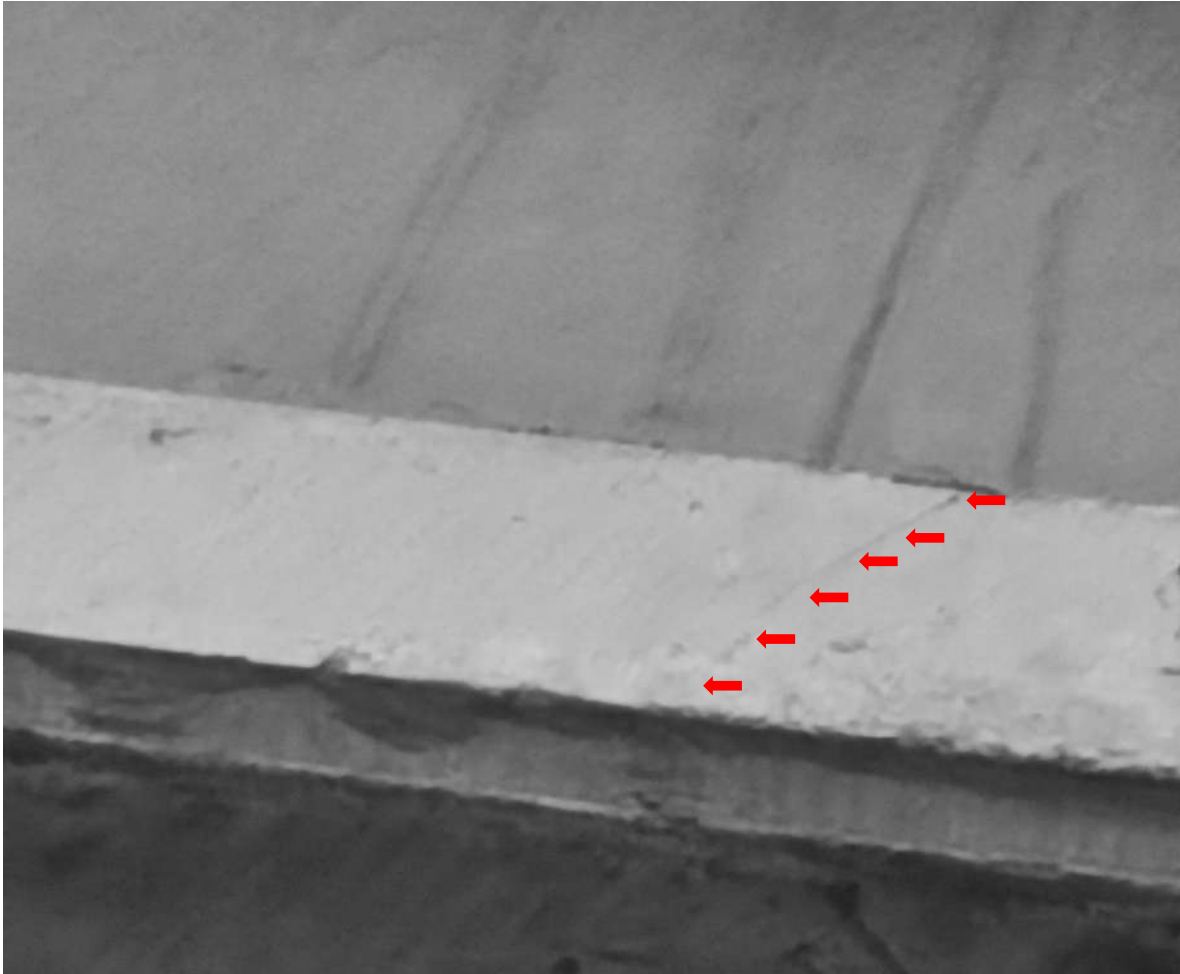


Figura VI.10: Grietas observadas en trabes ASSHTO tipo IV puente El Lago

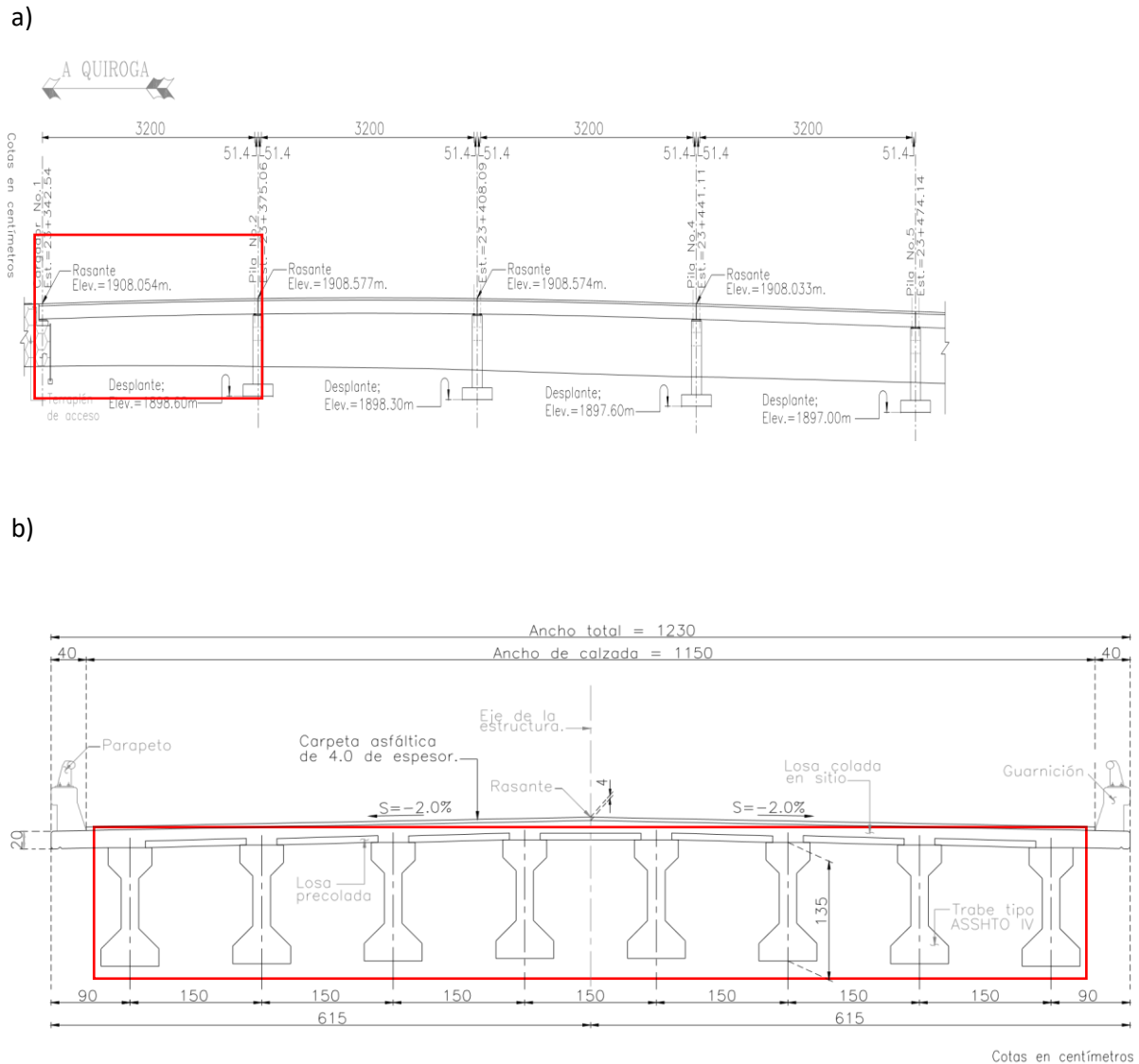


Figura VI.9: Ubicación de traves agrietadas puente El Lago: a) Ubicación longitudinal, b) Ubicación transversal

De forma visual no se observaron otros elementos estructurales dañados, aunque de forma experimental se ha determinado, como se mencionó anteriormente, que las rigideces laterales y verticales de los apoyos de neopreno usados en puentes vehiculares de concreto disminuyen con el paso del tiempo.

Modelado en SAP2000

Los modelos del SAP2000 se usarán para simular los daños en los elementos estructurales y relacionar los resultados con los de la columna CFM (elementos estructurales) de la tabla VI.18.

Para simular la disminución de la rigidez de los apoyos de neopreno, de acuerdo a los estudios experimentales, para un periodo de 9 años en servicio se disminuirá un 10% sus rigideces laterales y verticales.

Los resultados obtenidos al simular los daños mencionados se muestran en la tabla VI.19

Tabla VI.19. CFM obtenido de acuerdo a MEF puente El Lago

Frecuencias MEF (modelo sin modificar)	Frecuencias MEF (Disminución de K en apoyos de neopreno Disminución de E de trabes ASSHTO)	CFM (MEF)	CFM (Elementos estructurales)	Diferencia
Hz	Hz	%	%	%
2.364	2.346	0.74	0.82	0.08

Los valores de la columna CFM (MEF), de la tabla VI.19 muestran el cambio en la frecuencia modal que se obtiene al simular los daños en los elementos estructurales mencionados. Se observa que la diferencia entre los valores de esta columna y los valores de la columna CFM (Elementos estructurales) es muy bajo. Se demuestra que las rigideces de los apoyos de neopreno disminuyeron un 10% y que el módulo de elasticidad de las trabes AASHTO que se encontraron agrietadas disminuyeron un 2%, en ambos casos se asume que esta pérdida de rigidez no afecta la integridad del puente.

CONCLUSIONES

Para los resultados de las mediciones LAENE15 y LANOV15, se demuestra que el efecto de la masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor en conjunto con el tránsito vehicular disminuye las frecuencias modales para el puente Pedregal y el CFM debido a este factor se establece como la columna CFM (LAENE15 – LANOV15) de la Tabla VI.17.

Sobre los resultados obtenidos entre las mediciones LANOV15 y LAJUL24, se concluye que la disminución de las frecuencias modales se debe a una combinación entre el incremento de masa de una carpeta asfáltica de cinco centímetros de espesor y la pérdida de rigidez de elementos estructurales, en este caso, los apoyos de neopreno y las trabes AASHTO.

- Por lo tanto, la masa de la carpeta asfáltica adicional de cinco centímetros de espesor y el tránsito vehicular son el principal factor en la disminución de las frecuencias modales para este periodo, del total del porcentaje de disminución esta conforma el 82%, tal como se observa en la tabla VI.15. El CFM debido a este factor se obtuvo de forma experimental y se encuentra en la columna CFM (LAENE15 – LANOV15) de la Tabla VI.17.
- Se realizó el modelo de elemento finito del puente El Lago para simular los daños en elementos estructurales antes mencionados y con ello se justifican los valores de la columna CFM (Elementos Estructurales) de la Tabla VI.18 entre periodo de 2015 a 2024.

Nuevamente, con base en la medición LAJUL24 se determina que al igual que en los otros puentes estudiados, la primera frecuencia fundamental vertical (2.832 Hz), se encuentra en el intervalo de 1.5 a 4.5 Hz. Los amortiguamientos que se identificaron en la medición LAJUL24 fueron de 2.5 y 5%.

Conclusiones finales

La presente tesis ha llevado a cabo el estudio de las propiedades dinámicas y la salud estructural de tres puentes de concreto armado en la ciudad de Morelia, Michoacán, México, mediante mediciones de vibración ambiental (MVA), conocido mayormente como Análisis Modal Operacional (OMA, por sus siglas en ingles). Los resultados que se obtuvieron han proporcionado información valiosa para comprender el comportamiento dinámico de los puentes en estudio a lo largo del tiempo.

Hallazgos más relevantes de este trabajo:

- **Cambios en las frecuencias modales (CFM):** Se observó una reducción gradual en las frecuencias modales de todos los puentes, causada principalmente por el aumento de masa debido a la adición de capas de asfalto, el tránsito vehicular y por la pérdida de rigidez en elementos como las traveses AASHTO y los apoyos de neopreno. Estos cambios se midieron mediante análisis del Cambio en las Frecuencias Modales (CFM), demostrando cómo las alteraciones en masa y rigidez afectan las propiedades dinámicas de las estructuras.
- **Influencia de factores ambientales y operativos:** Los resultados de las MVA confirmaron que aspectos como el peso adicional del asfalto y las vibraciones generadas por el tránsito vehicular influyen en las frecuencias modales. Esto demuestra la importancia de incluir estos factores en las evaluaciones estructurales.
- **Identificación de daños:** A través de inspecciones visuales y modelos de elemento finito (MEF), se validó la existencia de grietas en las traveses AASHTO y la disminución de la rigidez en los apoyos de neopreno, aunque sin afectar la integridad estructural de los puentes. Estos hallazgos respaldan

el uso de técnicas no destructivas, como el análisis modal, para detectar daños en etapas tempranas.

- **Eficacia de las técnicas de análisis:** Métodos como la Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) y la Descomposición Mejorada en el Dominio de la Frecuencia (EFDD), implementados en el software ARTeMIS, permitieron obtener con precisión las propiedades dinámicas. Los resultados se corroboraron con valores bajos del Factor de Complejidad del Modo (FCM).

Se concluye que las MVA demostraron ser una herramienta efectiva para evaluar la salud estructural de puentes, proporcionando resultados válidos. Los resultados destacan la necesidad de implementar sistemas de monitoreo permanente y realizar revisiones periódicas que permitan detectar variaciones en el comportamiento dinámico, las cuales podrían indicar posibles daños.

Se recomienda realizar inspecciones detalladas para identificar posibles daños o fisuras en otros elementos.

Bibliografía

- AASHTO. (2018). Manual for bridge evaluation (3rd ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2020). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (9th ed.)
- Baptista, M., Mendes, P., Costa, A., Sousa, C., Afilhado, A. y Silva, P. (2004). Use of ambient vibration testing for modal evaluation of a 16 floor reinforced concrete building in Lisbon, Portugal. 13ª World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, BC. Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 1985.
- Bentz, E. C., Vecchio, F. J., y Collins, M. P. (2006). Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal*, 103(4), 614-624.
- Bhatt, P., y MacGinley, T. J. (2011). Reinforced concrete: Design theory and examples (4th ed.). CRC Press.
- Borgi, S., Smaoui, H., Cherif, F., Bahlous, S. y Ghrairi, A. (2004). Modal Identification and finite element model updating of a reinforced concrete bridge. *Emirates Journal Engineering Research*, 9(2), 29-34
- Brincker, R., Zhang, R. y Andersen, P. (2001) Modal Identification of output-only systems using Frequency Domain Decomposition. *Smart Materials and Structures*. 10, 441-445
- Cantieni, R. (1983). Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland. *Transportation Research Record*, 950, 67-74.
- Carden, E. P., y Fanning, P. (2004). Vibration based condition monitoring: A review. *Structural Health Monitoring*, 3(4), 355-377.
- Castillo, A. y Boroschek, R. (2002). Código No. A14-11 uso del método de frecuencia no paramétrica y SSI para la identificación de propiedades modales de edificios. IX Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Concepción, Chile. 16-19 de noviembre de 2005.
- Chen, G., Omenzetter, P. y Beskhyroun, S. (2017). Operacional modal análisis of a eleven-span concrete bridge subjected to weak ambient excitations. *Engineering Structures*, 151, 839-860
- Chopra, A. K. (2017). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering (5th ed.). Pearson.

- Clough, R. W., y Penzien, J. (2003). Dynamics of Structures. McGraw-Hill.
- Deraemaeker, A., Reynders, E., De Roeck, G. y Kulla, J. (2008). Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment. *Mechanical Systems and Signal Processing* 22, 34-56
- De la Colina, J. y Valdés, J. (2008). Pruebas dinámicas de vibración forzada en un edificio de concreto reforzado de cuatro niveles. *Revista tecnológica ESPOL*, 21(1), 139-147.
- Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., y Shevitz, D. W. (1996). Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review. Los Alamos National Laboratory.
- Doody, E. M. y Noonan E. J. (1999). Long-term performance of elastomeric bridge bearings. *Transportation Research Record* 1688, Paper No. 99.
- Esquivel, C. y Schmidt, V. (2016). Ambient Vibration Tests on three reinforced concrete buildings of 28, 11 and 6 floors. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (95), 81-103.
- Farrar, C. y James, G. (1997). System identification from ambient vibration measurement on a bridge, *Journal of Sound and Vibration*, 205(1), 1–18.
- Farrar, C. R., y Worden, K. (2012). Structural health monitoring: A machine learning perspective. Wiley.
- Frangopol, D. M., Strauss, A., y Kim, S. (2008). Bridge reliability assessment based on monitoring. *Journal of Bridge Engineering*, 13(3), 258-270.
- Gheitasi, A., y Harris, D. K. (2014). Influencia de la superposición de asfalto en los parámetros modales de puentes de vigas de hormigón: estudio de caso. *Journal of Bridge Engineering*, 19 (8), 1-8.
- Gomaa, F., Tayel, M., Kandil, K. y Hekal, G. (2012). Validation Study Illustrates the Accuracy of Operational Modal Analysis Identification. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 2(11), 2250-2459.
- Gómez, I., Maldonado, E. y Chio, G. (2010). Ambient vibrations testing on bridges. *UIS Ingenierías*, 9(1), 55-68.
- González, G. (2019). Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado, Método AASHTO-LRFD Tomo I.
- Hearn, G. (2001). Structural health monitoring of bridges. *Structural Engineering International*, 11(4), 274-278.
- Hernández, H., Huergo, I. y Arce, C. (2021). Pruebas de Vibración ambiental en un edificio durante su proceso de reforzamiento. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (105), 84-101

- Henao, A., Botero, C. y Muria, D. (2014). Identification of dynamic properties of a structural model subjected to ambient vibration and forced vibration using shaking table. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1(91), 54-73.
- Jacobsen, N. J., Andersen, P., y Brincker, R. (2007). Using enhanced frequency domain decomposition as a robust technique to harmonic excitation in operational modal analysis. *Proceedings of the 25th International Modal Analysis Conference (IMAC XXV)*, Orlando, Florida, USA.
- Magalhaes, F., Cunha, A. y Caetano, E. (2012). Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 28, 212-228
- Murià, D. y Gonzalez R. (1995). Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (51), 25-45.
- Naaman, A. E. (2012). *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals* (3rd ed.). Techno Press 3000.
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). (1993). *Elastomeric bridge bearings: Recommended test methods* (Report No. 344). Transportation Research Board.
- Ntotsios, E., Papadimitriou, C., Panetsos, P., Karaiskos, G., Perros, K. y Perdikaris, P. (2008). Bridge health monitoring system based on vibration measurements. *Bull Earthquake Eng*, (7), 469-483
- Obregón, C. (2018). Implementación y validación del método mejorado de descomposición en el dominio de la frecuencia (EFDD) para la identificación de los parámetros modales de estructuras genéricas utilizando ruido ambiente. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.
- Padilla, M. F. B., Esquivel, L. C. S., Liu, Y. C. K., y Schmidt, V. D. (2023). Análisis modal operacional de un edificio utilizando programas computacionales comerciales. *Métodos y Materiales*, 13(1), 1-10.
- Peeters, B., y De Roeck, G. (2001). Monitoreo de un año del puente Z24: efectos ambientales versus eventos de daño. *Ingeniería sísmica y dinámica estructural*, 30 (2), 149-171.
- Saidin, S. S., Kudus, S. A., Jamadin, A., Anuar, M. A., Amin, N. M., Ibrahim, Z., Zakaria, A. B., y Sugiura, K. (2022). Operational modal analysis and finite element model updating of ultra-high-performance concrete bridge based on ambient vibration test. *Case Studies in Construction Materials*, 16, e01117.
- Salawu, O. S. (1997). Detection of structural damage through changes in frequency: A review. *Engineering Structures*, 19(9), 718-723

Scozzese, F., Ragni, L., Tubaldi, E. y Gara, F. (2019). Modal properties variation and collapse assessment of masonry arch bridges under scour action. *Engineering Structures*, 199(109-665)

Structural Vibration Solutions. (2019). ARTeMIS Modal (versión 6.0.2.0) [Software].

Leonardo Aguilar Roblero

SALUD ESTRUCTURAL DE PUENTES MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.pdf

 Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::3117:462874095

Fecha de entrega

28 may 2025, 12:49 p.m. GMT-6

Fecha de descarga

28 may 2025, 1:37 p.m. GMT-6

Nombre de archivo

SALUD ESTRUCTURAL DE PUENTES MEDIANTE MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.pdf

Tamaño de archivo

11.0 MB

135 Páginas

21.697 Palabras

114.425 Caracteres

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



A quien corresponda,

Por este medio, quien abajo firma, bajo protesta de decir verdad, declara lo siguiente:

- Que presenta para revisión de originalidad el manuscrito cuyos detalles se especifican abajo.
- Que todas las fuentes consultadas para la elaboración del manuscrito están debidamente identificadas dentro del cuerpo del texto, e incluidas en la lista de referencias.
- Que, en caso de haber usado un sistema de inteligencia artificial, en cualquier etapa del desarrollo de su trabajo, lo ha especificado en la tabla que se encuentra en este documento.
- Que conoce la normativa de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular los Incisos IX y XII del artículo 85, y los artículos 88 y 101 del Estatuto Universitario de la UMSNH, además del transitorio tercero del Reglamento General para los Estudios de Posgrado de la UMSNH.

Datos del manuscrito que se presenta a revisión		
Programa educativo	Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras (MIAE)	
Título del trabajo	Salud estructural de puentes mediante mediciones de vibración ambiental	
	Nombre	Correo electrónico
Autor/es	Ing. Leonardo Aguilar Roblero	1612448d@umich.mx
Director	Dr. Jose Manuel Jara Guerrero	jose.jara@umich.mx
Codirector	Dr. Bertha Alejandra Olmos Navarrete	bertha.olmos@umich.mx
Coordinador del programa	Dr. Guillermo Martínez Ruiz	mea.ingenieria.estructuras@umich.mx

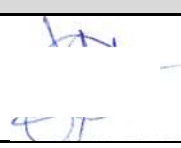
Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Asistencia en la redacción	Si	Usado para corregir ortografía

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Traducción al español	No	
Traducción a otra lengua	Si	Usado para traducir el resumen.
Revisión y corrección de estilo	Si	Usado para corregir ortografía
Análisis de datos	No	
Búsqueda y organización de información	Si	Para buscar tesis, artículos o libros con trabajos similares al del estudio.
Formateo de las referencias bibliográficas	Si	Para corregir las referencias bibliográficas
Generación de contenido multimedia	No	
Otro	No	

Datos del solicitante	
Nombre y firma	Leonardo Aguilar Roblero 
Lugar y fecha	Morelia, Michoacán. A 28 de mayo de 2025